

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS DE JET GROUT ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS

TIAGO ANDRÉ LIMA MIMOSO CAMELO

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

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

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

O começo de todas as ciências é o espanto de as coisas serem como são
Aristóteles

AGRADECIMENTOS

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

- Ao Professor José Leitão Borges, orientador desta tese, pela disponibilidade e apoio, interesse e entusiasmo que sempre demonstrou durante a elaboração da mesma e que foram imprescindíveis para o desenvolvimento do trabalho;
- Aos meus colegas e amigos, pelo companheirismo, amizade, ânimo e partilha de conhecimentos que contribuíram para tornar esta tarefa mais leve e assim poder atingir os objectivos deste trabalho;
- Aos meus Pais pela educação, incentivo, confiança e apoio constante ao longo de todo o percurso académico que culmina com este trabalho. Aos meus irmãos, em especial à minha irmã Susana pelo apoio, estímulo e disponibilidade que sempre me prestaram.

RESUMO

A presente dissertação pretende contribuir para um melhor conhecimento da técnica de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout encabeçadas por plataforma de transferência de carga com geossintéticos, bem como do seu comportamento evolutivo no tempo resultante do processo de consolidação.

É apresentada uma revisão bibliográfica, que contempla a análise de aterros sobre colunas encabeçadas por geossintéticos, a tecnologia de jet grouting e a caracterização dos geossintéticos.

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 mecânica-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- θ). Com a utilização deste modelo, estuda-se numericamente um problema base. O comportamento da obra é analisado tanto durante a fase construtiva como no período pós-construtivo.

Posteriormente, realizam-se diversas análises paramétricas com o objectivo de compreender a influência de alguns parâmetros no comportamento global da obra, designadamente a disposição em planta das colunas de jet grout, a deformabilidade das colunas, o espaçamento entre as colunas e a rigidez à tracção do geossintético.

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

PALAVRAS-CHAVE: Aterros sobre solos moles, colunas de jet grout, geossintéticos, modelação numérica, consolidação.

ABSTRACT

This dissertation aims to contribute to a better understanding of the technique of embankments on soft soils reinforced with jet grout columns headed by load transfer platform with geosynthetics, as well as their time-dependent behaviour resulting from the consolidation process.

A literature review is presented, which includes the analysis of embankments on columns, headed with geosynthetic, the jet grouting technology and the characterization of geosynthetics.

A two-dimensional calculation program is used, based on finite element method, which allows the analysis of consolidation through a coupled mechanical-hydraulic formulation (extension of Biot theory), in which the behaviour of the soil is defined in terms of effective stress. In order to model the behaviour of the soil, a non-linear elastoplastic constitutive model is used, based on Critical State Soil Mechanics (p-q- θ model). By using this model, a illustrative case is studied. The behaviour of the work is analysed both during the construction and the post-construction stages.

In addition, parametric studies are performed in order to understand the influence of several parameters on the behaviour of the illustrative case, namely the distribution of the jet grout columns, the deformability of the columns, the column spacing and tensile stiffness of the geosynthetic.

Finally, some overall conclusions arising from the work are pointed out.

KEYWORDS: Embankments on soft soils, jet grout columns, geosynthetics, numerical modeling, consolidation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO 1

2. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA..... 5

2.1. HISTÓRIA DOS ATERROS SOBRE COLUNAS.....	5
2.2. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	7
2.3. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS	9
2.4. TIPOS DE COLUNAS	11
2.5. PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA	13
2.5.1. PTC CONVENCIONAL GRANULAR NÃO-REFORÇADA	13
2.5.2. PTC EM BETÃO (RÍGIDA).....	14
2.5.3. PTC COM GEOSSINTÉTICO FUNCIONANDO COMO MEMBRANA (CABO, CATENÁRIA).....	14
2.5.4. PTC EM VIGA FLEXÍVEL REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS (MÉTODO DE COLLIN)	14
2.6. REFORÇO COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS FUNCIONANDO COMO MEMBRANA (CATENÁRIA)	15
2.6.1. MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA	15
2.6.2. EFEITO DE ARCO	16
2.7. MÉTODOS DE ANÁLISE DE ATERROS REFORÇADOS SOBRE COLUNAS	17
2.8. ANÁLISE NUMÉRICA DE ATERROS REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS	18

3. JET GROUTING 21

3.1. INTRODUÇÃO	21
3.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET GROUTING	21
3.2.1. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET GROUTING.....	22
3.2.2. PROCEDIMENTO.....	22

3.2.3. EQUIPAMENTOS	23
3.3. SISTEMAS DE JET GROUTING	24
3.4. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO PROCEDIMENTO DE JET GROUTING.....	27
3.5. INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS SOBRE AS CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO.....	28
3.5.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS	29
3.5.2. RESISTÊNCIA MECÂNICA DO MATERIAL TRATADO	30
3.5.3. DEFORMABILIDADE	31
3.5.4. PERMEABILIDADE	32
 4. GEOSSINTÉTICOS.....	 33
4.1. INTRODUÇÃO	33
4.2. MATERIAIS E TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS.....	35
4.3. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS.....	36
4.4. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS.....	41
4.4.1. DRENAGEM.....	42
4.4.2. FILTRAGEM	42
4.4.3. PROTECÇÃO	42
4.4.4. REFORÇO	43
4.4.5. SEPARAÇÃO.....	43
4.4.6. CONTROLO DE EROÇÃO SUPERFICIAL	43
4.4.7. BARREIRA DE FLUIDOS	43
4.5. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS	44
4.6. COLOCAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS EM OBRA	46
 5. ESTUDO BASE	 47
5.1. INTRODUÇÃO	47
5.2. MODELO NUMÉRICO	47
5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	47
5.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS.....	48
5.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/ MODELO P-Q- θ	50
5.3. ESTUDO BASE.....	52
5.3.1. INTRODUÇÃO	52

5.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE	52
5.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS	57
5.3.3.1. Introdução	57
5.3.3.2. Deslocamentos.....	57
5.3.3.3. Tensões.....	67

6. ANÁLISES PARAMÉTRICAS

6.1. INTRODUÇÃO	99
6.2. INFLUÊNCIA DA DISPOSIÇÃO DAS COLUNAS DE JET GROUT	100
6.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	100
6.2.2. DESLOCAMENTOS	102
6.2.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO.....	105
6.2.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO.....	106
6.2.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA	107
6.2.6. NÍVEIS DE TENSÃO	107
6.2.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS	110
6.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS	111
6.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	111
6.3.2. DESLOCAMENTOS	111
6.3.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO.....	116
6.3.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO.....	116
6.3.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA	119
6.3.6. NÍVEIS DE TENSÃO	119
6.3.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS	121
6.4. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À TRACÇÃO DO GEOSSINTÉTICO	123
6.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	123
6.4.2. DESLOCAMENTOS	123
6.4.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO.....	127
6.4.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO.....	127
6.4.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA	129
6.4.6. NÍVEIS DE TENSÃO	129
6.4.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS	132

6.5. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS	133
6.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	133
6.5.2. DESLOCAMENTOS	133
6.5.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO	137
6.5.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO	137
6.5.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA	138
6.5.6. NÍVEIS DE TENSÃO	139
6.5.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS	142
6.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	143
 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 145
 8. BIBLIOGRAFIA	 147

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre colunas (adaptado de Han e Gabr, 2002)	6
Fig. 2.2 - Estados limites últimos para aterros sobre estacas/colunas (adaptado de BS8006, 1995) .	10
Fig. 2.3 - Estados limites de serviço para aterros sobre estacas/colunas (adaptado de BS8006, 1995)	11
Fig. 2.4 - Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: a) PTC granular não-reforçada; b) PTC reforçada em laje de betão armado; c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em catenária); d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos (adaptado de Abdullah, 2006)	13
Fig. 2.5 - Mecanismo de transferência de carga num aterro reforçado com colunas encabeçadas por geossintéticos (adaptado de Han e Gabr, 2002)	15
Fig. 2.6 - Vista isométrica dos arcos formados na malha quadrada de estacas (Hewlet e Randolph, 1988)	17
Fig. 3.1 - Aplicação da técnica de jet grouting: a) furação; b) início da injeção da calda; c) procedimento a meia altura; d) fim do processo [1]	23
Fig. 3.2 - Esquema de estaleiro necessário à realização da técnica jet grouting (Ribeiro, 2010)	23
Fig. 3.3 - Estaleiro da técnica jet grouting [2]	24
Fig. 3.4 - Sistemas tradicionais de jet grouting: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo [1]	24
Fig. 3.5 - Pormenores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet grouting: a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo (adaptado de Carreto, 1999)	26
Fig. 3.6 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes	29
Fig. 3.7 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos	30
Fig. 4.1 - Esquema de obras na área de transportes onde se utilizam geossintéticos (Koerner, 1991)	34
Fig. 4.2 - Esquema de obras na área de geotecnia onde se utilizam geossintéticos (Koerner, 1991) .	34
Fig. 4.3 - Esquema de obras na área do ambiente onde se utilizam geossintéticos (Koerner, 1991) .	35
Fig. 4.4 - Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (adaptado de Pinho Lopes, 2005)	36
Fig. 4.5 - Geocélula (Pereira, 2003)	37
Fig. 4.6 - Geocompósito (Pereira, 2003)	37
Fig. 4.7 - Geodreno [3]	38
Fig. 4.8 - Estruturas das geogrelhas: a) geogrelha uniaxial em PEAD; b) Geogrelha biaxial em PP (Ingold, 1994)	38
Fig. 4.9 - Geogrelhas extrudidas, (a) unidireccional; (b) bidireccional (Sieira, 2003)	39
Fig. 4.10 - Geogrelhas soldadas (Sieira, 2003)	39
Fig. 4.11 - Geogrelhas tecidas (Sieira, 2003)	39

Fig. 4.12 - Geomembrana (Sieira, 2003).....	40
Fig. 4.13 - Geotêxtil (Sieira, 2003).....	40
Fig. 4.14 - Principais tipos de componentes dos geotêxteis (adaptado de Koerner, 1999).....	41
Fig. 4.15 - Exemplos de geotêxteis: a) geotêxtil tecido com tira e monofilamento; b) geotêxtil tecido com tecido com multifilamento e monofilamento; c) geotêxtil não tecido mecanicamente ligado (agulhado); d) geotêxtil não tecido termicamente ligado (Lopes, 1998)	41
Fig. 4.16 - Comportamento à tracção de diferentes geotêxteis (McGown et al., 1981).....	45
Fig. 4.17 - Curvas de tracção-deformação genéricas em geossintéticos: a) Geogrelha biaxial em polipropileno (traccionado na direcção principal); b) Geotêxtil tecido em polipropileno; c) Geotêxtil não tecido em poliéster (adaptado de Marques, 2008).....	46
Fig. 5.1 - Elementos finitos utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excessos de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e 0 incógnitas-excessos de pressão neutra; c) 6 incógnitas-deslocamentos.....	49
Fig. 5.2 - a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo p-q- θ no referencial p-q; c) endurecimento (trajectória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3-4) (Borges, 1995).....	51
Fig. 5.3 - Representação esquemática do problema a estudar	52
Fig. 5.4 - Representação esquemática do sistema a estudar	53
Fig. 5.5 - Malha de elementos finitos (ao longo do processo construtivo)	54
Fig. 5.6 - Resultados de 5 ensaios de tracção simples (Sieira, 2003)	56
Fig. 5.7 - Configuração das deformadas ao fim de 2,5 semanas (final da construção), 1 ano, 5 anos, 10 anos (final da consolidação).....	58
Fig. 5.8 - Assentamento na base do aterro ($z=0$), durante a construção.....	59
Fig. 5.9 - Assentamento na base do aterro ($z=0$), no período pós-construtivo	59
Fig. 5.10 - Evolução temporal do assentamento no centro da coluna 1 ($x=0$), na interface coluna-solo ($x=0,6$ m), no solo ($x=0,7$ m) e no ponto intermédio coluna 1/coluna 2 ($x=2$ m), para a profundidade $z=0$ m	60
Fig. 5.11 - Evolução temporal dos assentamentos em pontos da área de influência da coluna 2 (a), da coluna 3 (b), da coluna 4 (c) e da coluna 5 (d), para a profundidade $z=0$ m	61
Fig. 5.12 - Evolução temporal do deslocamento vertical na interface coluna 1/solo ($x=0,6$ m)	62
Fig. 5.13 - Evolução temporal do deslocamento vertical da coluna 5: a) na interface coluna/solo à esquerda ($x=15,4$ m); b) na interface coluna/solo à direita ($x=16,6$ m).....	63
Fig. 5.14 - Deslocamentos verticais no final da construção para as profundidades $z=0$, $z=0,1$ m, $z=0,5$ m, $z=1$ m, $z=2$ m	64
Fig. 5.15 - Deslocamentos verticais no final da consolidação para as profundidades $z=0$, $z=0,1$ m, $z=0,5$ m, $z=1$ m, $z=2$ m	64
Fig. 5.16 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro ($z=-2,5$ m)	65

Fig. 5.17 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro ($z=-2,5$ m) para os alinhamentos $x=0$ e $x=12,5$ m, e do assentamento diferencial entre eles.....	66
Fig. 5.18 - Excessos de pressão neutra durante a fase construtiva.....	67
Fig. 5.19 - Excessos de pressão neutra na fase pós-construtiva	69
Fig. 5.20 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , na fase construtiva	71
Fig. 5.21 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , fase pós-construtiva	72
Fig. 5.22 - Incremento de tensão efectiva vertical na base do aterro ($z=0$), durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	74
Fig. 5.23 - Incremento de tensão efectiva vertical à profundidade $z=0,5$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	75
Fig. 5.24 - Incremento de tensão efectiva vertical à profundidade $z=1$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	76
Fig. 5.25 - Tensão horizontal total nas faces coluna 5, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	77
Fig. 5.26 - Evolução da tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 1/solo ($x=0,6$ m), no final da consolidação	78
Fig. 5.27 - Evolução do factor de concentração de tensões da coluna 1 em profundidade durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	80
Fig. 5.28 - Evolução temporal do factor de concentração de tensões na base do aterro ($z=0$) durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	81
Fig. 5.29 - Evolução temporal do factor de concentração de tensões à profundidade $z=0,5$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	82
Fig. 5.30 - Evolução temporal do factor de concentração de tensões à profundidade $z=1$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	83
Fig. 5.31 - Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade, no final da consolidação.....	84
Fig. 5.32 - Evolução dos acréscimos de tensão efectiva vertical na coluna e no solo em profundidade, no final da consolidação.....	85
Fig. 5.33 - Acréscimos de tensão efectiva no solo mole no final da consolidação.....	85
Fig. 5.34 - Níveis de tensão durante a fase construtiva.....	87
Fig. 5.35 - Níveis de tensão na fase pós-construtiva.....	88
Fig. 5.36 - Evolução temporal do nível de tensão na base do aterro ($z=0$), durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	89
Fig. 5.37 - Evolução temporal do nível de tensão à profundidade $z=0,5$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	90
Fig. 5.38 - Evolução temporal do nível de tensão à profundidade $z=1$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva	91

Fig. 5.39 - Cruzetas de tensões principais efectivas (imagem global): a) no final da construção (2,5 semanas); b) no final da consolidação (770 semanas).....	92
Fig. 5.40 - Cruzetas de tensões principais efectivas (imagem ampliada): a) no final da construção (2,5 semanas); b) no final da consolidação (770 semanas).....	93
Fig. 5.41 - Variação dos coeficientes de efeito de arco das colunas e global, durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.....	95
Fig. 5.42 - Força de tracção no geossintético para o final da consolidação, em função da distância ao eixo de simetria.....	96
Fig. 5.43 - Extensão no geossintético para o final da consolidação, em função da distância ao eixo de simetria	96
Fig. 5.44 - Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva.....	98
Fig. 6.1 – Representação esquemática dos diferentes modelos analisados: a) cálculo A0; b) cálculo A1; c) cálculo A2; d) cálculo A3	101
Fig. 6.2 - Assentamentos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout.....	102
Fig. 6.3 - Assentamentos no topo do aterro ($z=-2,5$ m), no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout.....	103
Fig. 6.4 - Assentamentos máximos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout.....	103
Fig. 6.5 - Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para diferentes disposições das colunas de jet grout.....	104
Fig. 6.6 - Evolução temporal dos assentamentos máximos nas colunas, para diferentes disposições das colunas de jet grout	105
Fig. 6.7 - Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout	105
Fig. 6.8 - Força máxima de tracção (a) e extensão máxima (b) no geossintético, no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout	106
Fig. 6.9 - Coeficiente de eficácia do sistema do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout.....	107
Fig. 6.10 - Níveis de tensão no final da construção, para diferentes disposições das colunas de jet grout.....	108
Fig. 6.11 - Níveis de tensão no final a consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout.....	109
Fig. 6.12 - Excessos de pressão neutra no final da construção, para diferentes disposições das colunas de jet grout	110
Fig. 6.13 - Assentamentos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas	112

Fig. 6.14 - Assentamentos no topo do aterro ($z=-2,5$ m), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas.....	112
Fig. 6.15 - Assentamentos máximos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas.....	113
Fig. 6.16 - Assentamentos diferenciais máximos, na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas.....	113
Fig. 6.17 - Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro ($z=0$), para diferentes valores de deformabilidades das colunas	114
Fig. 6.18 - Evolução temporal dos assentamentos máximos nas colunas, para diferentes valores de deformabilidade das colunas.....	115
Fig. 6.19 - Evolução da percentagem de assentamento máximo do solo na base do aterro ($z=0$) em relação ao assentamento máximo final, para diferentes deformabilidades das colunas.....	115
Fig. 6.20 - Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas	116
Fig. 6.21 - Força máxima de tracção (a) e extensão máxima (b) no geossintético, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas	117
Fig. 6.22 – Configuração das deformadas do aterro no final da construção deste, para diferentes deformabilidades das colunas.....	118
Fig. 6.23 - Coeficiente de eficácia do sistema do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas.....	119
Fig. 6.24 - Níveis de tensão no final da construção, para diferentes deformabilidades das colunas .	120
Fig. 6.25 - Níveis de tensão no final a consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas	121
Fig. 6.26 - Excessos de pressão neutra no final da construção, para diferentes deformabilidades das colunas	122
Fig. 6.27 - Assentamentos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético.....	124
Fig. 6.28 - Assentamentos no topo do aterro ($z=-2,5$ m), no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético	124
Fig. 6.29 - Assentamentos máximos na base do aterro e nas colunas, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético	125
Fig. 6.30 - Assentamentos diferenciais máximos na base do aterro, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético	125
Fig. 6.31 - Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético	126
Fig. 6.32 - Evolução temporal dos assentamentos máximos nas colunas, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético	126
Fig. 6.33 - Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético.....	127

Fig. 6.34 - Força máxima de tracção (a) e extensão máxima (b) no geossintético, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético	128
Fig. 6.35 - Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético	129
Fig. 6.36 - Níveis de tensão no final da construção, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético.....	130
Fig. 6.37 - Níveis de tensão no final a consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético.....	131
Fig. 6.38 - Excessos de pressão neutra no final da construção, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético	132
Fig. 6.39 - Assentamentos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas.....	134
Fig. 6.40 - Assentamentos no topo do aterro ($z=-2.5$ m), no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas.....	134
Fig. 6.41 - Assentamentos máximos na base do aterro, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas.....	135
Fig. 6.42 - Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para diferentes espaçamentos entre colunas.....	136
Fig. 6.43 - Evolução temporal dos assentamentos máximos nas colunas, para diferentes espaçamentos entre colunas.....	136
Fig. 6.44 - Evolução da percentagem de assentamento em função do tempo, para diferentes espaçamentos entre colunas.....	136
Fig. 6.45 - Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas	137
Fig. 6.46 - Força máxima de tracção (a) e extensão máxima (b) no geossintético, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas	138
Fig. 6.47 - Coeficiente de eficácia do sistema do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas.....	139
Fig. 6.48 - Níveis de tensão no final da construção, para diferentes espaçamentos entre colunas...	140
Fig. 6.49 - Níveis de tensão no final a consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas .	141
Fig. 6.50 - Excessos de pressão neutra no final da construção, para diferentes espaçamentos entre colunas	142

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Métodos que permitem a construção de aterros sobre solos moles (adaptado de Borba, 2007)	8
Quadro 2.2 - Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas no reforço de aterros (adaptado de Collin, 2004)	12
Quadro 3.1 - Equipamento utilizado nos procedimentos dos três sistemas de jet grouting – jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 2000).....	26
Quadro 3.2 - Valores limites dos parâmetros do jet grouting. Sistemas de jacto simples, duplo e triplo (Carreto, 1999)	28
Quadro 3.3 - Resistência à compressão de materiais tratados por jet grouting (adaptado de Carreto, 2000)	31
Quadro 4.1 - Tipos de geossintéticos e as suas principais aplicações (adaptado de Koemer, 1998) .	42
Quadro 5.1 - Características da argila e do material de aterro.....	55
Quadro 5.2 - Coeficientes de impulso em repouso (K_0) e de sobreconsolidação da argila (OCR)	56
Quadro 5.3 - Características do geossintético	56
Quadro 5.4 - Características do jet grout	57
Quadro 6.1 - Síntese dos cálculos efectuados no estudo paramétrico	100
Quadro 6.2 - Disposição das colunas de jet grout	101
Quadro 6.3 - Módulo de deformabilidade das colunas	111
Quadro 6.4 - Rigidez à tracção do geossintético	123
Quadro 6.5 - Espaçamento entre colunas	133

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

LETRAS LATINAS

$A_{(coluna)}$ – área da coluna de jet-grout

E – módulo de deformabilidade

$E_{50\%}$ – módulo de deformabilidade secante no ponto correspondente a 50% da resistência ao corte

f – coeficiente de eficácia do sistema de reforço

H – altura de aterro

J – rigidez à tracção do geossintético

k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica

k_x, k_y – coeficientes de permeabilidade segundo as direcções x e y

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

L – comprimento da coluna de jet-grout

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

N – parâmetro do modelo (p, q, θ) correspondente ao volume específico do solo sujeito a uma tensão p igual à unidade

p – tensão média efectiva

q – tensão de desvio

– tensão vertical sobre o geossintético

Q_c – carga suportada por coluna

Q_t – carga total do aterro na célula unitária

s – assentamento

t – espessura do geossintético

W – carga uniformemente distribuída aplicada no reforço

x, y, z – coordenadas cartesianas

z – profundidade

LETRAS GREGAS

ΔL – assentamento médio

$\Delta \sigma'_{y (coluna)}$ – acréscimo médio de tensão vertical efectiva na coluna

$\Delta \sigma'_{y (solo)}$ – acréscimo médio de tensão vertical efectiva no solo mole

ε – deformação

ε_q – deformação distorcional

ε_m – extensão média

ε_v – deformação volumétrica

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

γ – peso específico do material

Γ – parâmetro do modelo (p,q, θ) correspondente ao volume específico de solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual à unidade

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

ν – coeficiente de Poisson

ν' – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas

ρ – coeficiente de efeito de arco

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

σ_g – tensão vertical no geossintético

σ_c – tensão vertical no topo da coluna

σ_s – tensão vertical na superfície do solo mole

τ – tensão tangencial

θ – invariante das tensões

ABREVIATURAS

A/C – relação água/cimento

FC – nível de tensão

IGS – Sociedade Internacional de Geossintéticos

JJGA – Associação Japonesa de Jet Grouting

JET1 – sistema de jacto simples

JET2 – sistema de jacto duplo

JET3 – sistema de jacto triplo

OCR – grau de sobreconsolidação

PTC – plataforma de transferência de carga

RPTCG – reforço através de uma plataforma de transferência de carga com geossintéticos

SL – nível de tensão

INTRODUÇÃO

A construção de aterros sobre solos moles sempre foi um desafio para a Engenharia Geotécnica, pois existem várias questões relacionadas com a sua instabilidade global e local, instabilidade de taludes, pressões laterais, elevados assentamentos (totais e diferenciais) que se processam lentamente ao longo do tempo.

Enquanto que para os solos granulares, graças à sua elevada permeabilidade, a alteração do seu estado de tensão total reflecte-se de imediato no estado de tensão efectiva, para os solos argilosos saturados, a baixa permeabilidade não permite a alteração instantânea do teor de água, gerando-se assim excessos de pressão de água nos poros que se dissipam com a consequente alteração dos estados de tensão e deformação do maciço. Por este efeito, o comportamento do aterro em maciços argilosos apresenta uma dependência temporal, traduzindo-se em assentamentos no aterro bem como no maciço envolvente que se processam lentamente no tempo e assumem valores elevados a longo prazo. Estes efeitos diferidos no tempo dependem dos excessos de pressão neutra instalados durante a construção do aterro, que por sua vez são função de diversos factores: das propriedades mecânicas e hidráulicas do solo; da história de tensão do maciço; da duração do processo construtivo; da rigidez da estrutura de reforço, da permeabilidade do maciço e das condições de fronteira hidráulica. Assim deve-se atentar para o baixo factor de segurança durante e no final do processo construtivo, dado nestas fases o carregamento ser máximo e a resistência do maciço de fundação ser mínima, aumentando com o decorrer do tempo.

Diversas técnicas construtivas foram desenvolvidas com o objectivo de obviar estes inconvenientes, aumentando o factor de segurança à rotura do aterro. Entre elas a introdução de bermas laterais de equilíbrio, a pré-carga ou a sobrecarga temporal, a remoção/substituição do solo mole, o reforço com geossintéticos, a utilização de drenos verticais (geodrenos ou drenos de areia), o reforço com colunas de brita, a construção do aterro por fases, o reforço com colunas rígidas e plataformas de transferência de carga sobre colunas, etc, podendo ou não ser combinadas.

O método de reforço de solos moles através de plataformas de transferência de carga (PTC), sobre colunas tem a vantagem de para além de reduzir os assentamentos totais e diferenciais, tanto na base como no topo do aterro, permitir o aumento da garantia de estabilidade do aterro (Sandroni, 2006) e possibilitar a construção deste numa única etapa, evitando intervalos de tempo prolongados.

Segundo Gangakhedkar (2004), a PTC convencional granular não-reforçada necessita que as colunas sejam menos espaçadas e que possuam uma maior área na base do aterro, para transferir maior carga do aterro para as colunas, evitando deformações superficiais causadas pelos grandes assentamentos diferenciais entre o topo das colunas. A PTC convencional granular não-reforçada necessita de colunas inclinadas nos limites do aterro para resistir às pressões laterais. A PTC com geossintético, graças à

sua maior eficiência na transferência de todas as cargas do aterro para as colunas e à sua resistência à tracção (na direcção horizontal), possibilita maiores espaçamentos entre elas não necessitando de se executar colunas inclinadas nas zonas mais laterais.

Em resultado da elevada resistência à tracção dos geossintéticos, a introdução destes sobre solos moles, aumenta a capacidade de carga, a estabilidade dos taludes, reduz os assentamentos diferenciais e oferece resistência aos impulsos laterais nos limites do aterro.

Pela análise de vários projectos, (Han, 1999) verificou que para PTC convencional granular não reforçada a percentagem de cobertura de estacas é de 60-70%, enquanto que para a PTC com geossintético esse valor pode ser bastante mais reduzido.

Diversos tipos de colunas podem ser usados no sistema de reforço com plataformas de transferência de carga, designadamente colunas de aço, colunas de madeira, estacas de betão pré-fabricadas, colunas de jet grout, colunas de deep soil mixing, etc.. A técnica de jet grouting é uma técnica de injeção de solos relativamente recente, que tem encontrado nos últimos anos uma grande aceitação um pouco por todo Mundo em virtude da sua versatilidade e competitividade face a outras soluções de colunas.

As colunas e o solo comportam-se como uma fundação composta, podendo ou não as colunas atingir o estrato rígido.

Esta dissertação tem como objectivo contribuir para um melhor conhecimento do comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout encabeçadas por plataforma de transferência de carga com geossintéticos.

No Capítulo 2 apresenta-se uma breve revisão bibliográfica sobre os fundamentos associados aos mecanismos de transferência de carga desenvolvidos numa obra com esta concepção estrutural. São apresentados os diferentes tipos de plataformas de transferência de carga, sendo aprofundada a descrição da plataforma constituída por apenas uma camada de geossintéticos funcionando como membrana (cabo ou catenária), aplicada no caso em estudo nesta dissertação.

No Capítulo 3 é realizada uma síntese sobre a técnica de jet grouting. Apresentam-se os diferentes sistemas de jet grouting, os parâmetros que influenciam o processo construtivo e dimensionamento, descreve-se o processo construtivo da técnica de jet grouting e apresentam-se os equipamentos utilizados.

No Capítulo 4 são descritos diversos aspectos de carácter geral relativos aos geossintéticos, e à sua utilização no desempenho das suas funções.

No Capítulo 5 é utilizado um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995), que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânica-hidráulica (extensão da teoria de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q- θ).

Com o programa de elementos finitos analisa-se o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de jet grout encabeçadas por um geossintético. O estudo compreende a análise do comportamento da obra, quer durante o período de construção, quer durante o período de consolidação, até à total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a fase de construção.

O Capítulo 6 é dedicado a estudos paramétricos, tendo por base a obra analisada no Capítulo 5, de forma a esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento diferido do aterro

sobre solos moles. Analisa-se a influência da disposição em planta das colunas de jet grout, suas deformabilidades e espaçamentos transversais, bem como a rigidez à tracção do geossintético. É avaliada de que forma cada parâmetro influencia a distribuição dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção e a evolução temporal dos deslocamentos do caso em estudo, as transferências de carga no sistema, assim como a eficácia do sistema de reforço em cada situação.

Finalmente, no Capítulo 7 são expostas as principais conclusões julgadas pertinentes, assim como algumas sugestões para estudos posteriores que poderão completar a presente investigação.

2

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

2.1. HISTÓRIA DOS ATERROS SOBRE COLUNAS

A construção de aterros sobre estacas ocorreu pela primeira vez há aproximadamente 70 anos, na Suécia, na construção de uma estrada (Marques, 2008). Nos países Escandinavos os aterros sobre estacas eram bastante usados desde a década de 60 como uma alternativa à construção de pontes ou à utilização de drenos de areia (Rathmayer, 1975). De facto, o Regulamento do National Swedish Road Board em 1983 recomendava já o uso de estacas na construção de aterros sobre solos moles com mais de 6 metros de profundidade (Holmberg, 1978).

Na década de 60 a tecnologia mais utilizada para o reforço de aterros era a de estacas de madeira, pouco espaçadas entre si, com pilares inclinados nas extremidades para fazer face ao impulso lateral induzido pelo aterro (Abdullah, 2006).

Mais tarde, surgem as estacas com maciço de encabeçamento, que as dotava de uma maior área à superfície e que permitia reduzir o intervalo de solo carregado entre colunas e, desta forma, aumentar o espaçamento entre elas (Abdullah, 2006).

A ideia de usar geossintéticos sob aterros apoiados em estacas adveio da dificuldade de instalação de estacas inclinadas em argilas moles até ao maciço resistente. Este método provou ser eficaz na prevenção da instabilidade horizontal do aterro. O trabalho então desenvolvido por Holtz e Massarsch (1976) foi pioneiro e uma referência nesta área, apesar de, hoje em dia, a aplicação do geossintético no reforço de aterros sobre colunas não se dever já à dificuldade de instalação das colunas inclinadas.

Reid e Buchanan (1984) documentaram que a técnica de reforço de aterros sobre colunas com geossintéticos foi aplicada para prevenir assentamentos diferenciais entre um aterro sobre um solo mole e o encontro de uma ponte sobre estacas profundas. Os trabalhos de Jones (1990) no Reino Unido culminaram com a introdução dos aterros sobre estacas reforçados com geossintético na British Standard BS8006, em 1995.

Em aterros sobre solos moles, os geossintéticos são geralmente o material de reforço das plataformas de transferência de carga, contudo o reforço não é limitado somente a geossintéticos. Da mesma forma, as estacas não são o único sistema de fundação possível; outros tipos de colunas, como as colunas de betão, geopiers, colunas de cal/cimento, colunas de jet grout, etc., têm sido aplicados neste tipo de obras com resultados muito satisfatórios.

Os geossintéticos mais usados são as geogrelhas, devido à sua resistência e propriedades de interação com o solo granular. Os geotêxteis de alta resistência também podem ser usados.

As aplicações mais ajustadas para as plataformas de transferência de carga sobre colunas são:

- Aterros sobre solos moles;
- Aterros de aproximação a encontros de pontes sobre fundações profundas;
- Aterros relativamente baixos nos quais o efeito de arco não se desenvolve completamente;
- Novos aterros adjacentes a aterros ou estruturas já existentes;
- Apoio de muros de contenção em solos moles;
- Apoio de reservatórios de armazenamento.

A Fig. 2.1 mostra algumas situações onde a plataforma de transferência de carga de geossintético é usada em aterros sobre solos moles reforçados com colunas.

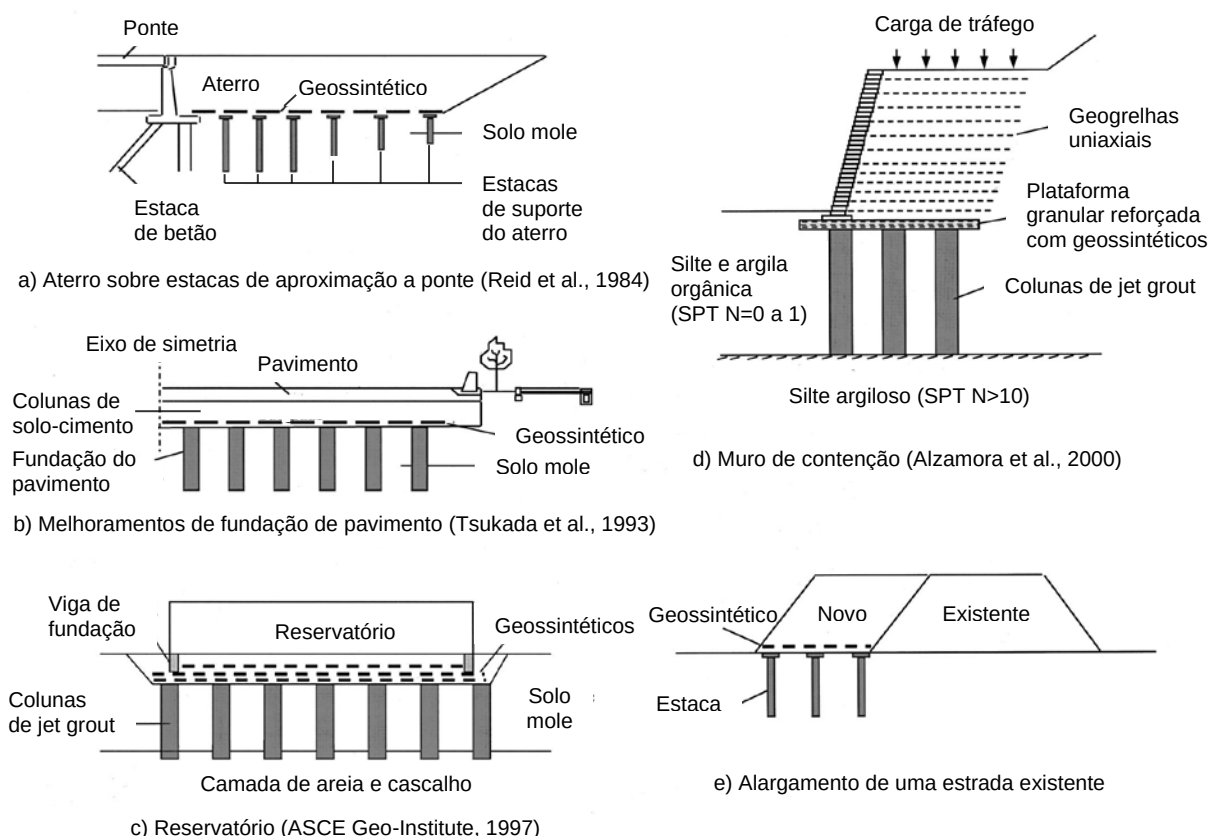


Fig. 2.1 - Aplicações da plataforma de transferência de carga sobre colunas (adaptado de Han e Gabr, 2002)

Neste capítulo será apresentada uma breve revisão bibliográfica abordando o tema de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout. São apresentados conceitos tais como o modelo de efeito de arco, mecanismo fundamental para a eficiência da solução de aterro sobre colunas bem como a força de tracção desenvolvida no geossintético.

2.2. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

A importância do tratamento de solos na construção civil é basilar porque permite a utilização de terrenos de poucas características mecânicas, tais como os solos moles.

O termo de solo mole é usualmente empregue para depósitos de solos de baixa consistência, caracterizados por baixa resistência ao corte, típicos de argilas e siltes saturados. Segundo Borba (2007), apresentam em geral alguns aspectos em comum: situam-se em zonas planas, são formados por solos finos e, consequentemente apresentam más condições de drenagem. Os principais problemas associados à construção de aterros sobre estes solos são: a baixa capacidade de carga do solo, grandes deslocamentos laterais, assentamentos excessivos diferidos no tempo, muitas vezes não compatíveis com os assentamentos admissíveis (Abdullah, 2006; Rao, 2006).

Existem vários métodos que permitem mitigar o impacto dos factores que podem levar à rotura pelos modos anteriormente mencionados. Os métodos mais comuns são (Abdullah, 2006):

- Pré-carregamento, para melhoramento das propriedades do solo;
- Drenos verticais em conjugação com pré-carga, de modo a acelerar o processo de consolidação do solo;
- Substituição de uma parte ou da totalidade do solo mole por materiais granulares;
- Utilização de materiais leves no corpo do aterro, para aliviar as cargas no subsolo;
- Reforço horizontal do aterro através de geossintéticos e outros elementos de reforço, de maneira a aumentar a estabilidade;
- Fundações com colunas/estacas;
- Fundação com colunas/estacas reforçadas por uma plataforma de transferência de carga de geossintético.

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

O método mais antigo é a substituição de uma parte ou da totalidade do solo mole é de difícil viabilidade em grandes cidades, por falta de local adequado para a disposição deste material (Almeida e Marques, 2004). A inserção de drenos verticais no solo mole com o objectivo de acelerar a consolidação é uma técnica bastante difundida e adoptada (Almeida, 1996).

O sistema de reforço através de uma plataforma de transferência de carga com geossintético sobre colunas é considerado uma boa solução de engenharia na garantia da estabilidade da obra. Este método difundido a partir dos anos 90 tem-se tornado desde então cada vez mais popular (Almeida et al., 2007), pois combina o método de reforço de aterros com estacas, que utiliza o efeito de arco do material granular do aterro para as colunas, com o método de reforço de aterro com geossintético, que melhora o comportamento global da obra e permite uma melhor transferência de cargas para as colunas.

Os geossintéticos têm uma resistência à tracção muito elevada, que falta ao solo (Gangakhedkar, 2004). A inclusão do reforço de geossintético na base do aterro permite uma maior transmissão das cargas para as colunas o que, consequentemente, se traduz numa redução das cargas transmitidas ao solo de fundação; assim, os assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo de fundação são

também minimizados. Se a carga transmitida ao solo de fundação é menor, o espaçamento entre as colunas que suportam o aterro pode ser maior, o que torna o custo total do sistema mais baixo (Abdullah, 2006).

No Quadro 2.1 apresenta-se uma síntese das principais soluções adoptadas para a construção de aterros sobre solos moles, com a principal vantagem/desvantagem inerente e a sua adequabilidade. A solução mais adequada para cada situação não se resume unicamente à componente técnica, económica ou temporal, sendo sempre o resultado da ponderação destes factores com aspectos construtivos e de disponibilidade de maquinaria e mão-de-obra.

Quadro 2.1 - Métodos que permitem a construção de aterros sobre solos moles (adaptado de Borba, 2007)

Método	Desvantagem	Adequabilidade	Observação
Drenos verticais	Menor eficiência em solos turfosos e orgânicos	Boa	Rápido e caro
Pré-carregamento	Tempo prolongado	Baixa se assentamentos desejados forem reduzidos	Lento e barato
Substituição da argila	Local de disposição do solo extraído	Boa em casos de total substituição	Rápido e caro
Aterro com materiais leves	Necessidade de protecção de material leve	Baixa se assentamentos desejados forem reduzidos	Rápido e Caro
Geossintéticos	Assentamentos elevados	Boa	Rápido com custo moderado
Colunas/Estacas granulares	Necessidade de equipamentos e testes preliminares de campo	Boa se associada a testes de campo	Rápido e caro
Colunas/Estacas não granulares	Necessidade de equipamentos especiais	Boa	Rápido e caro
Colunas/Estacas reforçadas com geossintético	Necessidade de equipamentos especiais	Boa	Rápido e caro

2.3. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) define os geossintéticos como “elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outros materiais geotécnicos como parte integral de um projecto, estrutura ou sistema em engenharia civil” (Sieira, 2003).

Segundo Mello e Bilfinger (2004) o uso de geossintéticos na base de aterros reforçados com colunas melhora o seu desempenho, permitindo otimizar as espessuras de aterro, os espaçamentos entre colunas e redução ou até eliminação dos capitéis nos topos das colunas. A inserção do geossintético neste tipo de obras permite também uma diminuição dos assentamentos diferenciais em aterros de pequena altura (BS8006, 1995), suportando localmente as zonas de colapso. O geossintético na base do aterro elimina também a necessidade de colunas inclinadas nos limites do aterro para resistir às pressões laterais (Jones et al., 1990).

No caso de plataformas de transferência de carga, Lawson (1995), sugere que os geossintéticos são usados habitualmente em duas situações, funcionando como membrana (cabo ou catenária) e como reforço em viga flexível.

Dada a elevada compressibilidade dos solos moles e os consequentes elevados assentamentos diferidos no tempo dos solos moles, a utilização de aterros reforçados com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético tem como objectivo proporcionar a transferência de carga do aterro directamente para uma camada mais resistente quando possível, ou a transmissão por atrito lateral ao solo mole quando estas não possam ter um comprimento suficiente para atingir uma camada rígida; atenuando as tensões instaladas na base do aterro, com o intuito de assim reduzir os assentamentos verificados na base do aterro. As principais características deste método de reforço são (Spotti, 2006):

- Permite a rápida construção do aterro sem a necessidade de aguardar pelo processo de consolidação;
- Elimina a necessidade de solos adicionais para acelerar o processo de consolidação (pré-carregamento) ou compensar os efeitos dos assentamentos excessivos;
- Reduz o impacto no meio ambiente graças aos menores volumes de material de jazida necessários para a construção do aterro.

Adbullah (2006) resume os procedimentos a seguir no dimensionamento de aterros reforçados com colunas encabeçadas por geossintéticos. Todos os métodos de dimensionamento preconizam o dimensionamento do aterro contra vários modos de colapso, projectando o aterro para os estados limites último e de utilização. Os passos do dimensionamento são:

- Dimensionamento da coluna, incluindo o espaçamento entre colunas;
- Verificação da estabilidade da fundação nas extremidades do aterro, zonas onde se mobilizam impulsos e deslocamentos horizontais;
- Dimensionamento da plataforma de transferência de carga;
- Dimensionamento ao deslizamento lateral do aterro;
- Verificação da adequação do comprimento de sobreposição do reforço;
- Verificação da estabilidade global do aterro considerando a presença das colunas.

Os estados limites últimos a serem considerados no dimensionamento, segundo a BS8006 (1995), são (Fig. 2.2):

- Capacidade de carga do grupo de colunas (Fig. 2.2 a);
- Adequada disposição das colunas nos limites laterais do aterro (Fig. 2.2 b);
- Distribuição das cargas nos capitéis (Fig. 2.2 c);
- Estabilidade ao deslizamento dos taludes laterais do aterro (Fig. 2.2 d);
- Estabilidade global do aterro (Fig. 2.2 e).

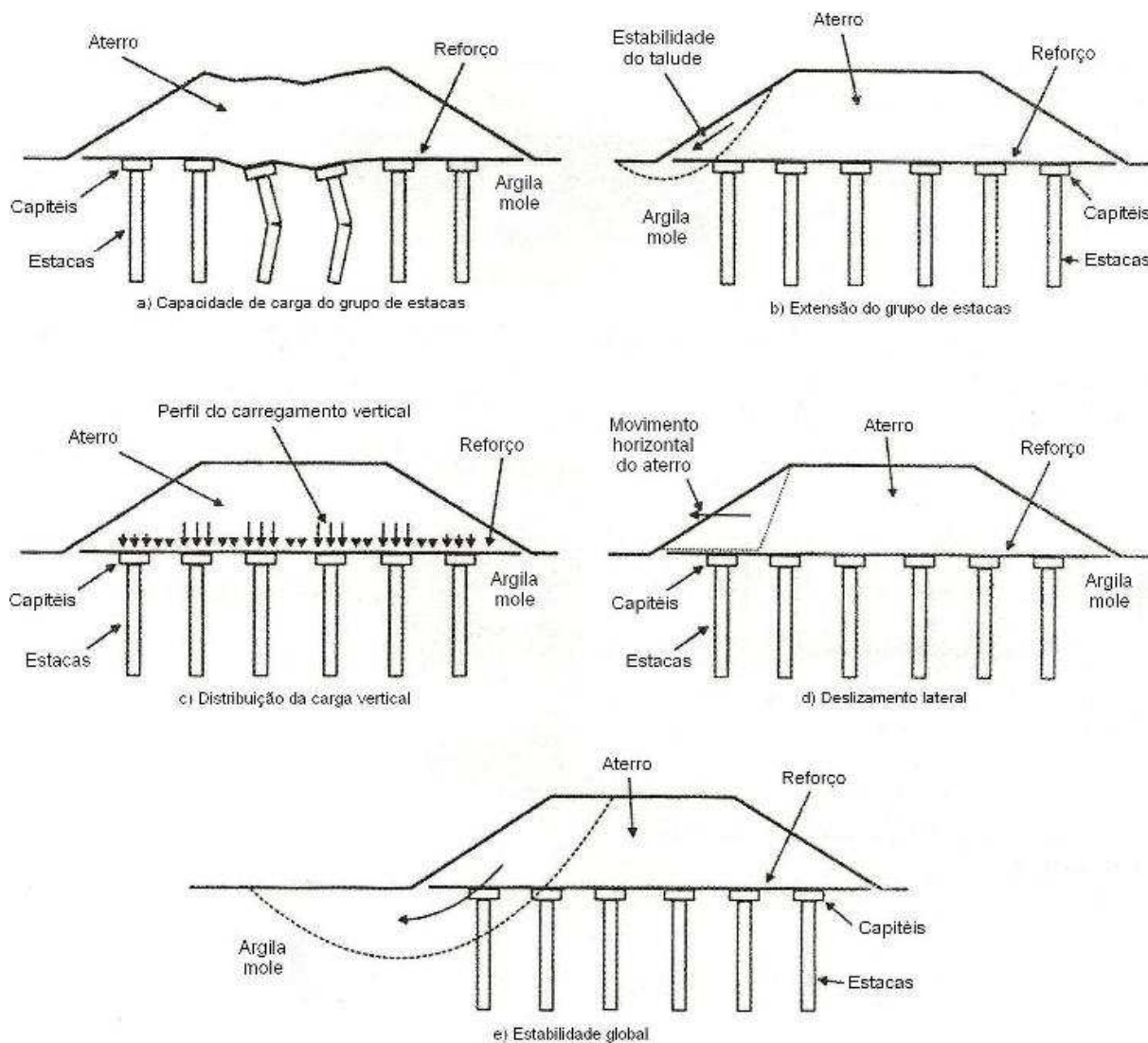


Fig. 2.2 - Estados limites últimos para aterros sobre estacas/columnas (adaptado de BS8006, 1995)

Para os estados limites de serviço, a BS8006 (1995) considera (Fig. 2.3):

- Deformação excessiva do reforço (Fig. 2.3 a);
- Assentamento excessivo das estacas de fundação (Fig. 2.3 b).

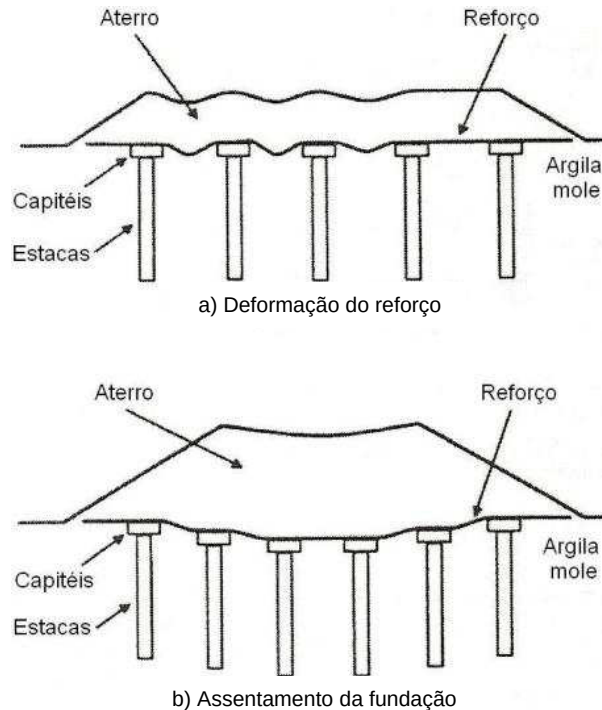


Fig. 2.3 - Estados limites de serviço para aterros sobre estacas/colunas (adaptado de BS8006, 1995)

2.4. TIPOS DE COLUNAS

As colunas são uma parte integrante do sistema de reforço através de uma plataforma de transferência de carga com geossintéticos (RPTCG). Recebem as cargas transferidas tanto pelo efeito de arco como através do geossintético e transferem-nas para o solo firme. O seu papel no sistema de reforço é assim de minimizar o assentamento do aterro, pois se as cargas são transmitidas para as colunas não irão solicitar o solo mole (pelo menos não na totalidade), e também o de minimizar o deslocamento lateral por corte no solo de fundação (Abdullah, 2006).

Os sistemas de estacas pré-fabricadas, como as estacas de madeira, aço, betão pré-fabricado, betão pré-esforçado, etc., podem ser usadas tanto nos sistemas convencionais de reforço de aterros como nos sistemas RPTCG. Contudo, estas estacas têm sido progressivamente substituídas por sistemas de colunas executadas “in situ”. A maioria destas colunas tem uma profundidade de penetração limitada, pelo que a sua aplicação fica reduzida aos casos em que a profundidade do estrato mole é menor que 12 m ou, em solos moles mais profundos, quando são admissíveis assentamentos com valores elevados (Abdullah, 2006). Estas colunas têm normalmente rigidez mais baixa que as estacas tradicionais – entre 30 e 100 MPa para as colunas e 7000 a 210000 MPa para as estacas (Collin, 2004). Em muitos dos métodos actuais de análise e projecto de aterros a contribuição do solo mole para suportar o peso do aterro é ignorada, pelo que nesses casos as colunas são dimensionadas para suportar a carga total do aterro. O Quadro 2.2 apresenta uma lista de tipos de colunas que podem ser usadas para o suporte de aterros reforçados com o sistema RPTCG.

A opção por colunas em detrimento das estacas tradicionais tem algumas vantagens (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Rao, 2006):

- Com a maioria das colunas não são necessários encabeçamentos pois a coluna tem à partida uma área suficiente, ou caso isso não se verifique, há a possibilidade de aumentar o diâmetro próximo do topo da coluna. Isto repercute-se numa poupança de tempo e dinheiro;
- Como normalmente as colunas são menos rígidas que as estacas, a distribuição de tensões e a diferença de assentamentos entre o solo de fundação e o topo da coluna não será tão elevado como no caso das estacas; desta forma a força de tracção e a tensão no reforço são menores;
- As colunas que têm um diâmetro menor podem não ser capazes de suportar grandes cargas. Neste caso, contudo, serão colocadas pouco espaçadas, funcionando como um conjunto e não necessitando de encabeçamentos.

Quadro 2.2 - Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas no reforço de aterros (adaptado de Collin, 2004)

ESTACA/COLUNA	INTERVALO DE CAPACIDADE DE CARGA (kN)	COMPRIMENTOS HABITUAIS (m)	DIÂMETRO HABITUAL (cm)
Estacas de madeira	100 - 500	5 - 20	30 – 55
Estacas de aço H	400 – 2000	5 - 30	15 – 30
Estacas de aço tubulares	800 - 2500	10 - 40	20 – 120
Estacas de betão pré-fabricadas	400 - 1000	10 - 15	25 - 60
<i>Cast-in-place concrete shell (mandrel driven)</i>	400 – 1400	3 - 40	20 - 45
<i>Shell driven without mandrel</i>	500 - 1350	5 - 25	30 – 45
Estacas Auger cast	350 – 700	5 - 15	30 - 40
Microestacas	300 - 1000	20 - 30	15 - 25
Colunas "Soil mix"	400 - 1200	10 - 30	60 – 300
Colunas de brita	100 - 500	3 – 10	45 - 120
<i>Geotextile encased column</i>	300 - 600	3 - 10	80 - 150
<i>Geopier</i>	130 - 650	3 - 8	60 - 90
<i>Vibro concrete column</i>	200 - 600	3 - 10	45 - 60

2.5. PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

De acordo com Abdullah (2006) existem quatro tipos de plataformas de transferência de carga (PTC) para reforço de aterros sobre colunas:

- PTC convencional granular não-reforçada;
- PTC em betão (rígida);
- PTC com geossintético funcionando como membrana (cabo, catenária);
- PTC em viga flexível com vários níveis de geossintéticos.

A Fig. 2.4 ilustra os esquemas estruturais das diferentes PTC. Segue-se a descrição de cada uma delas.

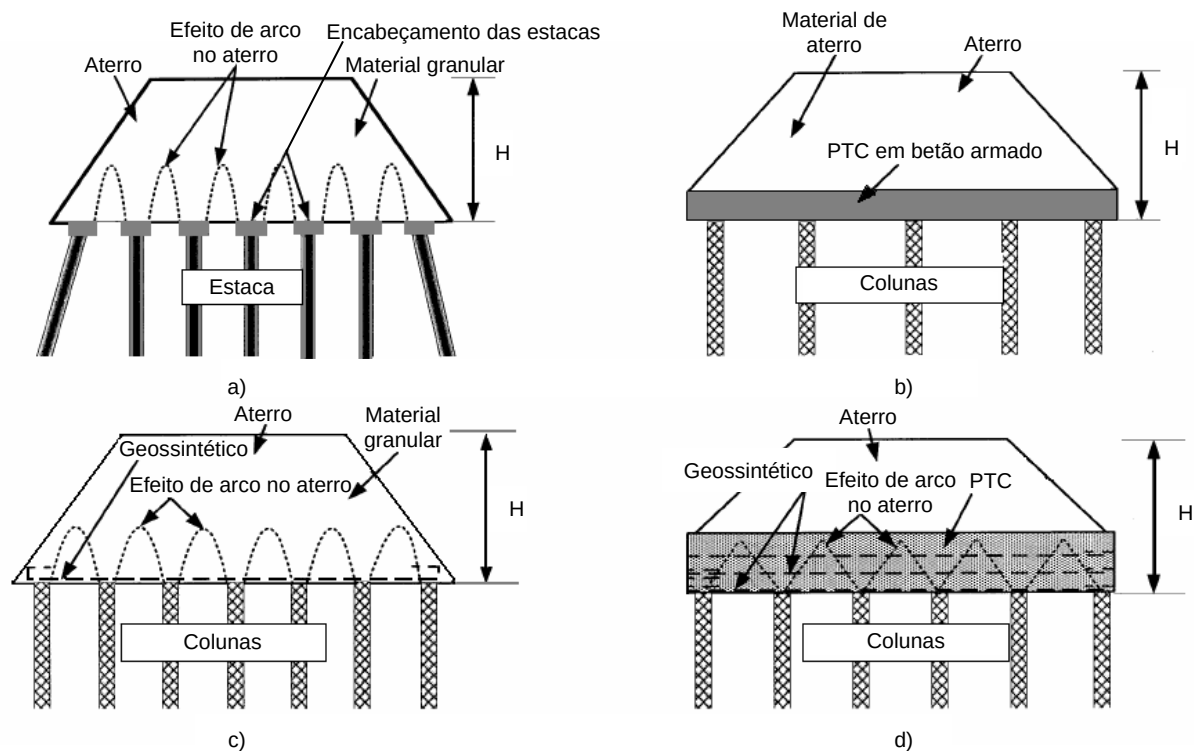


Fig. 2.4 - Diferentes tipos de plataformas de transferência de carga: a) PTC granular não-reforçada; b) PTC reforçada em laje de betão armado; c) PTC com geossintético funcionando como membrana (em catenária); d) PTC em viga flexível reforçada com geossintéticos (adaptado de Abdullah, 2006)

2.5.1. PTC CONVENCIONAL GRANULAR NÃO-REFORÇADA

Num aterro convencional sobre estacas, a transferência de carga realiza-se essencialmente através da mobilização do efeito de arco no material granular que constitui o aterro. Como não há reforço na base do aterro, todo o peso do solo por baixo do arco é suportado pelo solo mole. Em consequência, desenvolvem-se tensões no solo mole que resultam não só em deslocamentos verticais, mas também laterais nas extremidades do aterro. Para prevenir os deslocamentos laterais são instaladas estacas inclinadas nas extremidades do aterro. É necessário que o aterro tenha uma altura superior à do arco, de forma a minimizar os assentamentos à superfície. A altura do arco é função da distância livre entre os encabeçamentos das estacas. Daí a vantagem de colocar no topo das estacas o maciço de encabeçamento, pois permite aumentar o espaçamento entre elas. Nos aterros convencionais sobre

estacas, a percentagem de área dos encabeçamentos em relação à área plana da base do aterro varia entre 50 a 70% (Han e Gabr, 2002).

2.5.2. PTC EM BETÃO (RÍGIDA)

Esta plataforma de transferência de carga é geralmente constituída por uma laje de betão armado betonada sobre as colunas. A laje é projectada como uma laje plana e rígida, sendo dada especial atenção à resistência ao punçoamento nos apoios nas colunas (principalmente quando se trata de colunas muito rígidas como é o caso das estacas), tendo em conta que praticamente todas as cargas, incluindo o peso próprio da laje, são transmitidas directamente às colunas. Por outro lado, não se desenvolve qualquer efeito de arco na massa de aterro, pelo que o material que constitui o aterro não é importante, desde que se trate de um material adequado para o formar. A espessura da laje é dada em função do espaçamento entre colunas, da altura do aterro e de eventuais sobrecargas, assumindo normalmente valores entre os 0,30 e os 0,50 m (Abdullah, 2006).

Esta solução é pouco habitual dado os elevados custos de execução.

2.5.3. PTC COM GEOSSINTÉTICO FUNCIONANDO COMO MEMBRANA (CABO, CATENÁRIA)

A plataforma de transferência de carga em catenária é constituída por uma ou, no máximo, duas camadas de geossintético, colocadas a alguma distância sobre as colunas. A plataforma é constituída por material granular, que normalmente constitui também o aterro. O ângulo de atrito do material deve ser maior ou igual a 30° (Abdullah, 2006).

O reforço comporta-se como um elemento estrutural. Os métodos de dimensionamento de PTC Britânico, Alemão e Nórdico são baseados na teoria dos cabos ou método da catenária. Este método baseia-se nos seguintes princípios (Marques, 2008):

- O mecanismo de efeito de arco forma-se na massa de aterro;
- O reforço deforma-se durante a colocação da carga, se não houver deformação não haverá efeito de arco;
- Todas as cargas verticais são suportadas pelas colunas;
- A extensão inicial admissível é de 6% e a extensão por fluência não deve exceder os 2%;
- O reforço deve estar o mais próximo possível do topo das colunas (BS8006, 1995; Collin, 2004).

2.5.4. PTC EM VIGA FLEXÍVEL REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS (MÉTODO DE COLLIN)

O método de Collin (2004) é fundamentalmente diferente dos outros métodos porque baseia-se no princípio que várias camadas de geossintético (três ou mais) formam uma viga flexível que distribui a carga do aterro para as colunas. Neste caso o efeito de arco é acentuado pela interacção com as camadas de geogrelha. Teoricamente, esta plataforma de transferência de carga consegue carregar mais carga com menores assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo de fundação. Assim o espaçamento entre as colunas pode ser maior, mas com uma tensão no reforço igual ou menor à obtida com o método da catenária.

O Método de Collin (2004) baseia-se nos seguintes princípios:

- A espessura da PTC é maior que ou igual a metade do vão livre entre colunas;

- Devem ser usadas pelo menos três camadas de reforço;
- A distância entre camadas varia entre 0,3 e 0,45 m;
- O material de preenchimento da plataforma é seleccionado;
- A principal função do reforço é proporcionar confinamento para que o efeito de arco no aterro se desenvolva dentro da camada de reforço;
- O “arco” faz um ângulo de 45° com a vertical e começa no topo da coluna;
- A função secundária do reforço é suportar a “cunha” de solo por baixo do arco;
- Toda a carga vertical do aterro sobre o arco é transferida para as colunas;
- A extensão inicial máxima permitida no geossintético é de 5%.

2.6. REFORÇO COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS FUNCIONANDO COMO MEMBRANA (CATENÁRIA)

2.6.1. MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

A plataforma de transferência de carga com membrana funcionando como catenária é a solução objecto de particular aprofundamento nesta dissertação. Na Fig. 2.5 são esquematicamente apresentadas as interacções entre os diversos componentes do sistema de reforço, nomeadamente interacção entre as colunas, a fundação de solo mole, o material de aterro e o reforço de geossintético.

Devido às características distintas de deformabilidade das colunas e do solo de fundação em redor das estacas, verificam-se assentamentos diferenciais dentro do corpo do aterro logo após o início da construção deste. Este movimento é parcialmente impedido pela resistência ao corte, τ , do corpo do aterro acima das colunas. O desenvolvimento desta resistência ao corte no corpo do aterro (τ), induz tensões verticais nas colunas maiores do que no solo de fundação do aterro (BS8006, 1995), resultando numa distribuição não uniforme das tensões verticais ao longo do aterro. O apoio proporcionado pelo solo mole reduz também a carga no geossintético e, consequentemente, a sua tensão devido à carga vertical (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Han e Gabr, 2002; Rao, 2006).

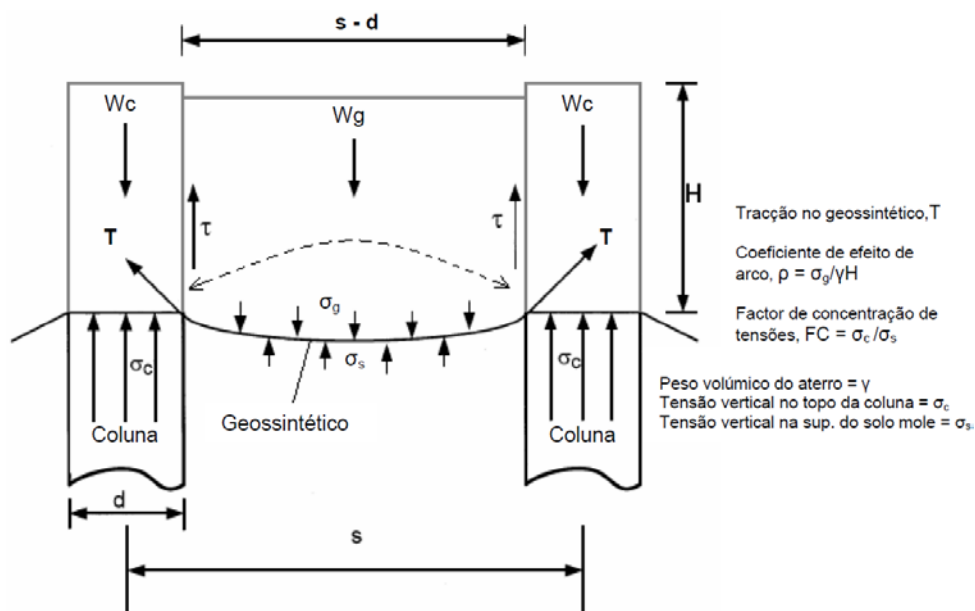


Fig. 2.5 - Mecanismo de transferência de carga num aterro reforçado com colunas encabeçadas por geossintéticos (adaptado de Han e Gabr, 2002)

2.6.2. EFEITO DE ARCO

Terzaghi (1943) descreveu o efeito de arco de solo como “um dos mais universais fenómenos encontrados em solos tanto no campo como em laboratório”.

O efeito de arco desempenha um papel significativo no comportamento de aterros suportados por colunas. À medida que o aterro é construído, o solo de fundação consolida ocorrendo assentamentos diferenciais entre as colunas e o solo mole de fundação. Tensões de corte são desenvolvidas no corpo do aterro, transmitindo por efeito de arco as tensões verticais para as colunas, reduzindo por sua vez as transmitidas ao solo mole de fundação.

Com base em medições de campo, vários autores (Huat et al., 1994; Ooi et al., 1987; Reid e Buchanan, 1984) relataram que a carga suportada pelas colunas aumenta com o tempo, em resultado do desenvolvimento do efeito de arco acima das colunas. O grau de arqueamento é função da distância entre as colunas, a altura do aterro, das propriedades do material do aterro, e da rigidez das colunas em relação ao solo de fundação circundante (Lawson, 1992).

Para reduzir os assentamentos diferenciais à superfície do aterro é necessário que o espaçamento entre colunas ou estacas não seja muito elevado. Para o efeito, BS8006 (1995) recomenda que a altura de aterro não deve ser inferior a 0,7 vezes o espaçamento entre maciços de encabeçamento para estacas quadradas em uma matriz quadrada. Rogbeck et al. (1998) recomenda que a altura de aterro deve ser pelo menos igual ao espaçamento dos maciços de encabeçamento, e que o aterro deve ter pelo três pés de altura (0,914 m). Collin (2004) sugere que a altura de aterro deverá ser igual ou maior que o vão livre entre as colunas. Kempfert et al. (2004) recomenda que o espaçamento diagonal entre colunas numa matriz quadrada não deve exceder 10 pés (3,05 m) para cargas estáticas ou 8 pés (2,44 m) para elevadas cargas dinâmicas. Collin (2004) recomenda que o espaçamento entre colunas adjacentes não deve ser maior do que 10 pés (3,05 m). Hewlett e Randolph (1988) recomendam que a altura de aterro deve ser pelo menos duas vezes o espaçamento entre centros de colunas, que é limitação muito mais conservadora do que as outras mencionadas aqui.

A utilização de geossintético na base do aterro tem como principal objectivo o aumento da transferência de carga do aterro para as colunas, reduzindo os assentamentos totais e diferenciais, repercutindo-se tanto na base do aterro como no topo do aterro. Assim, a transferência de carga é devida ao efeito de arco do solo, à tensão na plataforma de transferência de carga e à concentração de tensões devido à diferença de rigidez entre o solo e as colunas. A grandeza de cada componente depende de vários factores: do tipo de material de aterro, da rigidez à tracção do reforço, do módulo de deformabilidade das colunas e do diâmetro e espaçamento das colunas, etc. (Rao, 2006).

A grande dificuldade que se coloca nos cálculos de projecto reside na dificuldade de avaliação da proporção das cargas verticais suportadas pelo reforço entre as colunas e a proporção das cargas suportadas pelas colunas. A maioria dos métodos de dimensionamento de aterros reforçados com colunas ignora a contribuição do solo mole para o suporte da carga do aterro, considerando que a totalidade da carga é transferida para as colunas. O peso do solo sob o arco é suportado somente pelo geossintético. São exemplos o Método Britânico e o Método Nórdico. O Método de Collin não ignora a contribuição do solo mole e considera que as cargas sob o arco são transferidas para o geossintético e para o solo por baixo do geossintético.

2.7. MÉTODOS DE ANÁLISE DE ATERROS REFORÇADOS SOBRE COLUNAS

O método proposto por Hewlett e Randolph (1988) analisa o efeito de arco de aterros granulares sobre um conjunto de estacas distribuídas de forma rectangular num solo de baixa capacidade de suporte. Esta análise é baseada na experiência dos autores em ensaios de laboratório. As expressões desenvolvidas por eles permitem estimar as parcelas de carregamento imposto pelo aterro às estacas e ao vão entre os capitéis em função do tamanho dos mesmos, do espaçamento entre eixos das estacas, da altura do aterro e o ângulo de atrito. Estes autores consideram que, a partir da manifestação do efeito de arco no solo, desenvolve-se um sistema de cúpulas tridimensionais sobre os capitéis, resultando na formação de uma abóbada que se estende por toda a área do aterro (Fig. 2.6). Nestas condições o solo na região acima da abóbada encontra-se numa condição qualquer sendo suportada pelos arcos. Porém na região inferior, no solo abaixo dos limites da abóbada, observa-se uma região com baixo nível de tensões que é suportada directamente pelo solo de fundação do aterro.

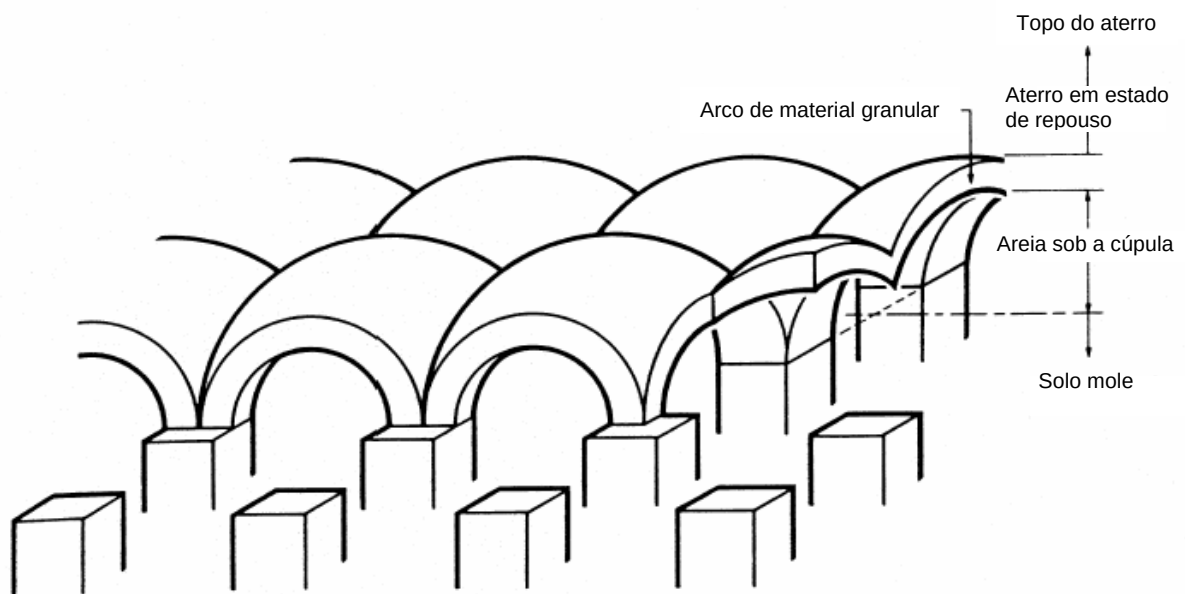


Fig. 2.6 - Vista isométrica dos arcos formados na malha quadrada de estacas (Hewlett e Randolph, 1988)

Low et al. (1994) utilizaram para sua análise um arco semi-cilíndrico bidimensional com espessura igual a metade da dimensão do capitel. As considerações são similares às de Hewlett e Randolph (1988), contudo, os principais refinamentos realizados foram a inclusão das forças gravitacionais na equação diferencial da deformação plana (conforme Hewlett e Randolph, 1988, fizeram para o caso tridimensional), e a introdução de um parâmetro para permitir a consideração de uma possível reacção não uniforme por parte do solo mole (Fernández, 2006).

O desenvolvimento de métodos de dimensionamento específicos para aterros sobre estacas com uso de reforços na base teve início na década de 80.

Estes passaram a considerar a presença do material de reforço no desenvolvimento do efeito de arco. Entre os diferentes estudos, podem-se citar as abordagens apresentadas em John (1987), Jones et al. (1990), BS8006 (1995), Kempfert et al. (1997, 2004), entre outros.

John (1987) analisa dois conceitos distintos sobre o comportamento de aterros sobre colunas reforçadas. O primeiro apresenta a deformação do reforço, resultante do carregamento imposto pelo

aterro, como tendo a geometria de um arco circular. Este conceito foi intitulado de Conceito de Deformação em Arco Circular. O segundo conceito analisa a deformação do geossintético como se o mesmo adoptasse a forma de uma catenária, sendo este chamado de Conceito de Deformação em Catenária (Borba, 2007). Os princípios utilizados, bem como os ensaios realizados para a elaboração destes conceitos podem ser encontrados em John (1987).

Baseado no trabalho de Jones et al. (1990), a norma inglesa BS8006 (1995) analisa o comportamento de aterros sobre colunas reforçadas a partir de um modelo em que a configuração do reforço deformado é admitida como sendo uma parábola, e a carga sobre o mesmo é considerada uniformemente distribuída no vão entre os capitéis. A BS8006 (1995) adopta a hipótese de que todo o carregamento do aterro seja transmitido às estacas, ou seja, o método não considera a reacção da camada de solo compressível que resultaria na diminuição das cargas actuantes no reforço (Borba, 2007). A BS8006 (1995) apresenta uma série de equações para a determinação de parâmetros de projecto de aterros sobre estacas reforçadas, a citar: espaçamento máximo entre estacas, comprimento de ancoragem do reforço e a área a ser tratada por estacas objectivando prevenir qualquer instabilidade nas extremidades do aterro. Também apresenta equações para a estimativa da carga vertical que irá actuar sobre os capitéis e da tensão actuante no reforço (Borba, 2007).

No método proposto por Kempfert et al. (1997) é possível estimar a tensão vertical actuante nos vãos entre capitéis e a tensão vertical resistida pelo geossintético, tensões estas com distribuição uniforme ao longo dos vãos. As tensões de tração actuantes no geossintético são posteriormente estimadas considerando-se que o reforço assume comportamento de uma membrana traccionada. Na análise de Kempfert et al. (1997) é considerado que o solo compressível oferece reacção ao carregamento imposto pelo aterro (Borba, 2007).

Posteriormente Kempfert et al. (2004) descrevem um novo método teórico para o dimensionamento de aterros sobre estacas reforçadas, com base em resultados obtidos a partir de ensaios em modelos de larga escala e simulações numéricas. O modelo proposto no método de Kempfert et al. (2004) descreve a suposta distribuição das tensões no aterro e o efeito de membrana actuante no reforço geossintético. Segundo os autores, apesar de conservador, o modelo consegue prever com boa aproximação a distribuição de tensões actuantes em aterros sobre estacas sujeitos a carregamentos estáticos. Considerando as estacas apoiadas em solo competente e a reacção do solo mole face ao carregamento imposto pelo aterro, o método estima as tensões verticais actuantes sobre os capitéis e o reforço, assim como a tensão de tração actuante no reforço (Borba, 2007).

2.8. ANÁLISE NUMÉRICA DE ATERROS REFORÇADOS COM COLUNAS ENCABEÇADAS POR GEOSSINTÉTICOS

Vários investigadores têm vindo a desenvolver estudos numéricos acerca da interacção entre colunas, solo de fundação, aterro e geossintético. Entre esses autores encontram-se Jones et al. (1990), Russell e Pierpoint (1997), Han e Gabr (2002) e Pham et al. (2004).

O trabalho desenvolvido por Jones (1990) consistiu num estudo numérico com a variação de diversos parâmetros, nomeadamente a altura do aterro, o espaçamento entre as estacas, o diâmetro do maciço de encabeçamento das estacas, os parâmetros de resistência ao corte. Jones (1990) concluiu que a introdução do geossintético reduz significativamente a tensão de corte mobilizada no solo mole. Variando a altura do aterro e o espaçamento entre as estacas, conseguiu mostrar que a percentagem de tensão suportada pelo solo mole é maior nos aterros baixos do que nos aterros altos. Os resultados

mostraram também que o suporte do solo de fundação tem uma importância significativa na força de tracção no geossintético (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004).

Russell e Pierpoint (1997) avaliaram os vários métodos de efeito de arco e formularam equações matemáticas que lhes permitiram calcular o coeficiente de efeito de arco, ρ , de acordo com as diferentes teorias. Os modelos de arco considerados foram os de Terzaghi, Hewlett e Randolph, BS8006 (fórmula de Marston) e Guido.

Han e Gabr (2002) realizaram, através de um modelo axissimétrico, um estudo paramétrico para um aterro sobre colunas reforçado por uma plataforma de transferência de carga de geossintético com o modelo da catenária. O estudo mostrou que a inclusão do geossintético reduz os assentamentos diferenciais entre o solo mole e a coluna e, consequentemente, os assentamentos diferenciais à superfície do aterro. O geossintético aumenta a transferência de carga do solo de fundação para as colunas e reduz a possibilidade de cedência do solo sobre o topo das colunas (Abdullah, 2006; Han e Gabr, 2002; Rao, 2006). Este estudo permitiu ainda analisar o comportamento do coeficiente de efeito de arco e do factor de concentração de tensões com as variações paramétricas. O coeficiente de efeito de arco diminui com o aumento da altura do aterro, com o aumento do módulo de deformabilidade da coluna e com a diminuição da rigidez do geossintético. O factor de concentração de tensões e a tensão máxima no geossintético aumentam com o aumento da altura do aterro, com o aumento da rigidez do geossintético e do módulo de deformabilidade das colunas (Abdullah, 2006; Han e Gabr, 2002; Rao, 2006).

Pham et al. (2004) realizaram estudos paramétricos em colunas de geopier em duas dimensões e concluíram que o geossintético fornece um melhoramento limitado do comportamento dos aterros sobre colunas reforçados com geossintético no que se refere ao controlo dos assentamentos diferenciais. O reforço de geossintético só é significativo quando a razão da rigidez coluna/subsolo é maior que 1000 (Abdullah, 2006).

3

JET GROUTING

3.1. INTRODUÇÃO

O jet grouting é uma técnica de melhoria de solos por injeção que se desenvolveu significativamente nos últimos anos em Portugal e no Mundo. Esta técnica foi inicialmente desenvolvida na década de setenta, no Japão, Reino Unido e em Itália. Ao longo dos últimos trinta anos tem sido aplicada em diversas obras por todo o Mundo; em Portugal foi aplicada pela primeira vez em 1993, em Setúbal (Carreto, 1999; Falcão et al., 2000; Marques, 2008).

Nas obras em que foi implementada, a tecnologia de jet grouting mostrou ser uma alternativa às soluções tradicionais de reforço/melhoramento de solos como as fundações de estacas de betão. Por se tratar de uma técnica muito versátil de reforço de solos é uma solução competitiva e adequada para cada vez mais aplicações em obras geotécnicas. A possibilidade de tratar uma gama ampla de solos, com diversas geometrias de tratamento e sem introduzir vibrações são algumas das suas vantagens, que ganham especial importância em zonas densamente habitadas (Carreto, 1999; Falcão et al., 2000).

A técnica de jet grouting é muito versátil pelo que é utilizada em túneis, escavações, fundações e reforço de fundações, cortinas de estanqueidade, consolidação de terrenos, estabilização de taludes, podendo em algumas situações desempenhar simultaneamente mais do que uma função (Marques, 2008).

3.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE JET GROUTING

A técnica de jet grouting é uma solução de melhoramento das características geotécnicas do solo, sem escavação prévia, através da injeção a altas pressões (de 20 a 40 MPa). A injeção de calda de cimento no solo é executada por jactos horizontais, provenientes de transformação de energia potencial de bombagem da calda em energia cinética, que têm a capacidade de desagregar a estrutura do terreno natural e assim misturar as partículas do solo com a calda de cimento, proporcionando um material resultante com melhores características mecânicas e de menor permeabilidade do que o terreno original (Ribeiro, 2010).

O processo de jet grouting desenvolve-se essencialmente em três etapas:

- Corte – A estrutura inicial do solo é desagregada pela acção de jactos horizontais de elevada velocidade;
- Mistura e substituição parcial do solo – Parte do solo é substituída e a outra parte é misturada com a calda injectada através dos bicos de injeção;
- Cimentação – Consolidação do solo misturado com a calda de cimento.

3.2.1. VANTAGENS E DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE JET GROUTING

As principais vantagens da técnica de jet grouting no reforço de solos são (Carreto, 1999):

- Grande versatilidade, uma vez que pode ser aplicada a uma gama extensa de solos que vai desde o cascalho e argilas permitindo também o tratamento de rochas brandas;
- Grande aplicabilidade, dado os equipamentos terem dimensões reduzidas permitindo o tratamento em espaços muito pequenos, como por exemplo em escavações, túneis ou caves, assim como em locais de difícil acessibilidade;
- A viabilidade da execução do tratamento não é condicionada pela permeabilidade do solo;
- Permite o tratamento a cotas inferiores ao nível freático, sendo no entanto necessário garantir a presa;
- Possibilidade de tratar solos heterogêneos, através da adaptação dos parâmetros do tratamento a cada um dos solos ao longo do processo;
- A incorporação de colunas de maior resistência, aumentando o confinamento lateral do solo por essas colunas, melhora o comportamento do solo perante uma solicitação sísmica;
- Possibilidade de obter diversas geometrias;
- A aplicação da técnica não produz vibrações e produz baixo nível de ruído.

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

- A elevada dispersão das características mecânicas finais do material, nomeadamente a resistência à compressão, principalmente quando comparada com o betão;
- Inexistência de um método de medição das dimensões reais da coluna;
- O controlo deficiente da saída de refluxo (mistura de água com partículas finas de solo e algum cimento que sai pela extremidade superior do furo durante a execução da coluna) pode resultar em movimentos do terreno à superfície;
- Dificuldade de remoção e manejo do material rejeitado (refluxo);
- A realização de colunas verticais está limitada a profundidades não superiores a 15 – 20 m;
- A resistência máxima é obtida vários dias após a execução, o que pode ser um problema para alguns tipos de aplicação, contudo pode ser minimizado com aceleradores de presa.

3.2.2. PROCEDIMENTO

O procedimento é iniciado pela colocação da sonda em posição nivelada com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, considerando que pretende-se obter um elemento cilíndrico. De seguida, coloca-se a vara no terreno com o auxílio de um movimento rotacional e de um jacto de água vertical, até atingir-se o limite inferior do tratamento. Concluída a furação, obtura-se a saída de água inferior através de uma válvula. No seguimento, inicia-se a injeção de calda que difere dependendo do tipo de geometria pretendida. No caso de pretender-se um elemento cilíndrico, imprime-se à vara um movimento rotacional e começa-se a bombagem de calda no seu interior, ao mesmo tempo que sobe a vara a velocidade constante, para que cada período de tempo corresponda a uma ascensão da vara de um comprimento fixo (passo vertical). Finalizada a realização da coluna retira-se a vara do furo e preenche-se o mesmo com calda por gravidade até seu topo. Quando se pretende efectuar um corpo de geometria plana (painel) o processo é em todo semelhante. No entanto a ascensão da vara é realizada sem o movimento rotacional (Carreto, 2000). Na Fig. 3.1 observa-se um esquema do faseamento construtivo da técnica jet grouting.

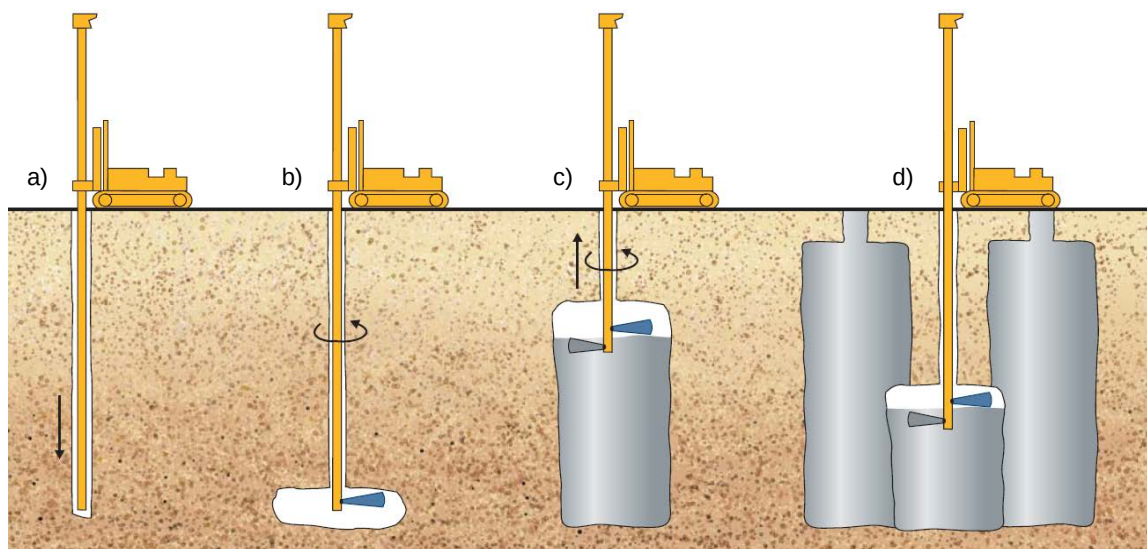


Fig. 3.1 - Aplicação da técnica de jet grouting: a) furação; b) início da injeção da calda; c) procedimento a meia altura; d) fim do processo [1]

3.2.3. EQUIPAMENTOS

Os equipamentos necessários à execução da técnica de jet grouting são dependentes do tipo de solo, pois este determina o tipo de jacto (JET), os diâmetros dos bicos, o tipo de calda de cimento e o diâmetro das colunas. Os equipamentos utilizados são:

- Central de calda de cimento;
- Bomba de injeção;
- Compressor (JET 2 e JET 3; ver Fig. 3.4);
- Sonda hidráulica com torre;
- Varas de jet grouting, com função de furacão e tratamento;
- Mangueiras flexíveis, que fazem a ligação entre as varas e a bomba de alta pressão.

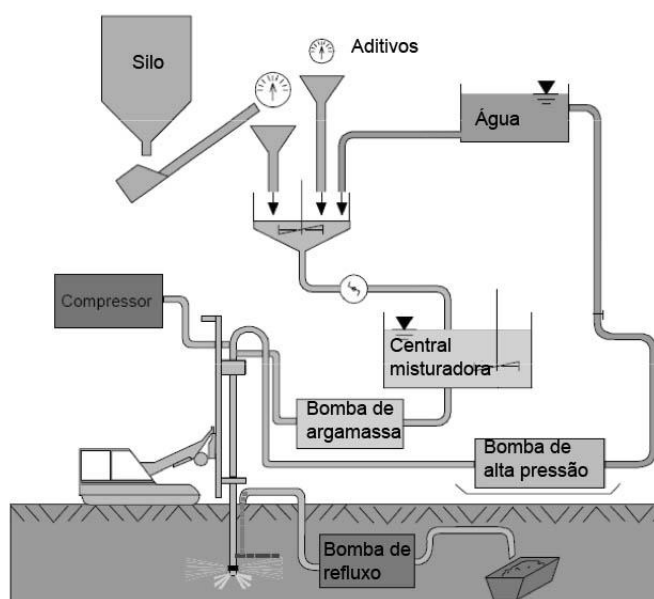


Fig. 3.2 - Esquema de estaleiro necessário à realização da técnica jet grouting (Ribeiro, 2010)



Fig. 3.3 - Estaleiro da técnica jet grouting [2]

3.3. SISTEMAS DE JET GROUTING

A técnica de jet grouting subdivide-se, essencialmente, em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico e que se representam na Fig. 3.4. São designados por sistema de jacto simples ou JET1, sistema de jacto duplo, ou JET2, e sistema de jacto triplo, ou JET3.

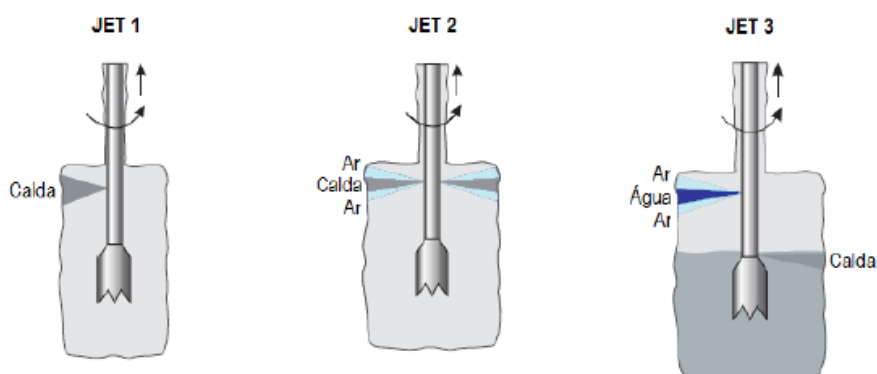


Fig. 3.4 - Sistemas tradicionais de jet grouting: jacto simples, jacto duplo e jacto triplo [1]

A selecção do sistema mais apropriado é determinada, normalmente, pelo tipo de solo e pelas características mecânicas que se pretendem obter para as colunas de jet grouting.

No sistema de jacto simples são utilizados um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para simultaneamente desagregar e misturar com as partículas de solo. O seu campo de aplicação encontra-se restringido aos solos coesivos com valores do ensaio SPT inferiores ao intervalo entre 5 a 10 pancadas e a solos incoerentes com valores de SPT inferiores a 20. Esta restrição é explicável pela resistência oposta pelos solos de maior consistência ou mais densos à acção do jacto.

Efectivamente, na desagregação/corte dos solos é necessário empregar um esforço energético que é demasiado elevado em terrenos que não se enquadram nos limites anteriores, tornando o processo pouco eficiente e demasiado dispendioso.

O sistema de jacto duplo (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 velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jacto.

O procedimento é em tudo idêntico ao do sistema de jacto simples, utilizando-se porém duas varas coaxiais. Na fase de injeção, a calda de cimento circula pela vara interior a elevada pressão e o ar comprimido, gerado por um compressor, passa pelo espaço anelar definido pelas duas varas. Na saída do bico comum ocorre o envolvimento do jacto de calda por ar comprimido, aumentando significativamente o seu alcance. Durante a fase de perfuração a água circula pelo tubo interno e o ar comprimido é mantido com reduzido caudal para evitar a ocorrência de obstruções.

O método de jacto duplo pode ser utilizado em vários tipos de terrenos, desde argilas, a areias e a solos com cascalho. No entanto, em solos coesivos, é habitual limitar a sua utilização aos terrenos com valores de SPT inferiores a 10 pancadas.

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. Assim, o sistema triplo é constituído por três jactos com as seguintes funções:

- Jacto de água – tem a função de destruir a estrutura do terreno;
- Jacto de ar – tem a função de envolver o jacto de água e amplificar o efeito desagregador daquela;
- Jacto de calda – tem a função de injectar a calda que se vai misturar com o solo e dar origem ao corpo consolidado.

Para o efeito são utilizadas três varas coaxiais que separam a água, o ar e a calda. O método pode ser aplicado sem restrições em qualquer tipo de solo, no entanto, em solos coesivos a sua aplicação tem sido feita, na generalidade dos casos, a solos com valores de SPT inferiores a 15 (Carreto, 2000).

No Quadro 3.1 indicam-se os equipamentos utilizados na aplicação de cada um dos três sistemas de jet grouting. A Fig. 3.5, por sua vez, ilustra os pormenores da parte inferior da vara associada a cada um dos sistemas.

Quadro 3.1 - Equipamento utilizado nos procedimentos dos três sistemas de jet grouting – jacto simples, jacto duplo e jacto triplo (Carreto, 2000)

EQUIPAMENTO	JACTO SIMPLES	JACTO DUPLO	JACTO TRIPLO
Silo de cimento	✓	✓	✓
Depósito de água	✓	✓	✓
Dosificador para controlo da mistura	✓	✓	✓
Central de fabricação da mistura	✓	✓	✓
Bomba de injeção de alta pressão (calda)	✓	✓	✓
Compressor (ar)		✓	✓
Bomba de injeção de alta pressão (ar)			✓
Mangueiras de injeção	✓	✓	✓
Equipamento de perfuração e injeção e varas	✓	✓	✓

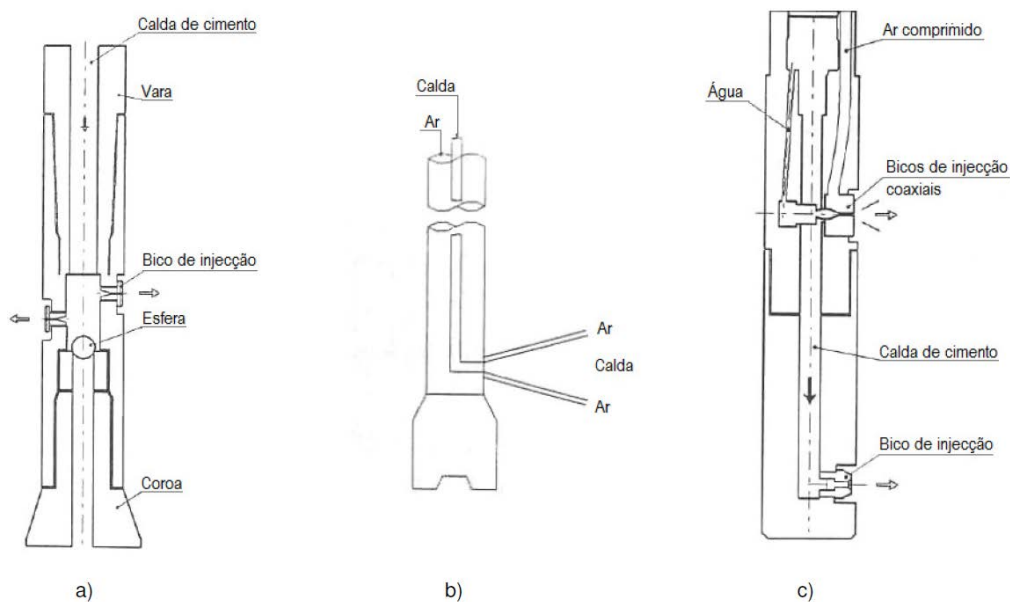


Fig. 3.5 - Pormenores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet grouting: a) jacto simples; b) jacto duplo; c) jacto triplo (adaptado de Carreto, 1999)

De realçar ainda que, com o sistema de jacto simples obtêm-se colunas com diâmetros inferiores às resultantes dos outros sistemas. As colunas resultantes da aplicação do sistema JET1 são caracterizadas por uma boa uniformidade e o seu diâmetro varia entre 0,3 e 1,2 m. Os sistemas duplo e triplo permitem obter colunas com diâmetro maior, devido à utilização de ar comprimido no fluido desagregador, variando os diâmetros entre 0,6 e 2,0 m para o sistema JET2 e 0,8 e 3,0 m para as colunas realizadas com jacto triplo (Carreto, 2000).

3.4. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO PROCEDIMENTO DE JET GROUTING

O método de melhoria de terrenos – jet grouting – é regido por uma série de parâmetros que variam consoante o sistema escolhido para a realização do tratamento. Da escolha correcta de cada um dos valores a atribuir aos parâmetros depende a eficiência do processo, a geometria do corpo de solo tratado, a sua resistência, deformabilidade e permeabilidade (Carreto, 2000).

Os parâmetros comuns aos três sistemas são (Marques, 2008):

- Pressão do fluído aglutinante;
- Caudal do fluído aglutinante;
- Número de bicos de injeção;
- Diâmetros dos bicos de injeção;
- Relação água/cimento do fluído aglutinante;
- Velocidade de subida da vara;
- Velocidade de rotação da vara.

O método de jacto duplo obriga à definição suplementar de:

- Pressão de ar comprimido;
- Caudal de ar comprimido.

O sistema de jacto triplo obriga, para além da definição de todos os parâmetros anteriormente referidos, à definição de:

- Pressão da água;
- Caudal da água;
- Número dos bicos de injeção da água;
- Diâmetro dos bicos de injeção da água.

Os limites entre os quais os valores usualmente adoptados para estes parâmetros variam, são apresentados no Quadro 3.2, adaptado de Carreto (1999).

É importante referir que os parâmetros que são controlados em obra na aplicação da técnica de jet grouting são a pressão de injeção, a velocidade de subida e de rotação da vara e os caudais. Estes parâmetros são registados automaticamente por um sistema de aquisição de dados e desta forma o processo é controlado em tempo real e de forma contínua ao longo da execução do tratamento.

Quadro 3.2 - Valores limites dos parâmetros do jet grouting. Sistemas de jacto simples, duplo e triplo (Carreto, 1999)

PARÂMETROS DO PROCEDIMENTO		SISTEMAS DE JACTO SIMPLES	SISTEMAS DE JACTO DUPLO	SISTEMAS DE JACTO TRIPLO
Pressão	Calda (MPa)	20 a 60	20 a 55	0,5 a 27,6
	Ar (MPa)	-	0,7 a 1,7	0,5 a 1,7
	Água (MPa)	Pré - furação	Pré - furação	20 a 60
Caudal	Calda (l/min)	30 a 180	60 a 150	60 a 250
	Ar (m ³ /min)	-	1 a 9,8	0,33 a 6
	Água (l/min)	Pré - furação	Pré - furação	30 a 150
Diâmetro dos bicos	Calda (mm)	1,2 a 5	2,4 a 3,4	2 a 8
	Água (mm)	Pré - furação	Pré - furação	1 a 3
Número dos bicos	Calda	1 a 6	1 a 2	1
	Água	Pré - furação	Pré - furação	1 a 2
Relação água - Cimento		1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25	1:0,5 a 1:1,25
Velocidade de subida da vara (m/min)		0,1 a 0,8	0,07 a 0,3	0,04 a 0,5
Velocidade de rotação da vara (rpm)		6 a 30	6 a 30	3 a 20

3.5. INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS SOBRE AS CARACTERÍSTICAS FINAIS DO MATERIAL TRATADO

A técnica de jet grouting resulta numa mistura parcial do solo com calda de cimento, e não numa substituição completa do solo, pelo que o resultado final depende das características iniciais do terreno, da percentagem de substituição do solo, da uniformidade de execução do tratamento, assim como dos parâmetros de procedimento, entre os quais a pressão, o caudal da calda de injeção, a velocidade de subida da vara e a velocidade de rotação.

Posto isto, é difícil conhecer com rigor as características finais do solo tratado, nomeadamente, em termos da sua resistência à compressão, deformabilidade e resistência ao corte. Os valores estabelecidos em projecto deverão ser confirmados através de um controlo na fase de obra, com a execução de um grupo de colunas de ensaio, realizadas nas mesmas condições que as colunas definitivas e que permitirão aferir as características do material tratado e, caso necessário, alterar os valores dos parâmetros de procedimento (Marques, 2008).

3.5.1. DIMENSÃO DAS COLUNAS

Com base nos dados recolhidos nas várias aplicações práticas da técnica, vários autores, propuseram gráficos que relacionam o diâmetro das colunas com os parâmetros de procedimento (Marques, 2008).

Os factores que influenciam o diâmetro das colunas são:

- As condições e características iniciais do terreno;
- O tipo de sistema de jet grouting;
- A energia aplicada na desagregação do solo.

Em qualquer tipo de solo, o sistema de jacto triplo permite obter diâmetros maiores que os outros sistemas, seguindo-se o sistema de jacto duplo e os menores diâmetros correspondem ao sistema de jacto simples.

A influência do solo sobre o diâmetro da coluna é uma das principais incógnitas da técnica de jet grouting (Carreto, 1999). A resistência oposta pelo solo é função da coesão em solos coesivos e da compacidade em solos incoerentes.

O diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes é superior ao das colunas efectuadas em solos coesivos, para o mesmo valor do ensaio SPT e qualquer que seja o sistema utilizado. Os limites máximos e mínimos de variação do diâmetro das colunas com o valor de N_{SPT} são expressos nos gráficos das Fig.s 3.6 e 3.7, e foram elaborados com base nos estudos de diversos autores, nomeadamente Tornaghi, Miki, Botto, Nisio e a JJGA – “Japan Jet Grout Association” (Carreto, 2000).

Relativamente aos parâmetros do procedimento, com o sistema de jacto simples, em qualquer tipo de solo, o diâmetro das colunas cresce com o aumento da pressão de injeção da calda. O aumento da velocidade de subida da vara resulta, em qualquer caso, numa diminuição do diâmetro da coluna.

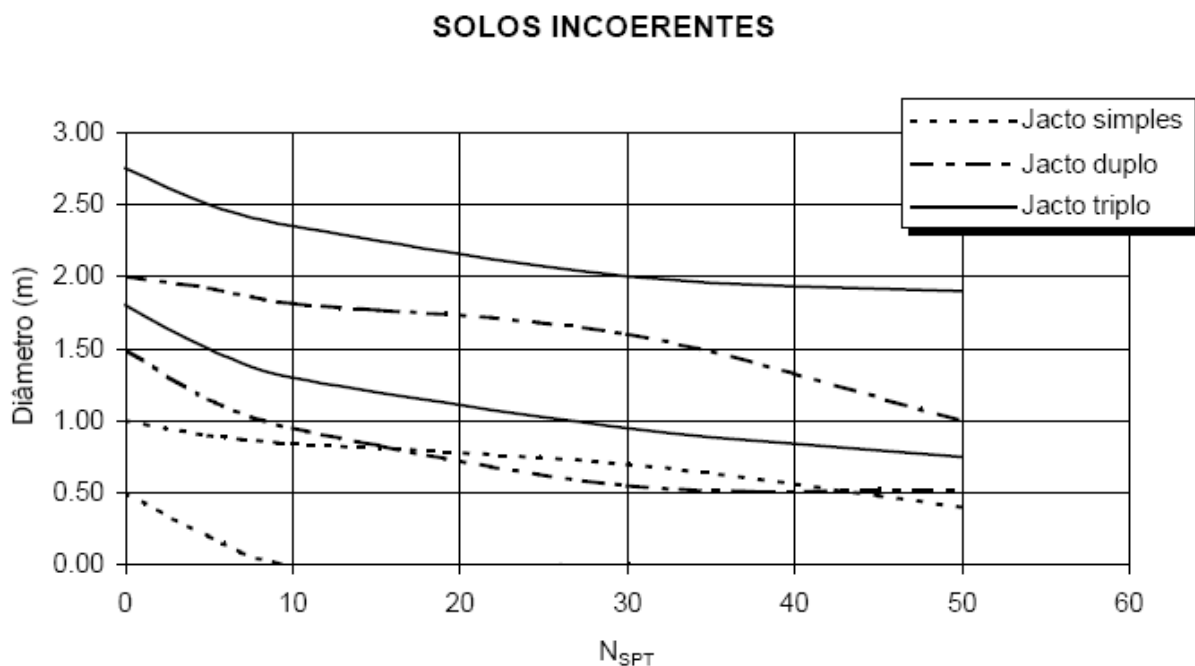


Fig. 3.6 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos incoerentes

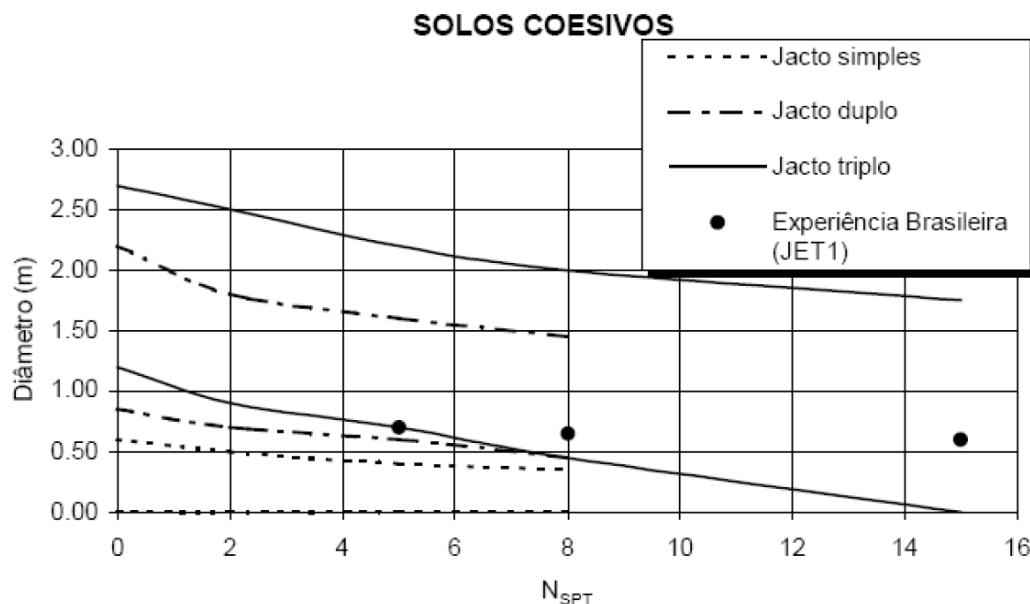


Fig. 3.7 - Limites máximos e mínimos do diâmetro de colunas realizadas em solos coesivos

3.5.2. RESISTÊNCIA MECÂNICA DO MATERIAL TRATADO

A resistência do solo tratado é um dos parâmetros mais importantes no dimensionamento do sistema de jet grouting para algumas das suas possíveis aplicações, como é o caso do reforço de fundações (Marques, 2008).

Os factores que principalmente influenciam a resistência mecânica das colunas de jet grouting são:

- As condições iniciais e características mecânicas e hidráulicas do terreno;
- O tipo de sistema de jet grouting adoptado;
- O tempo de impacto do jacto;
- A composição da calda de cimento.

Os solos arenosos apresentam maior resistência que os solos coesivos quando tratados pelo mesmo sistema de jet grouting. Em solos coesivos quanto maior é o teor de água natural do solo, menor é a resistência final do material tratado.

Os diferentes sistemas de jet grouting traduzem-se por diferentes percentagens de substituição do terreno e de mistura do solo com a calda de cimento; os valores de resistência obtidos variam assim de método para método. Em solos arenosos os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jacto simples. Em solos coesivos, os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jacto triplo. O sistema de jacto duplo é geralmente o sistema em que se obtém resistências mais baixas.

A resistência do material tratado, qualquer que seja o tipo de solo, aumenta com o aumento do tempo de impacto do jacto. Quanto maior é o volume de calda injectada por unidade de volume de material tratado, maior é a resistência à compressão não confinada do material.

Quanto maior é a quantidade de cimento por unidade de volume de material tratado, maior é a sua resistência. Quanto maior for a relação água/cimento da calda, menor é a resistência do material tratado, devido à diminuição da quantidade de cimento aliada ao aumento da quantidade de água.

A dificuldade de previsão das características de resistência do material tratado é a grande barreira que se coloca à ainda maior utilização da solução de jet grouting no reforço de solos. A previsão do valor de resistência à compressão simples é dificultada pela incerteza associada à composição final do material, o que se deve às dificuldades de estimativa da quantidade de solo tratado; à difícil quantificação do teor em água do material tratado, função da água in situ, da relação água/cimento da calda, da drenagem de água da coluna ou da ocorrência de consolidação por acção do peso próprio do material tratado; e pela heterogeneidade do material tratado, que pode ter origem na heterogeneidade do próprio solo, na falta de controlo dos parâmetros de injeção ou na mistura insuficiente da calda com o solo desagregado (Carreto, 1999).

Contudo, através de uma compilação de diversos elementos bibliográficos, Carreto (2000) realizou uma síntese de alguns valores de resistência à compressão simples de materiais tratados por jet grouting, sem particularizar o tipo de sistema utilizado. Tal síntese é exposta neste trabalho no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Resistência à compressão de materiais tratados por jet grouting (adaptado de Carreto, 2000)

AUTORES / DATA	A/C	TIPO DE SOLO – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (MPa)				
		ARGILA ORGÂNICA	ARGILA	SILTE	AREIA	CASCALHO
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
Teixeira et al. (1987)	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
Paviani (1989)	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Welsh e Burke (1991)	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Guatterri et al. (1994)	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-
JJGA (1995)	-	0,3	1	1 a 3	-	-

A resistência ao corte do solo objecto de tratamento por jet grouting é, em geral, assumida como sendo igual a 10 a 15% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999).

3.5.3. DEFORMABILIDADE

Os valores de módulo de deformabilidade constantes na bibliografia da especialidade caracterizam-se por uma grande dispersão. O material tratado por jet grouting em solos arenosos apresenta menor deformabilidade que em solos coesivos.

A JJGA (1995) recomenda os seguintes valores de módulos de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999):

- Solos arenosos: $E_{50\%} = 100$ a 300 MPa
- Solos argilosos: $E_{50\%} = 100$ MPa
- Argilas orgânicas: $E_{50\%} = 30$ MPa

3.5.4. PERMEABILIDADE

Em geral, com a técnica de jet grouting, obtêm-se valores de coeficiente da permeabilidade bastante baixos, da ordem de 10^{-8} a 10^{-11} m/s qualquer que seja o solo objecto de tratamento (Marques, 2008).

4

GEOSSINTÉTICOS

4.1. INTRODUÇÃO

A inclusão de materiais na estabilização e melhoramento de solos é uma prática milenar.

Segundo Afonso (2009), já os babilônios usavam materiais no reforço de solos há três mil anos. Os chineses aplicavam madeira, bambú e raízes, enquanto que os romanos utilizavam juncos em madeira. Na Idade Média, a estes materiais, acrescentou-se as peles de animais. A utilização de materiais naturais no solo tem o problema da sua biodegradação/decomposição causada pelos microorganismos presentes no solo. O aparecimento dos geossintéticos veio por isso aumentar a durabilidade do reforço de solos.

No século XX, porém, apesar da primeira referência à aplicação de telas datar de 1926 (reforço de pavimentos de estradas nos Estados Unidos), a sua utilização sistemática só surge após o aparecimento dos polímeros sintéticos, na década de 40, associado ao desenvolvimento das técnicas de fabrico de geotêxteis com estes materiais, quer tecidos na década de 50, quer não tecidos na década de 60 (Lopes, 1992).

Em 1983, o constante aparecimento de novos produtos levou a que se introduzisse o termo “geossintético” para designar indiferenciadamente todos os novos produtos poliméricos com aplicação em obras de carácter geotécnico. Embora esta designação possa não ser completamente adequada, uma vez que alguns dos produtos utilizados não têm origem sintética, a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins consagrou-a universalmente ao adoptar a designação de Sociedade Internacional de Geossintéticos, em 1994.

A utilização de geossintéticos em obras geotécnicas tem-se generalizado cada vez mais, desde o início da sua aplicação na década de 1960. Têm sido utilizados em substituição de materiais de construção tradicionais e como reforço dos solos, em áreas tão diversas como as vias de comunicação, as obras hidráulicas, aterros, campos desportivos, estruturas de suporte, taludes, defesa contra a erosão ou túneis (Borges, 1995). Nas Fig.s 4.1, 4.2 e 4.3 ilustram-se alguns exemplos da utilização de geossintéticos.

Neste capítulo serão analisados os materiais e tipos de geossintéticos, apresentados alguns geossintéticos mais frequentes, as suas propriedades e funções.

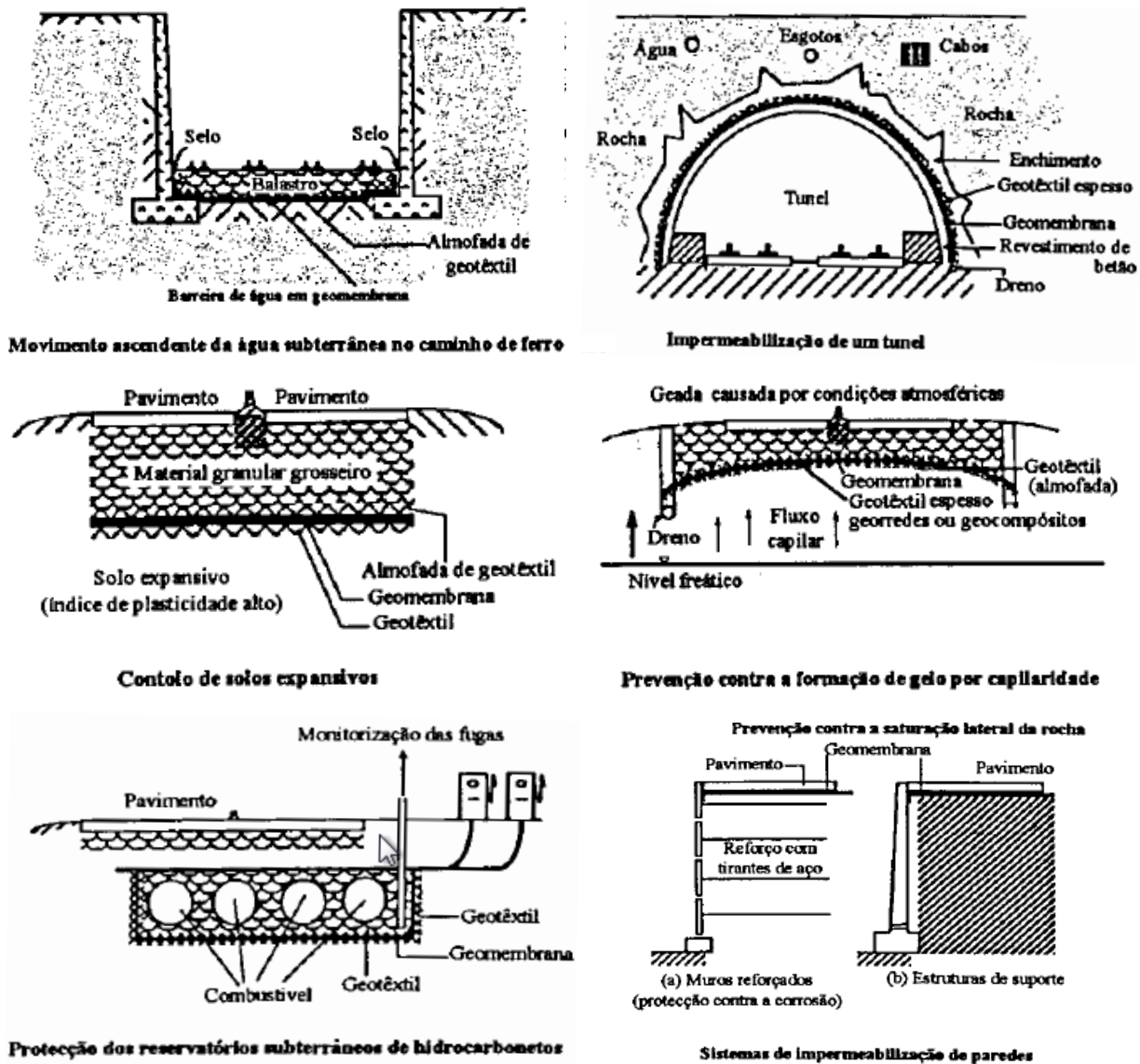


Fig. 4.1 - Esquema de obras na área de transportes onde se utilizam geossintéticos (Koerner, 1991)

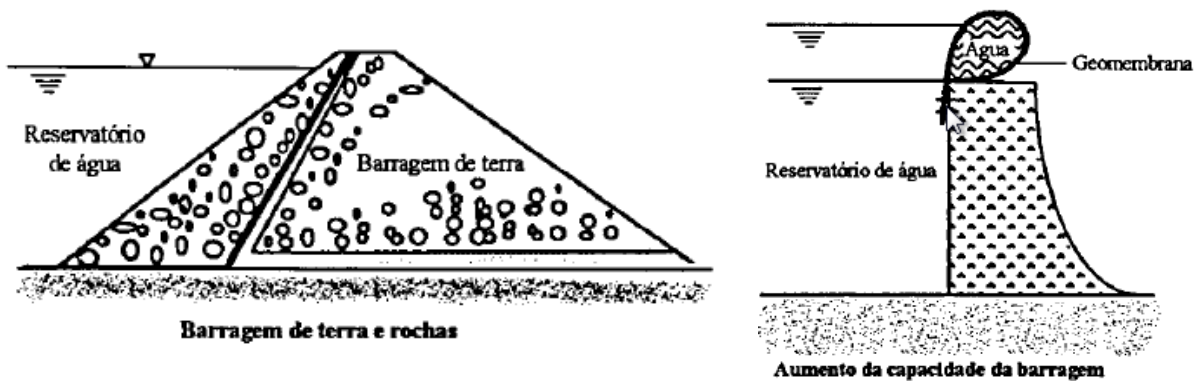


Fig. 4.2 - Esquema de obras na área de geotecnia onde se utilizam geossintéticos (Koerner, 1991)

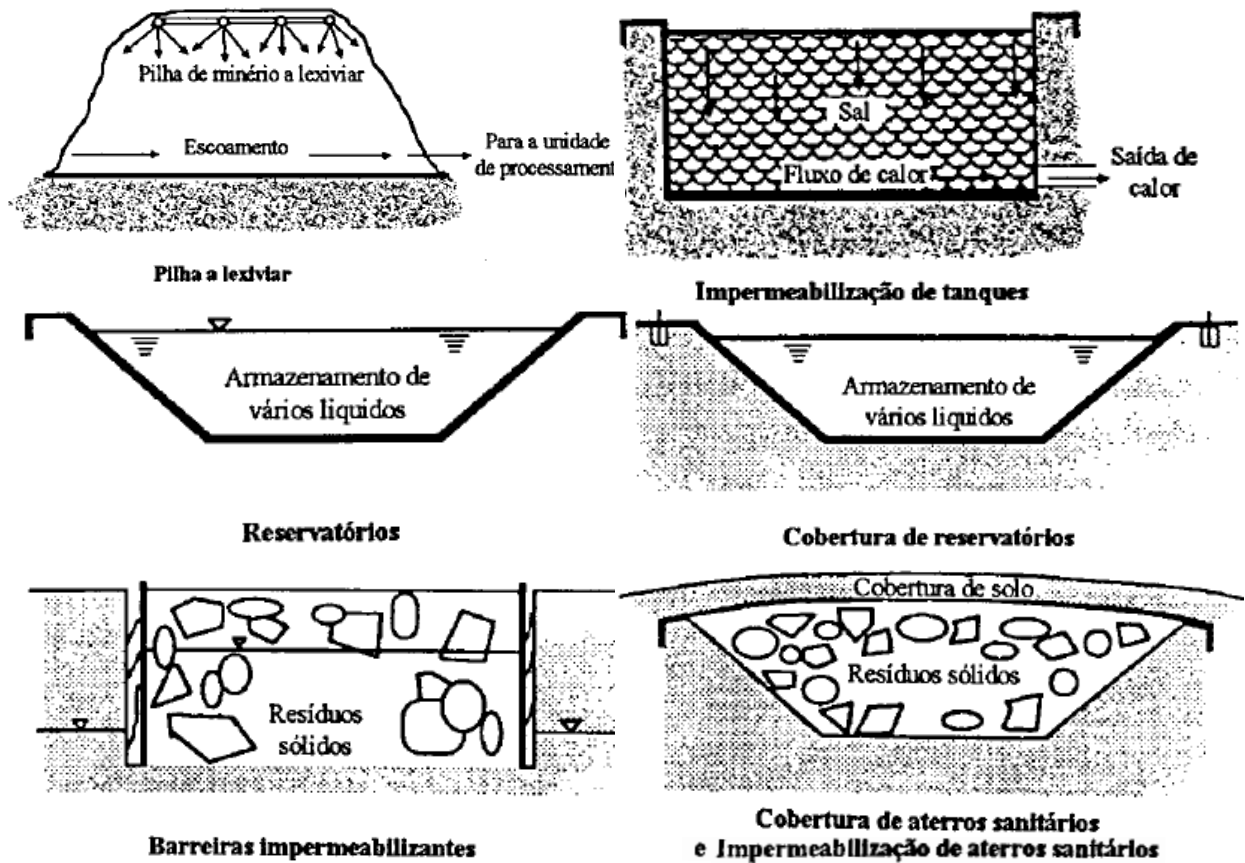


Fig. 4.3 - Esquema de obras na área do ambiente onde se utilizam geossintéticos (Koerner, 1991)

4.2. MATERIAIS E TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS

Geossintéticos são produtos obtidos a partir de polímeros sintéticos, substâncias derivadas do petróleo cujas moléculas-base (monómero, molécula constituída por átomos de carbono e oxigénio) se ligam formando longas cadeias de moléculas (polimerização) (Sieira, 2003).

Os geossintéticos diferem entre si pelos materiais constituintes e pelo processo de fabrico (Borges, 1995). As propriedades finais do geossintético estão directamente relacionadas com a composição química (tipo de polímero) e com a estrutura que o constitui.

No fabrico dos geossintéticos, podem ser utilizados diversos tipos de polímeros, contudo os mais comuns são:

- Poliamida (PA);
- Policloreto de Vinilo (PVC);
- Poliéster (PT);
- Poliestireno (PS);
- Polietileno (PE);
- Polipropileno (PP);
- Politereftalato de etileno (PET).

Aos polímeros constituintes podem ser acrescentados aditivos, como os catalizadores, corantes, estabilizadores de viscosidade ou inibidores de envelhecimento, que permitem melhorar as suas propriedades finais e facilitar as operações de transformação durante o processo de fabrico.

Dos materiais enunciados, o poliéster é dos mais resistentes. O poliéster e a poliamida são pouco susceptíveis à fluência, enquanto que o polipropileno e o polietileno são polímeros mais susceptíveis (Tavares, 2009). As consequências deste comportamento podem ser minimizadas por tratamento físico-químico do material, e/ou através da garantia em projecto que o geossintético não atinge a rotura por fluência ao longo da sua vida útil.

A selecção do tipo de geossintético mais adequado para adopção como sistema de reforço irá depender da sua rigidez, resistência à tracção e da previsão da sua deformação a curto e longo prazo. Os valores de deformação devem ser limitados a 6% (BS8006, 1995) no momento da construção (curto prazo) e a 2% (BS8006, 1995) durante a vida útil da obra (longo prazo). Estes limites permitem reduzir os assentamentos diferenciais no aterro durante a sua utilização.

4.3. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

De acordo com o processo e o material de fabrico, podem-se obter diferentes tipos de geossintéticos com o objectivo de satisfazer os requisitos específicos, para que possam ser utilizados numa grande variedade de aplicações. Na Fig. 4.4 é apresentada uma proposta de classificação dos principais tipos de geossintéticos, especificando-se a seguir alguns dos geossintéticos mais correntes.

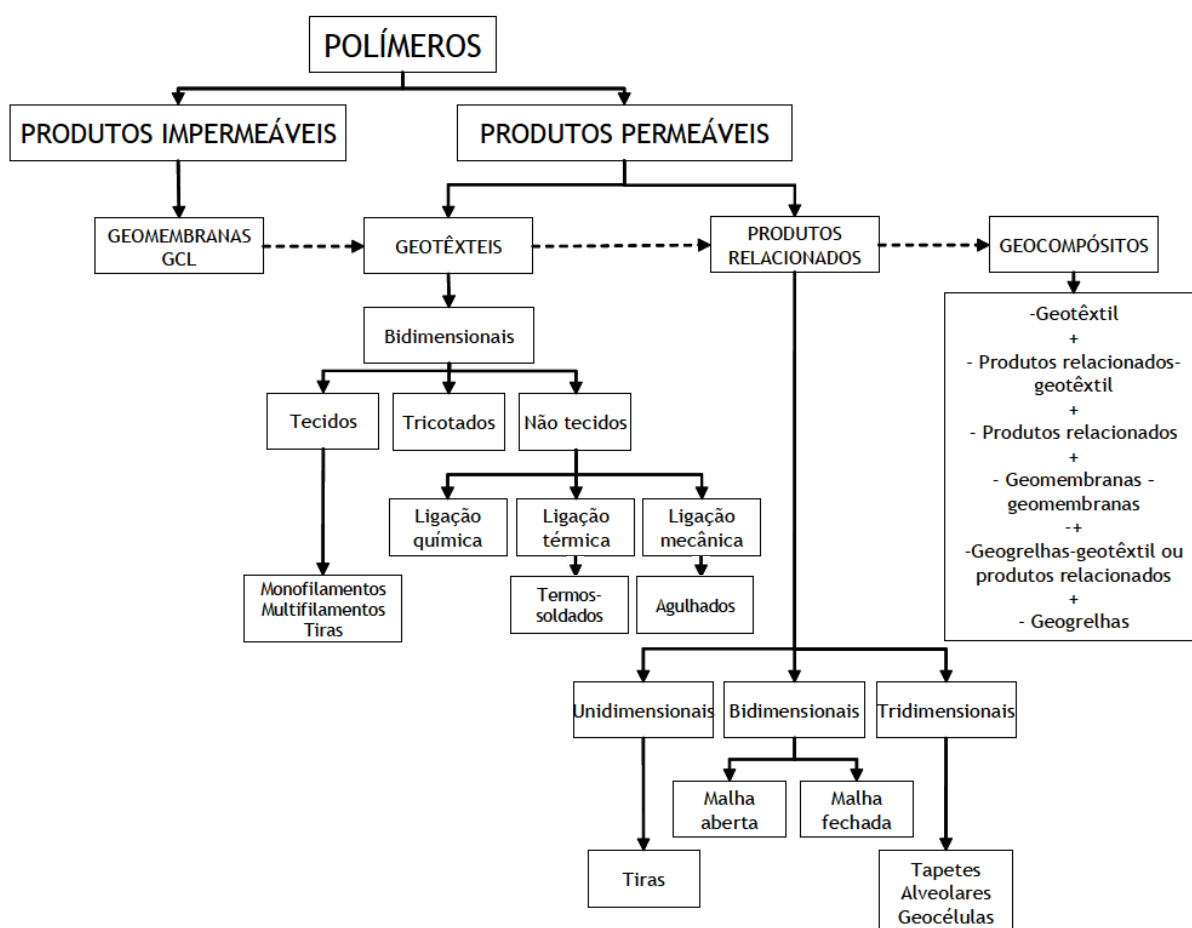


Fig. 4.4 - Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (adaptado de Pinho Lopes, 2005)

As geocélulas (Fig. 4.5) apresentam configuração de tipo de um favo de mel, com elevada espessura e grande volume de vazios que serão preenchidos por solo. Esse solo ficará confinado lateralmente pelas paredes de cada célula. A sua principal aplicação é a protecção superficial do solo contra a erosão, necessitando de ser fabricados com materiais resistentes.

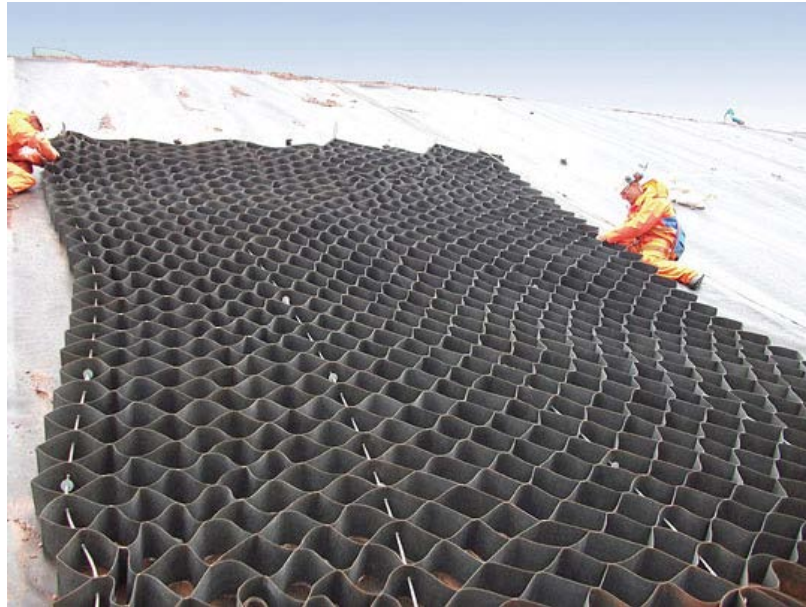


Fig. 4.5 - Geocélula (Pereira, 2003)

O geocompósito (Fig. 4.6) é um produto formado pela sobreposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos, geralmente concebido para desempenhar uma função específica (Sieira, 2003). Esta combinação poderá ser realizada durante o processo de fabrico, bem como no local da obra.



Fig. 4.6 - Geocompósito (Pereira, 2003)

Os geodrenos (Fig. 4.7) são um caso particular de geocompósito. No seu núcleo apresentam um material drenante, envolvido por um geotêxtil com a função de filtro. Os geodrenos desempenham a função de drenagem, sendo um processo geralmente eficaz no rebaixamento do nível freático em solos argilosos com a inerente consequência de acelerar o seu processo de consolidação.



Fig. 4.7 - Geodreno [3]

As geogrelhas (Fig.s 4.8 a 4.10) são elementos com a forma de grelhas com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem uma eficaz interacção com o meio, especialmente quando este é granular, proporcionando-lhe confinamento. É constituída por elementos resistentes à tracção, sendo considerada unidireccional quando apresenta elevada resistência à tracção apenas numa direcção, e bidireccional quando apresenta uma elevada resistência à tracção nas duas direcções principais. As geogrelhas unidireccionais são especificamente usadas quando a acção a resistir ou a conferir é também unidireccional.



a)



b)

Fig. 4.8 - Estruturas das geogrelhas: a) geogrelha uniaxial em PEAD; b) Geogrelha biaxial em PP (Ingold, 1994)

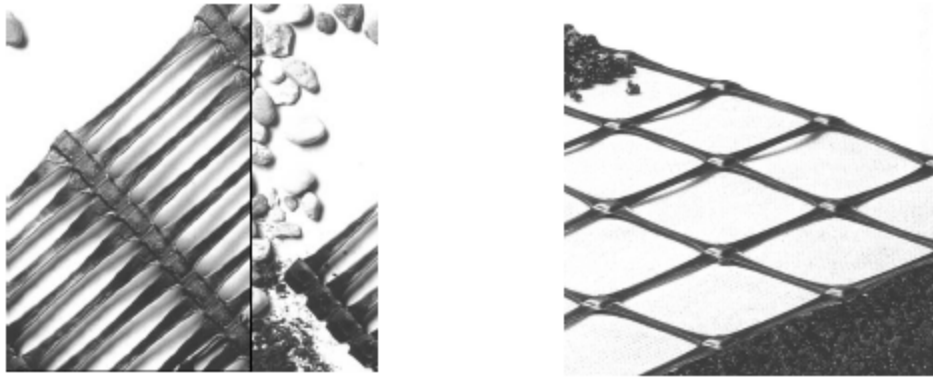


Fig. 4.9 - Geogrelhas extrudidas, (a) unidireccional; (b) bidireccional (Sieira, 2003)

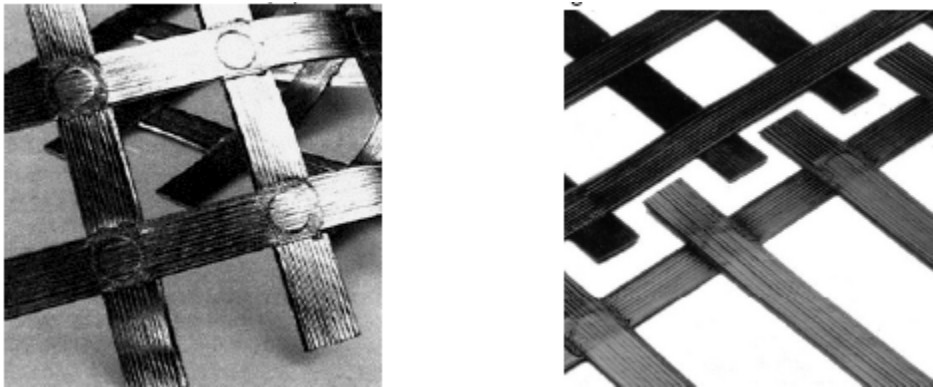


Fig. 4.10 - Geogrelhas soldadas (Sieira, 2003)

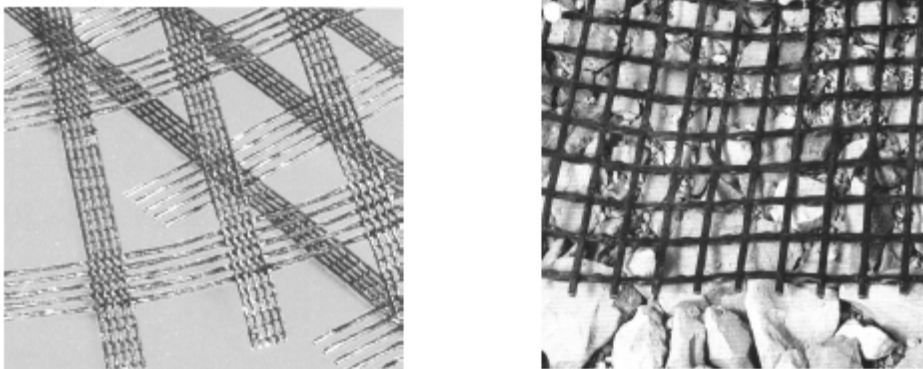


Fig. 4.11 - Geogrelhas tecidas (Sieira, 2003)

Em função do processo de fabrico as geogrelhas podem ser extrudidas, soldadas ou tecidas (Sieira, 2003). Têm uma função de especial importância no reforço de aterros sobre colunas. As geogrelhas extrudidas garantem uma maior homogeneidade na resistência. No seu fabrico uma folha de material polimérico é perfurada, através de moldes com um formato semelhante ao das aberturas pretendidas, mas de menores dimensões. A dimensão das aberturas pretendida é obtida esticando a folha já perfurada e aquecida, para que não se rasgue sob acção do esforço de tracção causador do alongamento.

Em comparação aos geotêxteis, as geogrelhas são, em geral, muito mais rígidas.

As geomembranas (Fig. 4.12), são produto bidimensionais, de permeabilidade muito baixa, compostos predominantemente por asfaltos, elastômeros ou plastômeros, utilizados geralmente com função de impermeabilização (Sieira, 2003). Têm aplicação frequente em muros de suporte, canais e outras instalações para contenção de líquidos.



Fig. 4.12 - Geomembrana (Sieira, 2003)

Os geotêxteis (Fig. 4.13) são materiais têxteis, compostos por fibras sintéticas, monofilamentos ou fios (Fig. 4.14), que formam diferentes tipos de estruturas consoante o seu processo de fabrico, conferindo assim a este tipo de geossintético uma elevada flexibilidade e uma porosidade, permitindo desempenhar diversas funções numa obra geotécnica. O seu processo de fabrico permite também a disposição das fibras de uma forma aleatória (geotêxtil não tecido), bem como numa forma regular formando uma malha (geotêxtil tecido), apresentando-se na Fig. 4.15 alguns exemplos de geotêxteis.

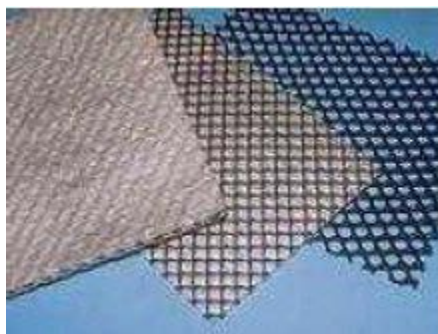


Fig. 4.13 - Geotêxtil (Sieira, 2003)

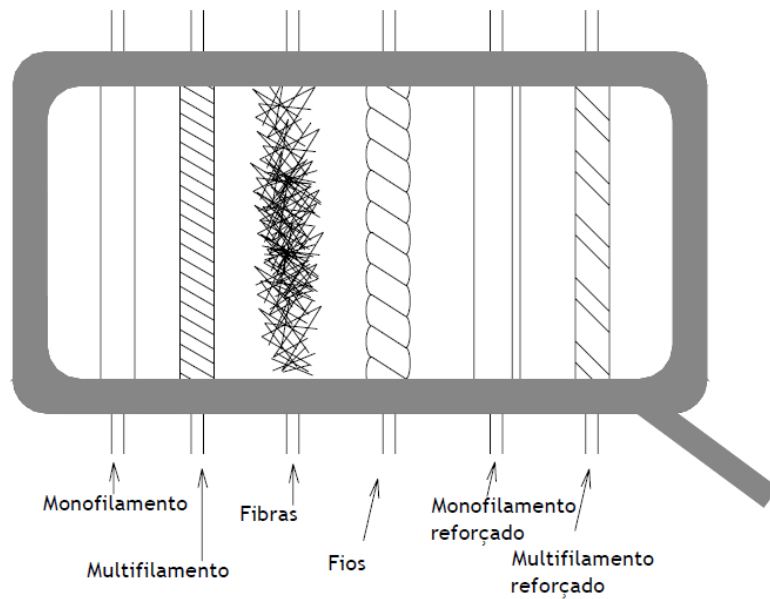


Fig. 4.14 - Principais tipos de componentes dos geotêxteis (adaptado de Koerner, 1999)

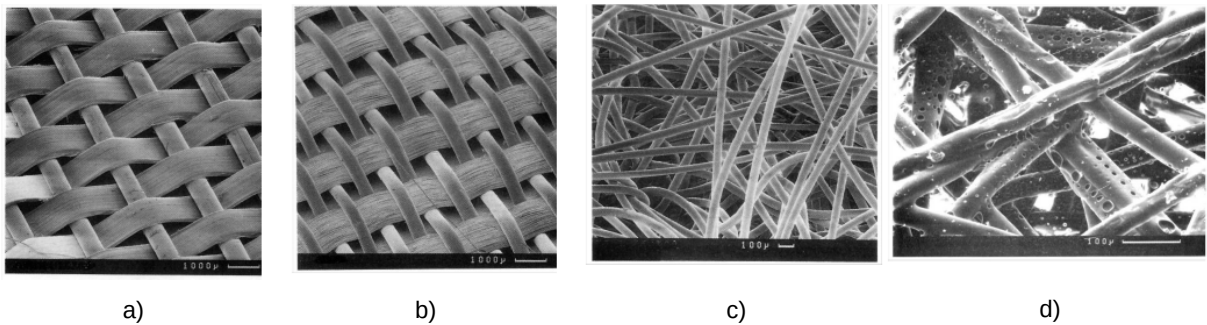


Fig. 4.15 - Exemplos de geotêxteis: a) geotêxtil tecido com tira e monofilamento; b) geotêxtil tecido com tecido com multifilamento e monofilamento; c) geotêxtil não tecido mecanicamente ligado (agulhado); d) geotêxtil não tecido termicamente ligado (Lopes, 1998)

4.4. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS

Numa determinada aplicação, o geossintético pode desempenhar várias funções em simultâneo. Para que o material desempenhe adequadamente as suas funções para que foi seleccionado, é necessário na fase de projecto a definição das suas funções bem como a sua hierarquização.

A norma NP EN ISO 10318 “Geossintéticos – termos e definições”, destaca sete funções principais que os geossintéticos podem desempenhar: Drenagem; Filtragem; Protecção; Reforço; Separação; Controlo de erosão superficial e Barreira de fluídos. Nas secções seguintes apresenta-se uma breve descrição sumária das diferentes funções referidas, sendo no entanto dado maior destaque à função de reforço, por ser essa a mais importante no âmbito da realização deste trabalho.

É apresentado no Quadro 4.1 um resumo das principais aplicações de vários tipos de geossintéticos.

Quadro 4.1 - Tipos de geossintéticos e as suas principais aplicações (adaptado de Koemer, 1998)

Geossintético	Aplicação					
	Reforço	Filtração	Drenagem	Protecção	Separação	Impermeabilização
Geotêxtil	✓	✓	✓	✓	✓	
Geogrelha	✓					
Geomembrana					✓	✓
Geocompósito	✓		✓			✓
Tiras	✓					
Georredes			✓			
Geotubo			✓			
Geomanta						✓
Geocélulas	✓					

4.4.1. DRENAGEM

De acordo com a NP EN ISO 10318, a função de drenagem consiste em recolher e transportar águas pluviais, águas freáticas e/ou outros fluidos ao longo do plano de um geotêxtil ou de um produto relacionado. Assim, as exigências fundamentais são as de assegurar a evacuação da água ou gás no plano do geossintético com uma pequena perda de carga, o que se consegue garantindo que este apresente espessura e compressibilidade adequadas e que a dimensão das aberturas seja tal que impeça a passagem das partículas sólidas e o bloqueio ou colmatção.

4.4.2. FILTRAGEM

De acordo com a NP EN ISO 10318, a função de filtragem consiste em reter o solo ou outras partículas sujeitas a forças hidrodinâmicas, enquanto permite a passagem de fluidos para o interior ou através de um geotêxtil ou produto relacionado. Para permitir o fluxo livre do fluido, fazendo simultaneamente a retenção do solo no sentido do fluxo, o material deve ter características hidráulicas e dimensão de aberturas adequadas. Deve ainda exibir a flexibilidade necessária ao bom ajustamento à superfície por ele protegida. A compatibilidade solo-geossintético é muito importante em termos de fluxo a longo prazo, de forma a evitar a colmatção.

4.4.3. PROTECÇÃO

De acordo com a NP EN ISO 10318, a função de protecção consiste em evitar ou limitar a danificação local de um determinado elemento ou material através da utilização de um geotêxtil ou produto relacionado. Desta forma, um geossintético desempenha a função de protecção quando é colocado entre dois materiais, de forma a absorver e distribuir as tensões e deformações transmitidas ao material a ser protegido. O geossintético deve então exibir propriedades mecânicas e espessura adequadas e deve apresentar continuidade.

4.4.4. REFORÇO

De acordo com a NP EN ISO 10318, a função de reforço não é mais que a utilização do comportamento carga–extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou outros materiais de construção. Os geossintéticos, sendo materiais que resistem a esforços de tracção, podem ser utilizados para complementar materiais que não possuam essa capacidade. O reforço de solos funciona como um melhoramento mecânico do solo, permitindo que este suporte esforços de corte superiores aos que suportaria de outra forma.

A função de reforço pode ser exercida em duas situações: quando os geossintéticos exercem acção mecânica de membrana, ou seja, quando são colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre elas; e quando são colocados no interior de maciços para suportar tensões de tracção. Assim, quando os geossintéticos desempenham a função de reforço, as suas propriedades mecânicas são fundamentais, bem como a sua evolução no tempo. Para além disso, é muito importante que a resistência das interfaces solo–reforço seja adequada, pois é através delas que se desenvolvem as interacções necessárias ao funcionamento conjunto da estrutura compósita.

4.4.5. SEPARAÇÃO

De acordo com a NP EN ISO 10318, a função de separação consiste em evitar a mistura entre dois materiais adjacentes, solos e/ou materiais de aterro, pela utilização de um geotêxtil ou produto relacionado. Para exercer esta função, o geossintético necessita de ter características mecânicas e hidráulicas apropriadas aos solos em causa.

4.4.6. CONTROLO DE EROSÃO SUPERFICIAL

De acordo com a NP EN ISO 10318, a função de controlo da erosão superficial consiste na utilização de um geotêxtil ou produto relacionado para evitar ou limitar os movimentos de solo ou outras partículas na superfície de, por exemplo, um talude.

Assim, os geossintéticos são colocados sobre os maciços, protegendo-os da acção de agentes atmosféricos, tráfego, etc. Este tipo de função tem vindo a ganhar importância, nomeadamente em aplicações de protecção de taludes e protecção costeira, entre outras.

Esta função pode ser desempenhada de forma provisória ou permanente. Por exemplo, podem ser utilizados geossintéticos biodegradáveis para proteger temporariamente uma estrutura da erosão superficial e promover o crescimento da vegetação, que por sua vez irá assegurar o controlo de erosão após a degradação daqueles.

Como exemplos da aplicação de geossintéticos em sistemas de controlo da erosão superficial, pode referir-se a protecção de taludes face à acção dos agentes meteorológicos e o revestimento de leitos de canais ou lagos para evitar a erosão superficial dos leitos ou margens.

4.4.7. BARREIRA DE FLUIDOS

De acordo com a NP EN ISO 10318, a função de barreira de fluidos consiste em utilizar um geossintético para evitar a migração de fluidos. Assim sendo, quando os geossintéticos exercem a função de barreira de fluidos é importante que, durante as operações de transporte, manuseamento

colocação em obra, a continuidade do material seja garantida e que sobreviva às diferentes acções a que estará submetido, nomeadamente aos ataques químicos que os fluidos com que contacta possam implicar.

4.5. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS

Para que o geossintético dê garantias de bom comportamento, tanto durante as etapas de transporte, manuseamento e colocação em obra, como durante o tempo de vida útil da obra deverá possuir determinado conjunto de propriedades (Marques, 2008). As suas propriedades dependem de muitos parâmetros, tais como:

- Natureza do polímero constituinte;
- Estrutura;
- Método de fabrico;
- Tensão de confinamento;
- Velocidade de deformação;
- Temperatura;
- Humidade;
- Tempo.

Garantidas certas propriedades, o geossintético será capaz de cumprir requisitos ou exigências.

Qualquer que seja a função a desempenhar, o geossintético deverá cumprir exigências específicas tais como:

- Resistência à abrasão;
- Resistência à fadiga;
- Resistência à tracção;
- Resistência ao punçoamento;
- Resistência ao rasgamento;
- Estabilidade em relação à temperatura;
- Estabilidade em relação às radiações ultravioleta.

Para a função de reforço são particularmente importantes:

- Resistência à tracção e módulo de deformabilidade, já que são estas as características que directamente contribuem para a eficácia da função de reforço do geossintético;
- Fluência e relaxação mínimas, para evitar que os reforços percam eficácia significativa durante a vida útil da obra;
- Resistência ao rasgamento e à perfuração, para evitar a ocorrência de descontinuidades físicas, que teriam como consequências a perda de rigidez e resistência globais do geossintético;
- Flexibilidade, para garantir um bom contacto entre o solo e o reforço;
- Durabilidade compatível com a vida da obra.

Os geossintéticos mais utilizados como reforços de solos são os geotêxteis e as geogrelhas (Sieira, 2003).

A utilização de geotêxteis apresenta vantagens tanto económicas como mecânicas (Marques, 2008). Do ponto de vista económico a utilização de geotêxtil é mais atractiva pois para além do seu menor custo, apresentam maior facilidade de transporte, manuseamento e colocação em obra. Do ponto de vista mecânico, são materiais que funcionam como reforços bidimensionais com aberturas de dimensões reduzidas, dispõem de elevadas áreas de interacção com o solo envolvente, o que,

consequentemente, facilita a transferência dos esforços para as inclusões. A elevada deformabilidade é uma condicionante na aplicação destes materiais, principalmente dos geotêxteis não-tecidos.

As geogrelhas são o tipo de geossintético que maior aplicação tem no reforço de solos. Possuem características mecânicas adequadas para este tipo de função, elevadas rigidez e resistência à tracção e interação solo-reforço eficaz.

A Fig. 4.16 ilustra a variação do comportamento mecânico de diversos geotêxteis, em função da estrutura e do processo de fabrico. Verifica-se que geotêxtil não tecido termo-soldado apresenta uma elevada variabilidade no comportamento tensão-extensão, enquanto que o geotêxtil tecido apresenta uma reduzida variabilidade e as deformações são muito menores.

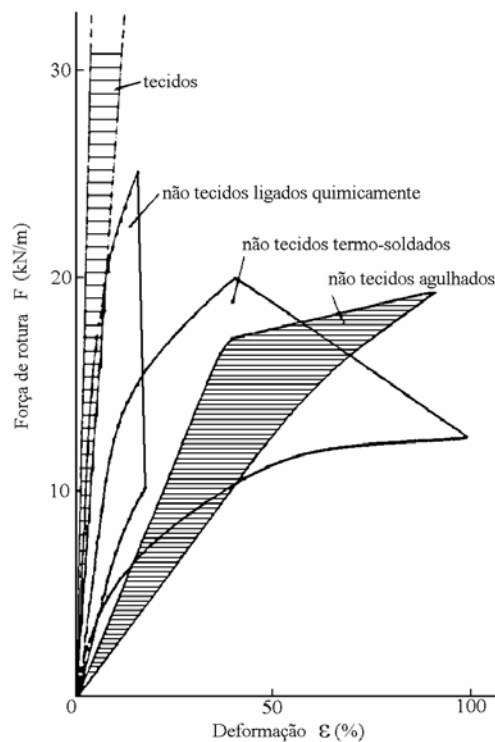


Fig. 4.16 - Comportamento à tracção de diferentes geotêxteis (McGown et al., 1981)

Na generalidade, as geogrelhas apresentam maior rigidez axial que o geotêxtil, o que se pode corroborar pela análise da Fig. 4.17 em que se verifica a mobilização de um maior esforço de tracção para iguais deformações, em particular para as pequenas deformações.

Em situações de reforço, em muitas obras geotécnicas, o geossintético está traccionado durante toda a vida útil da obra. Nesse caso é pertinente a determinação das características de fluência. Por fluência entenda-se uma alteração das propriedades mecânicas no tempo, como sejam diminuição da rigidez e resistência à tracção do material, de um elemento submetido a tensão constante. Este efeito pode ser minimizado por tratamentos físico-químicos do material, e/ou através da consideração de coeficientes de segurança, aquando da selecção do geossintético, garantindo que este não atinge a rotura por fluência ao longo da sua vida útil.

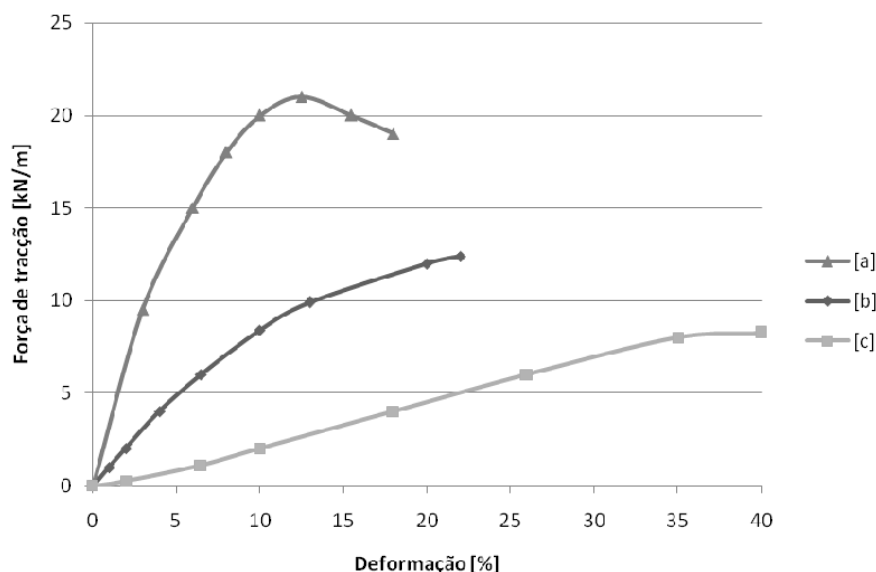


Fig. 4.17 - Curvas de tracção-deformação genéricas em geossintéticos: a) Geogrelha biaxial em polipropileno (traccionado na direcção principal); b) Geotêxtil tecido em polipropileno; c) Geotêxtil não tecido em poliéster (adaptado de Marques, 2008)

4.6. COLOCAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS EM OBRA

A colocação de um geossintético em obra deve ser antecedida pela elaboração de um plano de colocação, que deve contemplar (Borges, 1995):

- Preparação do terreno;
- Planta das faixas;
- Ordem de colocação das faixas, impondo o sentido de colocação;
- Indicação do método de ligação (por costura, grampeamento, colagem ou sobreposição);
- Indicação de eventuais cortes para ajustamento às condições locais.

A preparação do terreno tem como objectivo evitar que o geossintético possa ser rasgado ou perfurado, ou que existam zonas com concentração de tensões.

As faixas devem ser orientadas tendo em conta a orientação das acções, normalmente na direcção dos esforços mais elevados. A sobreposição longitudinal deve ser realizada paralelamente a esta direcção.

A ligação entre faixas, no caso dos geossintéticos, pode ser feita por sobreposição simples, por sobreposição por grampeamento, por costura ou por colagem.

A ligação por sobreposição simples deve atender ao tipo de solo, exigindo comprimentos de sobreposição desde 0,20 a 1,0 m, caso se trate de solos pouco deformáveis com superfícies planas ou solos muito deformáveis com superfícies irregulares, respectivamente. Esta ligação não suporta esforços no sentido transversal, pelo que o geossintético não deve ser utilizado com função de reforço nesta direcção (Sieira, 2003).

A ligação por sobreposição por grampeamento é a de mais rápida execução, contudo não garante a manutenção das propriedades hidráulicas e de resistência. Este tipo de ligação costuma ser usado quando as descontinuidades físicas não comprometem o comportamento do geossintético. A ligação por costura é a mais eficaz. Exige sobreposições da ordem dos 0,10 a 0,20 m (Sieira, 2003).

5

ESTUDO BASE

5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo é dedicado à realização do estudo base de um aterro, sobre solos moles reforçado com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético.

Numa primeira fase é realizada uma breve descrição do modelo numérico e do modelo constitutivo do solo, o modelo p-q- θ , utilizados na análise do estudo base.

Numa segunda fase é apresentado o estudo base, descrevendo as suas características geométricas, as características dos solos e materiais de reforço e o processo construtivo. Por último, são abordados os resultados obtidos e a sua discussão.

5.2. MODELO NUMÉRICO

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nesta secção é feita uma breve apresentação do programa de cálculo automático (modelo numérico), baseado no método dos elementos finitos, utilizado no presente trabalho. Este programa intitula-se de RECRIB e foi desenvolvido por Borges (1995).

No contexto do presente trabalho, 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 (problema mecânico) e de escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas do solo (modelo elastoplástico) desenvolvidas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é utilizada em todas as fases do problema;
- Utilização do modelo dos estados críticos p-q- θ , na simulação do comportamento constitutivo dos solos de fundação e de aterro;
- Utilização de um modelo elástico linear bidimensional na simulação do comportamento constitutivo das colunas de jet-grout;
- Utilização de um modelo elástico linear unidimensional na modelação do comportamento constitutivo do geossintético.

5.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Quando é aplicada uma acção a uma massa de solo saturado, a carga reparte-se, por regra, em duas parcelas. Uma parte fica instalada no esqueleto sólido (incremento de tensões efectivas) e a outra no fluído intersticial (excesso de pressão neutra). A distribuição dos excessos de pressão neutra, não sendo em geral uniforme, implica a geração de gradientes hidráulicos. Desta forma, estabelecem-se condições de um regime de escoamento transitório, durante o qual é transferida carga do fluído intersticial para o esqueleto sólido (Borges, 1995; Lewis e Schrefler, 1987).

A teoria da consolidação é a designação habitual da teoria matemática que descreve a dissipação dos excessos de pressões neutras e a deformação do solo que lhe está associada.

O estudo do processo de consolidação assume-se como sendo dos mais complexos em Geotecnia, pois, para além da variação instantânea dos estados de tensão decorrentes da aplicação de carga, ocorre evolução diferida no tempo dos mesmos. Este problema poderá ser ultrapassado através da integração no espaço e no tempo do conjunto de equações que regem o fenómeno.

A primeira formulação teórica dos fenómenos de consolidação foi levada a cabo por Terzaghi em 1923. Embora esta teoria seja muito simplificada, formulada em termos unidimensionais e partindo de hipóteses que muitas vezes se afastam bastante da realidade das obras geotécnicas, é ainda, nos dias de hoje, aplicada na previsão de deslocamentos diferidos no tempo associados à construção de aterros sobre solos moles (Borges, 1995; Fernandes, 2006).

Posteriormente vários autores aperfeiçoaram a teoria inicial, designando-se habitualmente tais teorias por extensões da teoria de Terzaghi.

A formulação da primeira teoria geral e coerente de consolidação multidimensional deve-se a Biot (1935, 1941). A teoria de Biot permite ter em conta a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e de escoamento do fluído intersticial, ou seja, a análise do problema engloba não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento (análises acopladas).

Esta teoria, que inicialmente foi desenvolvida considerando o solo como um material com comportamento isotrópico e elástico linear, foi posteriormente melhorada admitindo comportamentos mais complexos, nomeadamente, comportamentos anisotrópico e viscoso.

O programa de cálculo utilizado foi desenvolvido tendo presente o carácter incremental no tempo das equações governativas de equilíbrio mecânico e de escoamento, pelo que o seu autor (Borges, 1995) adoptou apenas técnicas incrementais na resolução do problema não linear. Assim sendo, em cada cálculo está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento temporal), durante o qual se aplica, ou não, uma acção mecânica (incremento de carga).

Como já foi referido, o programa de cálculo baseia-se no método dos elementos finitos, e considera como variáveis básicas os acréscimos dos deslocamentos e os excessos de pressão neutra.

Para a aplicação do método dos elementos finitos, é necessária a discretização do meio em elementos. Uma vez que o problema é dependente do tempo, é necessário considerar não só a tradicional discretização do meio em elementos finitos geométricos, como também em elementos finitos unidimensionais de tempo. Em cada cálculo, as variáveis básicas no interior do elemento são definidas por funções de forma a partir dos valores dessas variáveis nos nós dos elementos. O grau das funções de forma é determinante no rigor da solução numérica obtida, impondo o número mínimo de nós, isto é, pontos onde são determinados as incógnitas do problema, que cada elemento deverá ter.

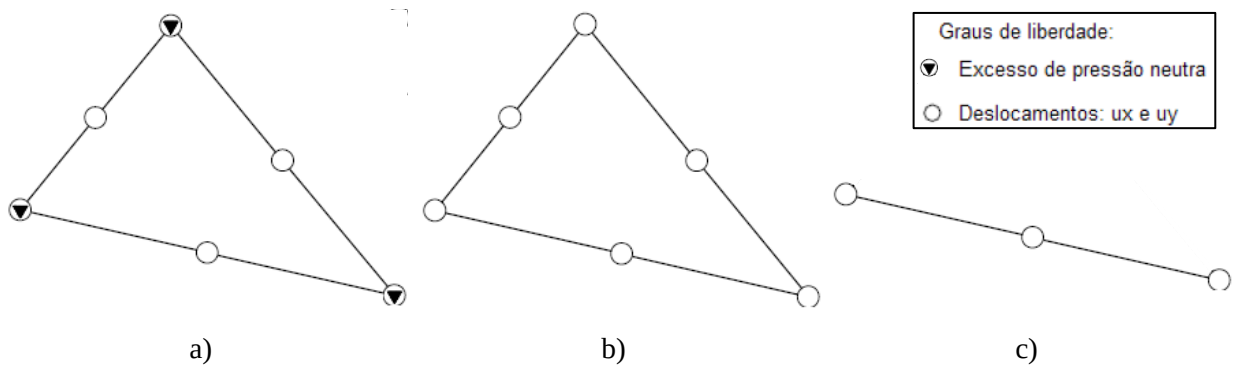
Considerando as condições atrás referidas, o método consiste, em cada cálculo (para cada incremento de carga e de tempo), na resolução do sistema de equações cujas incógnitas são, como se referiu, os deslocamentos e os excessos de pressão neutra nos nós dos elementos que discretizam o meio, e a partir dos quais se determinam as deformações e as tensões, tendo em conta o comportamento constitutivo dos materiais. Importa, no entanto, referir que a continuidade do meio tem de ser garantida, sendo para tal imposta a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais entre elementos adjacentes.

Em análises bidimensionais, o programa usa diferentes tipos de elementos. Nesta dissertação, são usados os tipos de elementos representados na Fig. 5.1.

O elemento ilustrado na Fig. 5.1 a) é usado em massas de solo onde se processa consolidação (onde é efectuada a formulação acoplada mecânico-hidráulica) e é constituído por 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados do elemento), e 3 pontos nodais para os excessos de pressão (nos vértices do elemento). No problema base em análise, este elemento é utilizado na simulação do solo mole de fundação.

O elemento ilustrado na Fig. 5.1 b) apresenta apenas 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados do elemento). No problema base, este elemento é utilizado para modelar as colunas de jet-grout e o aterro. Este último, geralmente granular, apresenta valores de permeabilidade bastante elevados, sendo aceitável a simplificação correspondente à situação drenada, ou seja, com excessos de pressão neutra nulos.

O elemento ilustrado na Fig. 5.1 c) apresenta apenas 3 pontos nodais para os deslocamentos (nos extremos e no ponto médio do elemento). No problema base, este elemento é utilizado para modelar o geossintético.



Com o objectivo de evidenciar o funcionamento do geossintético como membrana (cabo ou catenária), é utilizada a opção correspondente à actualização das coordenadas dos nós da malha após cada cálculo incremental.

5.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/ MODELO P-Q- θ

A simulação do comportamento de obras geotécnicas requer a escolha de um modelo realista para o solo que reproduza as suas próprias características de influência mais relevante no comportamento global das obras em estudo.

Assim torna-se necessário adoptar um modelo de compromisso que utilize um número reduzido de parâmetros facilmente obtidos em laboratório, mas que, por outro lado, não suprima os aspectos mais importantes do comportamento do solo e que, seja de fácil aplicação na resolução de um grande número de problemas práticos.

O modelo escolhido para simular o comportamento constitutivo do solo, neste trabalho, foi o modelo de estados críticos p-q- θ . Trata-se de um modelo elastoplástico com superfícies de cedência fechadas e em que o conceito de cedência está separado do de rotura final ou estado crítico. Diz-se que um solo está em estado crítico se, ao deformar-se, não existe variação de volume nem variação da tensão efectiva. Um solo sujeito a deformações distorcionais pode entrar em cedência e continuar a deformar-se até eventualmente atingir a linha de estado crítico, situação em que se verificam as condições de plasticidade perfeita.

A Fig. 5.2 a) mostra, no espaço das tensões principais efectivas, as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ (Borges, 1995). Este modelo adopta a superfície de Mohr-Coulomb para superfície de estados críticos. No sistema de coordenadas p-q (em que p é a tensão média efectiva e q a tensão de desvio), a superfície de cedência é uma elipse (Fig. 5.2 b). Dependendo da trajectória de tensões, o modelo p-q- θ simula endurecimento (trajectória 1-2, Fig. 5.2 b e c, em que ϵ_v é a deformação volumétrica e ϵ_q a deformação distorcional) ou amolecimento (trajectória 3-4, Fig. 5.2 b e d).

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

$$M = \frac{3 \sin \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \sin \phi' \cos \theta} \quad (5.1)$$

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

$$q = Mp \quad (5.2)$$

obtém-se a equação correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, adaptado pois neste modelo para a superfície de estados críticos (Fig. 5.2 a e b) (Borges, 1995).

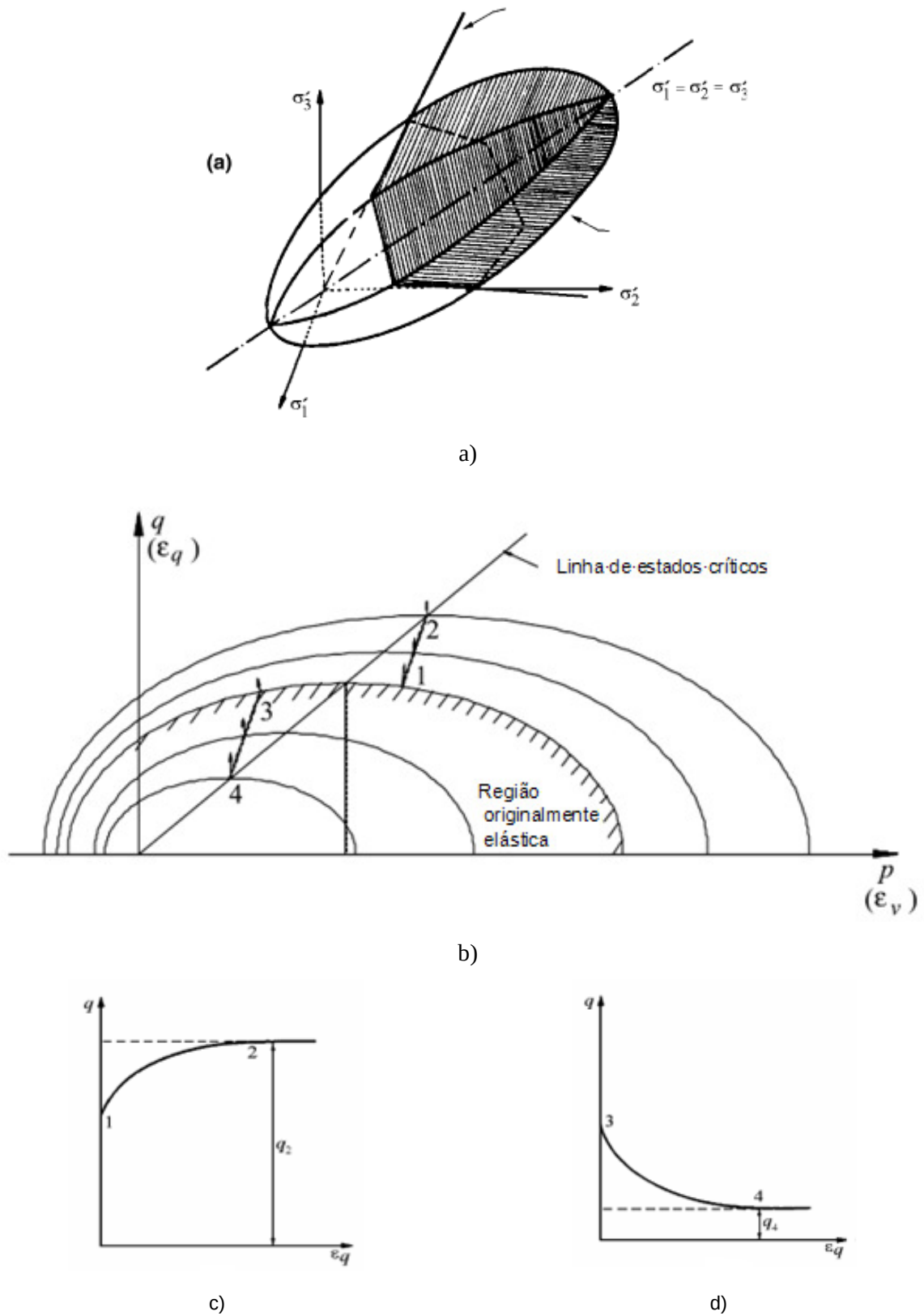


Fig. 5.2 - a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo p-q- θ no referencial p-q; c) endurecimento (trajectória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3-4) (Borges, 1995)

5.3. ESTUDO BASE

5.3.1. INTRODUÇÃO

Com o objectivo de estudar o comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético, tanto no período construtivo como ao longo do processo de consolidação, é analisado neste capítulo um estudo base.

Primeiramente apresentam-se as características geométricas do estudo base, as características mecânicas e hidráulicas dos solos e materiais de reforço, o processo construtivo e a malha de elementos finitos usada na sua modelação.

Numa segunda fase são analisados os resultados obtidos a partir da modelação numérica. Avaliou-se o comportamento do sistema no que respeita à evolução dos estados de tensão e dos deslocamentos, bem como de grandezas interpretativas do funcionamento da obra, tais como o factor de concentração de tensões, os coeficientes de efeito de arco, a eficácia do reforço e a redução de assentamentos.

5.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE

O estudo base consiste na construção contínua de um aterro de 2,5 m de altura por 35 m de largura na base e 25 m no topo, em 17,5 dias sobre um solo argiloso mole, reforçado com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético, funcionando como membrana (Fig. 5.3).

A camada de argila tem 7,5 m de espessura, assenta num maciço rígido e impermeável que estabelece as condições de fronteira inferior do problema. O nível freático encontra-se à superfície do solo argiloso.

As colunas de jet grout são secantes longitudinalmente e espaçadas transversalmente de 4 m, têm 1,2 m de diâmetro e o seu comprimento é igual à possança da camada de argila, ou seja, a sua extremidade inferior apoia-se no estrato rígido.

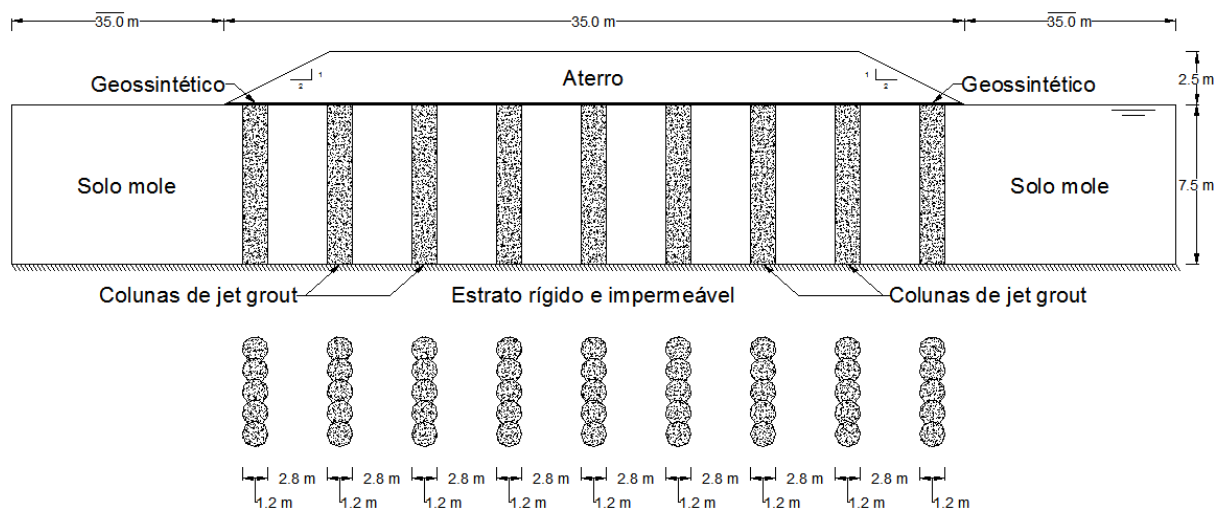


Fig. 5.3 - Representação esquemática do problema a estudar

Pelas características geométricas da secção transversal da obra existe simetria relativamente ao eixo vertical que passa pelo centro do aterro o que permite um estudo simplificado do sistema. Dado o aterro ter grande extensão longitudinal, o estudo pode ser tratado em estado plano de deformação.

Em termos de condições de fronteira, os deslocamentos horizontais foram impedidos em todos os pontos das fronteiras laterais do sistema. Como o problema é limitado inferiormente por um estrato rígido admitido como indeformável, os deslocamentos verticais e horizontais das extremidades inferiores das colunas e do solo mole foram impedidos (Fig. 5.4). Na superfície do solo mole (superfície de drenagem), foram impostos para os excessos de pressão valores iguais a zero.

Uma revisão bibliográfica acerca de aterros reforçados mostra que o espaçamento típico entre colunas varia entre colunas 1,5 a 4,5 m (Han, 1999; Marques, 2008). Neste estudo consideraram-se colunas secantes na direcção longitudinal, constituindo paredes com 1,2 m de espessura efectiva; na direcção transversal as colunas são espaçadas de 4 m. A camada de geossintético encontra-se localizada no topo das colunas.

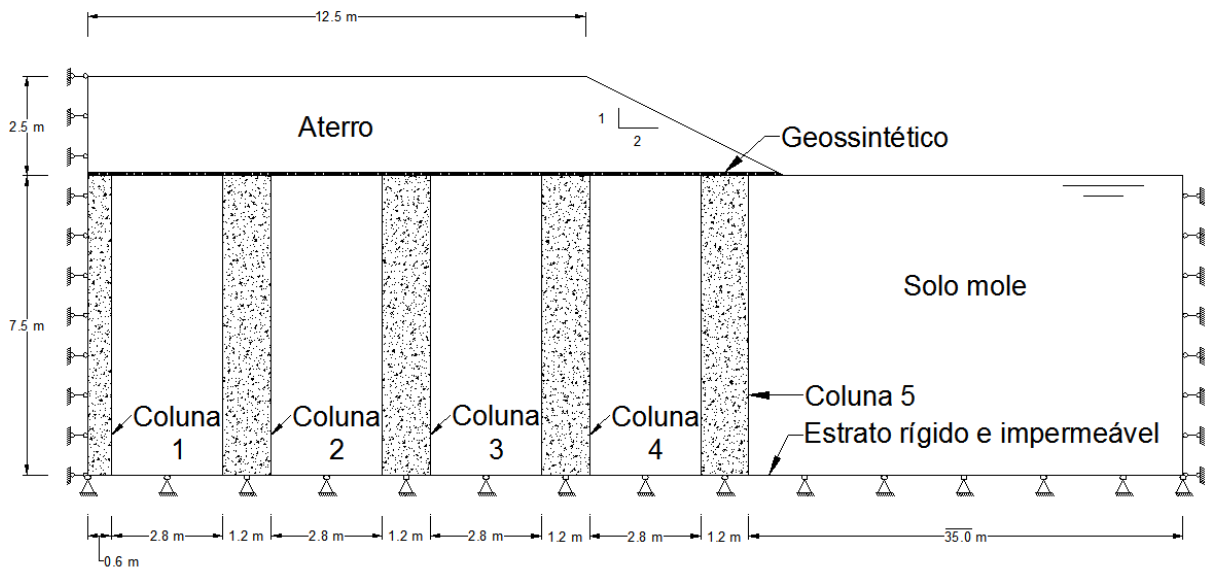
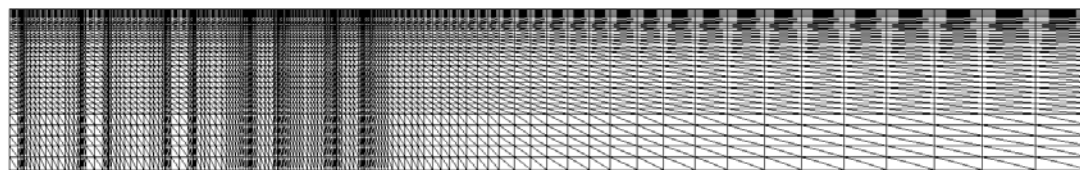


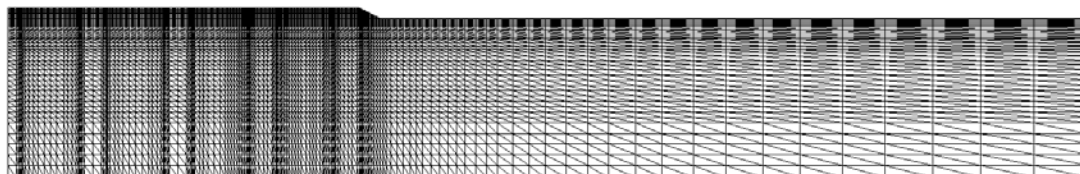
Fig. 5.4 - Representação esquemática do sistema a estudar

A Fig. 5.5 mostra a malha de elementos finitos usada na discretização do meio em diferentes fases do problema, a qual é constituída no total por 22316 elementos, distribuídos da seguinte forma:

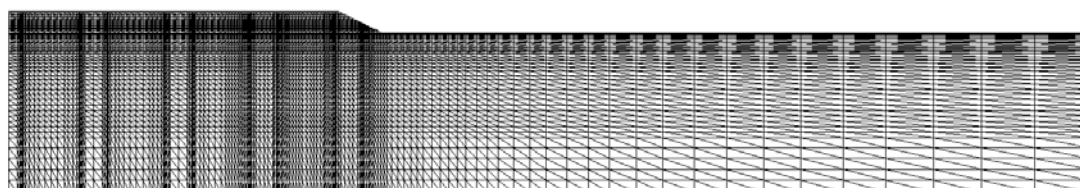
- 8330 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o solo mole;
- 11700 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e zero incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o aterro;
- 2170 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e zero incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem as colunas de jet grout;
- 116 elementos barra de 3 nós (6 incógnitas de deslocamento) que modelam o geossintético na base do aterro.



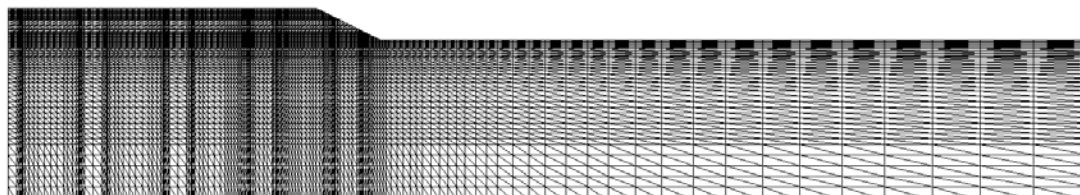
0 semanas



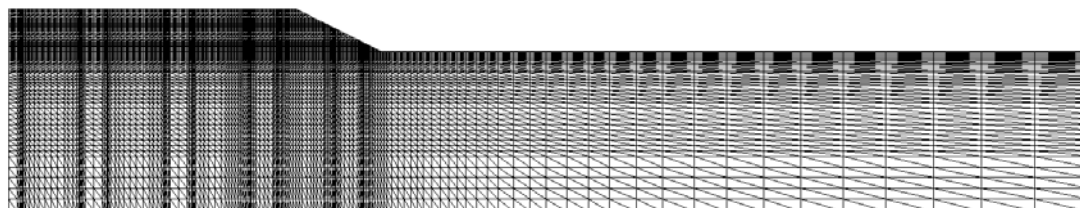
0,5 semanas



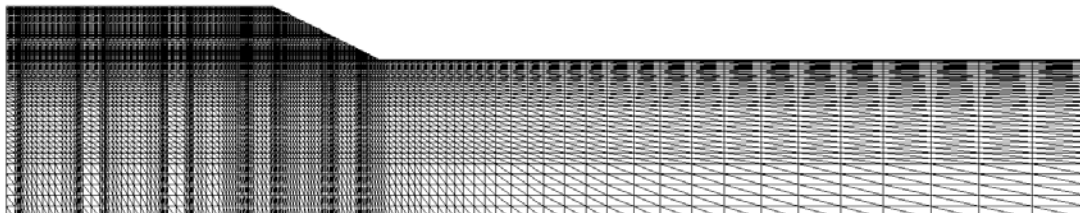
1 semana



1,5 semanas



2 semanas



2,5 semanas

Fig. 5.5 - Malha de elementos finitos (ao longo do processo construtivo)

Na modelação das interfaces solo-colunas de jet grout, optou-se pela não utilização elementos de junta por questões de simplificação. Esta opção justifica-se, em parte, pela grande rugosidade existente nessas interfaces causada pelo processo construtivo das colunas de jet grout. Por outro lado, assegurou-se uma boa discretização da malha nessa zona (malha com espaçamentos de 5 cm). A sustentar esta opção esteve também o facto de a maior parte dos casos relativos à simulação de reforço de solos de fundação com colunas de jet grout, encontrados na bibliografia da especialidade, terem recorrido à mesma simplificação (Abdullah, 2006; Gangakhedkar, 2004; Marques, 2008; Rao, 2006).

Quanto às interfaces solo-geossintético, por simplificação, optou-se pela não utilização dos elementos de junta, o que se justifica, em parte, pelo facto do funcionamento do geossintético ser essencialmente em membrana. Estes elementos de junta só se justificam quando o mecanismo de transferência de tensões se faz por atrito-aderência nas interfaces, o que não é o caso de funcionamento como membrana.

De acordo com o atrás referido, utilizou-se no programa de cálculo a opção de actualização das coordenadas dos nós da malha após cada cálculo incremental. Com esta opção, após cada cálculo incremental, as coordenadas dos nós da malha variam, o que implica mudanças na geometria do problema, que por sua vez mobilizam forças de tracção no geossintético funcionando como membrana (catenária), que vão permitir a transferência de carga para as colunas de jet grout.

O comportamento do solo argiloso e do material que constitui o aterro foram simulados pela aplicação do modelo de estados críticos p-q- θ . São apresentadas no Quadro 5.1 as características adoptadas para os materiais. No caso do material de aterro, tomou-se para o coeficiente de impulso em repouso (K_0) o valor de 0,43 e para o coeficiente de sobreconsolidação (OCR) considerou-se igual a 1.

Quadro 5.1 - Características da argila e do material de aterro

Solo	λ	k	Γ	ϕ' (°)	ν'	N	γ (kN/m ³)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
Argila	0,22	0,020	3,26	30	0,25	3,400	17	10^{-9}	10^{-9}
Aterro	0,03	0,005	1,80	35	0,30	1,817	20	-	-

λ – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga no referencial ν -lnp, sendo ν o volume específico e p a tensão média efectiva; k - declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica no referencial ν -lnp; N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1kPa; Γ – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva de 1kPa; ϕ' – ângulo de atrito definido em tensões efectivas; ν' – coeficiente de Poisson definido em tensões efectivas; γ – peso específico; k_x , k_y – permeabilidades nas direcções horizontal e vertical, respectivamente.

No Quadro 5.2 são apresentados os valores do coeficiente de impulso em repouso (K_0) e do coeficiente de sobreconsolidação (OCR) da argila em profundidade. Trata-se pois de uma argila ligeiramente sobreconsolidada até à profundidade de 1,8 m e normalmente consolidada para profundidades superiores.

Quadro 5.2 - Coeficientes de impulso em repouso (K_0) e de sobreconsolidação da argila (OCR)

Profundidade (m)	K_0	OCR
0 – 1	0,7	2,43
1 – 1,8	0,7 – 0,5	2,43 – 1,00
1,8 – 7,5	0,5	1,00

Na simulação do geossintético adoptou-se um modelo de comportamento elástico linear. O limite máximo de deformação recomendado para este tipo de obra é 6%. Deste modo, ao longo da vida útil da obra, o geossintético apresentará um comportamento que se encontra na parte linear elástica da curva tracção/deformação, muito longe da rotura como se mostra na Fig. 5.6 relativa a 5 ensaios de tracção apresentados por Sieira (2003). As características do geossintético são apresentadas no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 - Características do geossintético

	$J = E \cdot t$ (kN/m)	E (GPa)	t (m)
Geossintético	6000	1,5	0,004

$J = E \cdot t$ – rigidez à tracção; E – módulo de deformabilidade; t – espessura

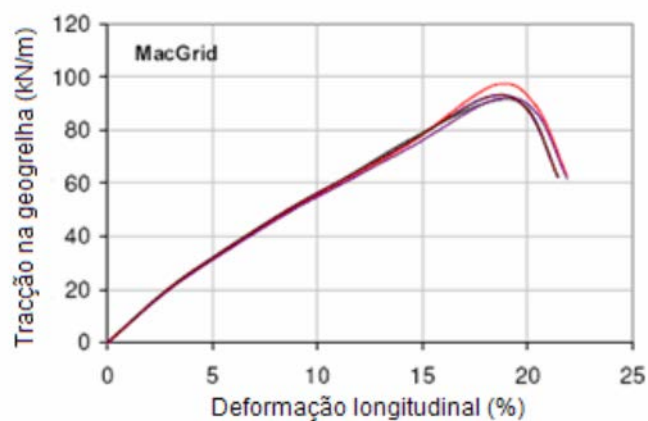


Fig. 5.6 - Resultados de 5 ensaios de tracção simples (Sieira, 2003)

Na simulação das colunas de jet grout adoptou-se um modelo elástico linear isotrópico, caracterizado pelo módulo de deformabilidade (E) e pelo coeficiente de Poisson (ν), apresentados no Quadro 5.4. Por se tratar de uma técnica relativamente recente e em virtude das particularidades da própria técnica, caracterizada pela mistura parcial de calda de cimento com o solo, e cujas características mecânicas são de difícil determinação (ver ponto 3.5), os valores das propriedades do jet grout disponíveis na bibliografia da especialidade são escassos e caracterizam-se por uma grande dispersibilidade, particularmente no que diz respeito ao módulo de deformabilidade. O módulo de deformabilidade

adoptado foi o referido por Jaritngam (2003), para as colunas de jet grout construídas para reforço de um solo de fundação argiloso mole, durante a construção de uma estrada na Tailândia.

Quadro 5.4 - Características do jet grout

	E (MPa)	ν	γ (kN/m ³)
Jet grout	150	0,2	22

5.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

5.3.3.1. Introdução

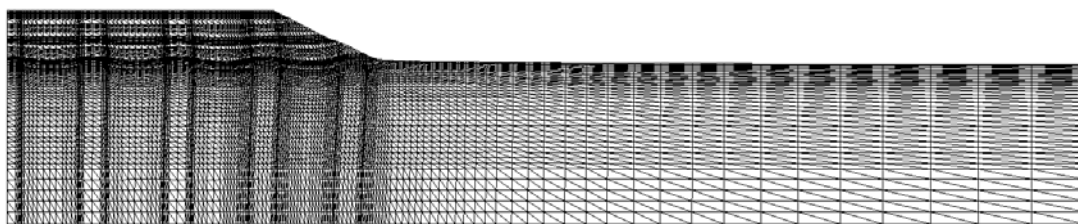
A construção do aterro provoca logicamente alterações no estado de tensões efectivas e de pressões neutras do solo de fundação. Como a permeabilidade do solo é baixa e o período de construção curto, o carregamento é efectuado em condições praticamente não drenadas. Este carregamento introduz no solo argiloso excessos de pressão neutra. Durante a consolidação verifica-se uma transferência do incremento de tensão da fase líquida para o esqueleto sólido. A dissipação dos excessos de pressão neutra vai condicionar os estados de tensão e deformações ao longo do tempo até ao final da consolidação, ou seja, até à total dissipação dos excessos de pressão neutra e as pressões de água dos poros retomarem os valores de equilíbrio (Borges, 1995; Fernandes, 2006; Marques, 2008).

Para ilustrar o comportamento da obra ao longo do tempo (desde o início da construção até ao final da consolidação) são apresentadas figuras relativas aos deslocamentos (malhas deformadas e assentamentos), aos estados de tensão (cruzetas de tensões principais efectivas, excessos de pressão neutra, nível de tensão, tensões efectivas verticais, tensão tangencial) e às grandezas interpretativas do mecanismo de efeito de arco e de eficiência do sistema de reforço (factor de concentração de tensões e coeficientes de efeito de arco, eficácia do sistema e redução de assentamentos) em diversas fases do período construtivo e pós-construtivo.

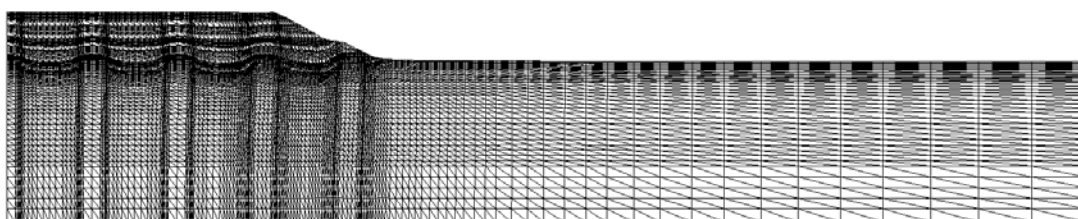
5.3.3.2. Deslocamentos

Na Fig. 5.7 são apresentadas as configurações das deformadas, ampliadas de um factor de 5, ao fim de 2,5 semanas (final da construção), 1 ano, 5 anos, 10 anos (final da consolidação). As zonas mais deformadas na malha são as zonas na vizinhança da interface entre o solo e a coluna, ao nível do geossintético, devido à diferença de rigidez entre a coluna e o solo.

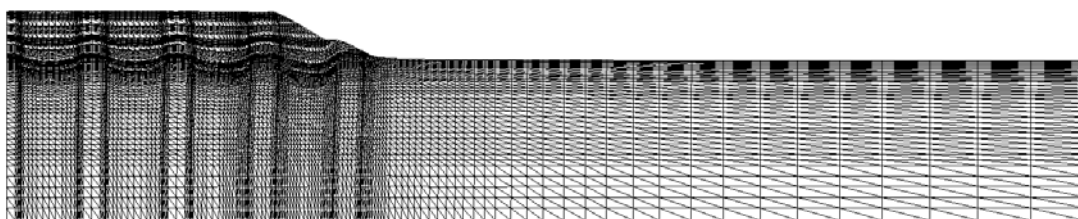
As Fig.s 5.8 e 5.9 apresentam respectivamente os assentamentos na base do aterro em função da distância ao eixo de simetria do aterro durante a construção e no período pós-construtivo. Os assentamentos começam na fase da construção logo após a aplicação da primeira camada de aterro de 0,5 m de espessura (0,5 semanas), e aumentam até ao final a consolidação, sendo substancialmente maiores no solo do que nas colunas de jet grout, como seria de esperar. Através da análise da Fig. 5.9 podemos verificar que a partir da semana 56,9, ou seja, sensivelmente um ano após a construção do aterro já se processaram grande parte dos assentamentos. No período pós-construtivo o assentamento máximo (11,98 cm) ocorre a 14,35 m do eixo de simetria. No final da construção do aterro, esse ponto já atingiu cerca de 43,4% do assentamento máximo. Como se verá mais à frente, o processo de consolidação é mais rápido que no mesmo problema não reforçado (sem colunas e sem geossintético).



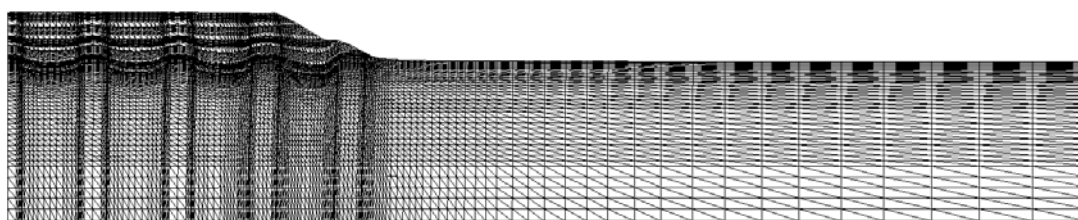
Tempo: 2,5 semanas



Tempo: 1 ano



Tempo: 5 anos



Tempo: 10 anos

Fig. 5.7 - Configuração das deformadas ao fim de 2,5 semanas (final da construção), 1 ano, 5 anos, 10 anos (final da consolidação)

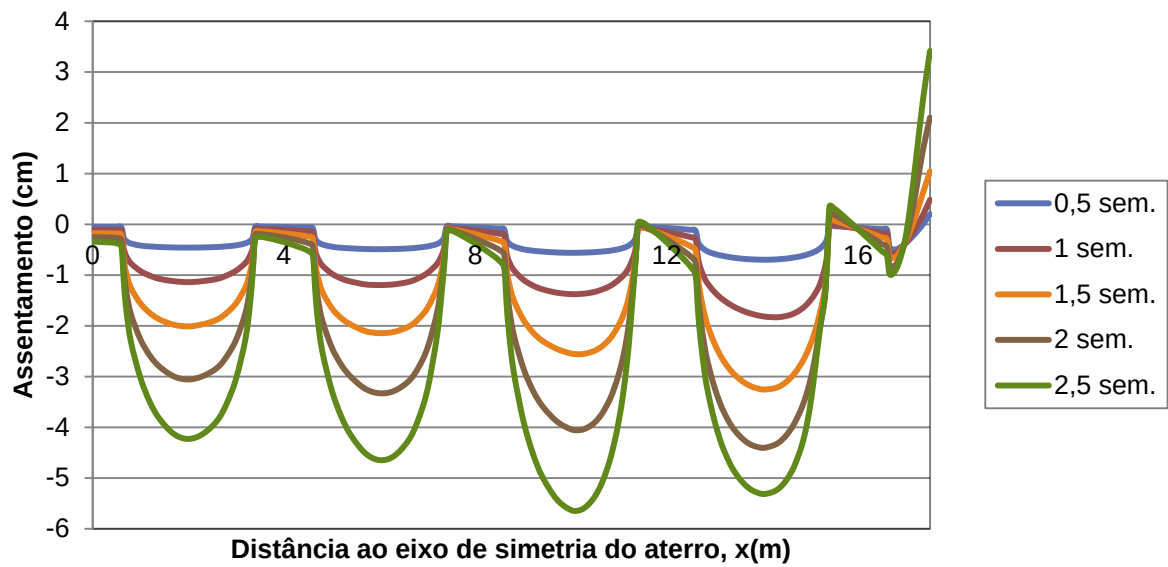


Fig. 5.8 - Assentamento na base do aterro ($z=0$), durante a construção

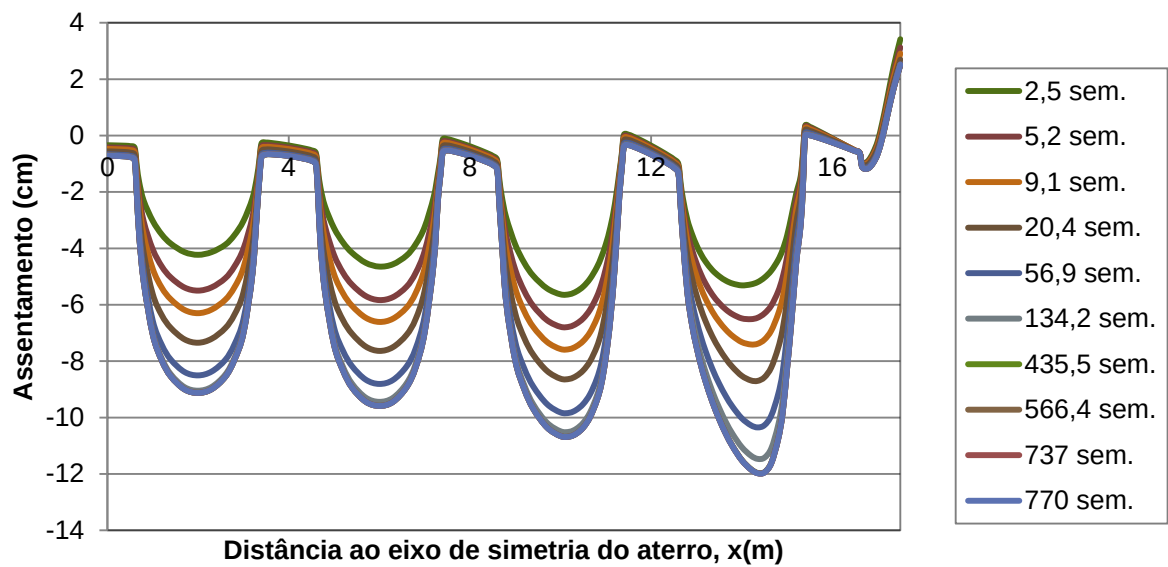


Fig. 5.9 - Assentamento na base do aterro ($z=0$), no período pós-constructivo

A Fig. 5.10 mostra a evolução no tempo do assentamento de quatro pontos da base do aterro, na área de influência da coluna 1, designadamente no centro da coluna 1 ($x=0$), na interface coluna-solo ($x=0,6$ m), no solo ($x=0,7$ m) e no ponto a meio entre a coluna 1 e a coluna 2. Podemos verificar que no final da consolidação os assentamentos nas colunas são muito reduzidos, da ordem de 1 cm, enquanto que os assentamentos no solo mole são muito elevados, da ordem dos 9 cm. O assentamento diferencial entre o centro e a periferia da coluna 1 de jet grout é muito pequeno, apresentando no final da consolidação o valor de 1,5 mm. Contudo, o comportamento no solo mole é muito distinto. Num comprimento linear muito reduzido, o solo próximo da coluna sofre uma grande deformação, o que seria de prever de acordo com a configuração das deformadas da malha de elementos finitos (ver Fig. 5.7). No final da consolidação, num comprimento de 10 cm o assentamento diferencial é de 2,7 cm.

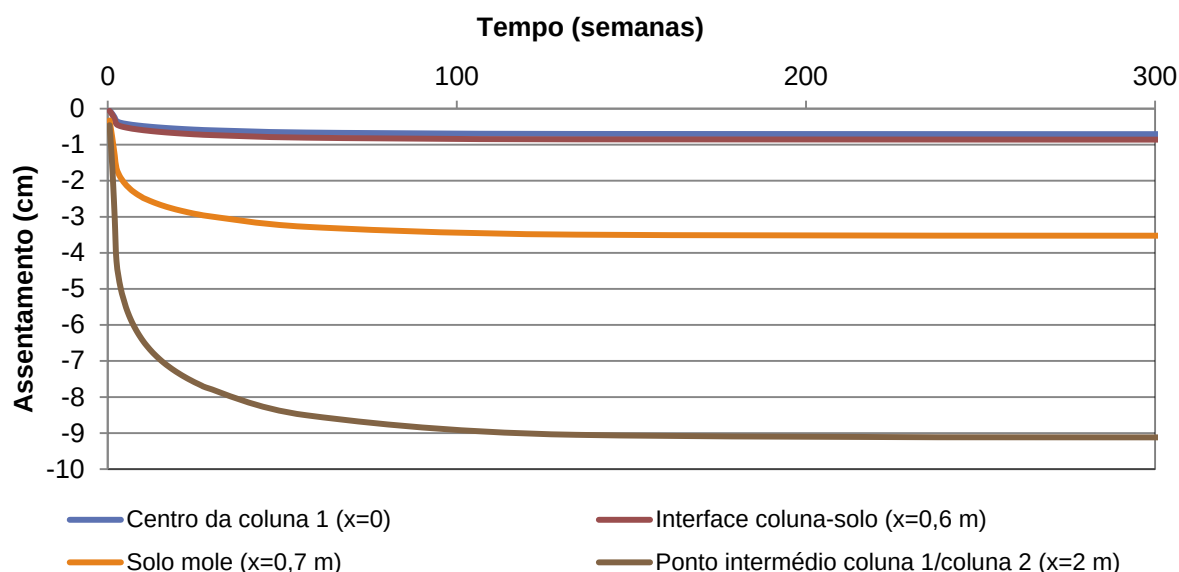


Fig. 5.10 - Evolução temporal do assentamento no centro da coluna 1 ($x=0$), na interface coluna-solo ($x=0,6$ m), no solo ($x=0,7$ m) e no ponto intermédio coluna 1/coluna 2 ($x=2$ m), para a profundidade $z=0$ m

A Fig. 5.11 mostra a evolução no tempo dos assentamentos de sete pontos da base do aterro, na área de influência das colunas 2, 3, 4 e 5. Podemos novamente verificar que os assentamentos nas colunas são muito reduzidos, da ordem de 1 mm, enquanto os assentamentos no solo mole são muito elevados, da ordem dos 11,5 cm.

Nas colunas de jet grout, com o aumento da distância ao eixo de simetria do aterro, os assentamentos diferenciais das extremidades mais próximas do eixo de simetria do aterro são menores comparativamente com as extremidades mais distantes.

Com o aumento da distância ao eixo de simetria do aterro, o assentamento do solo mole na área de influência de cada coluna à esquerda é inferior ao da direita, excepto na última coluna onde temos uma carga não simétrica.

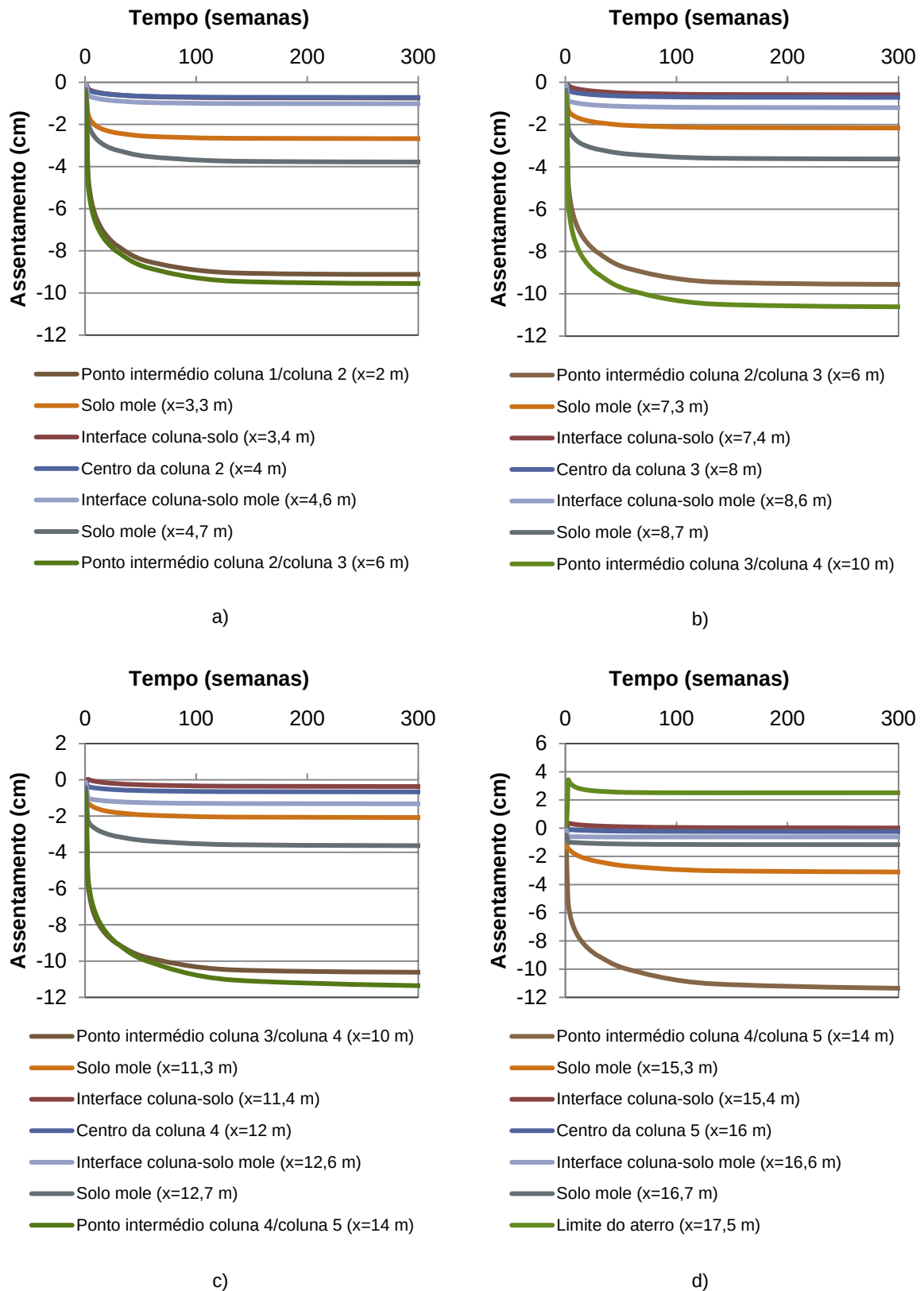


Fig. 5.11 - Evolução temporal dos assentamentos em pontos da área de influência da coluna 2 (a), da coluna 3 (b), da coluna 4 (c) e da coluna 5 (d), para a profundidade $z=0$ m

A Fig. 5.12 ilustra a evolução dos deslocamentos verticais do solo na interface com a coluna 1 de jet grout.

Verifica-se, até aproximadamente 1 m de profundidade, um aumento da inclinação da curva podendo-se afirmar que o solo se deforma com uma taxa de deformação do deslocamento vertical superior. Este factor está directamente relacionado com a parcela do mecanismo de efeito de arco que se processa sob o aterro fundamentalmente nas camadas mais superficiais, como se verá na análise das tensões. As camadas mais profundas do solo mole recebem, por esse efeito, menos carga, em termos comparativos, o que justifica a menor taxa de variação dos assentamentos nessas camadas.

Na Fig. 5.13, são apresentadas as evoluções dos deslocamentos verticais ao longo da interface mais próxima ($x=15,4$ m) e mais distante ($x=16,6$ m) da coluna 5, em relação ao eixo de simetria.

Comparativamente com a coluna 1, que é essencialmente solicitada verticalmente e tem assentamentos uniformes, a coluna 5, principalmente solicitada lateralmente, tem assentamentos não uniformes, notando-se deslocamentos verticais distintos nas suas interfaces, facto que pode ser igualmente constatado na observação Fig. 5.7 (malhas deformadas). Na interface à esquerda os deslocamentos verticais são positivos (levantamento) enquanto que na interface à direita os deslocamentos são negativos (assentamento). Estes são máximos no final da construção do aterro e vão diminuindo até ao final da consolidação.

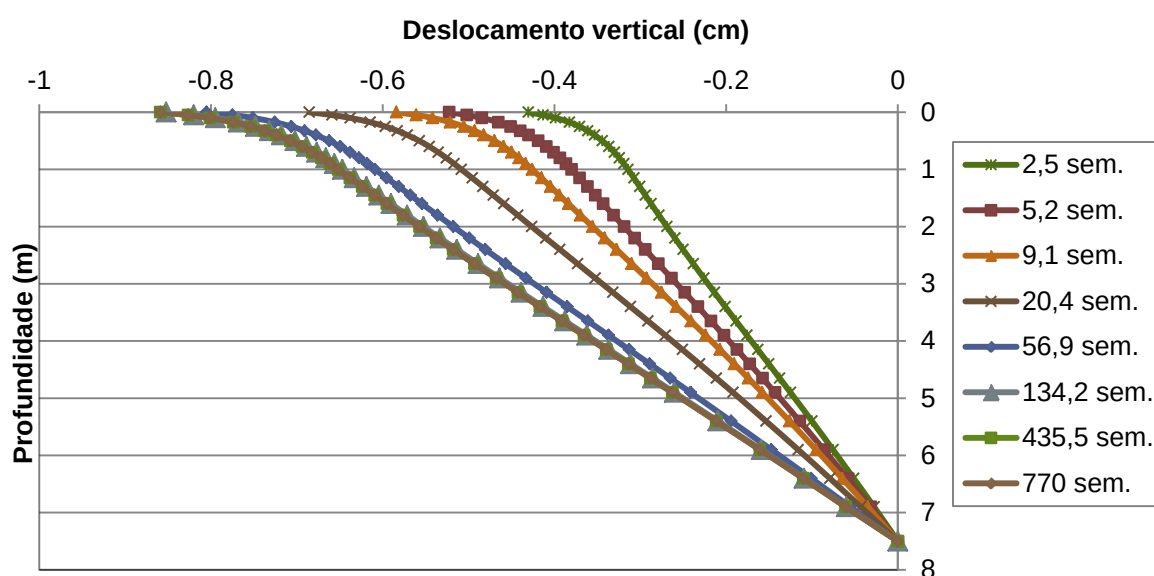


Fig. 5.12 - Evolução temporal do deslocamento vertical na interface coluna 1/solo ($x=0,6$ m)

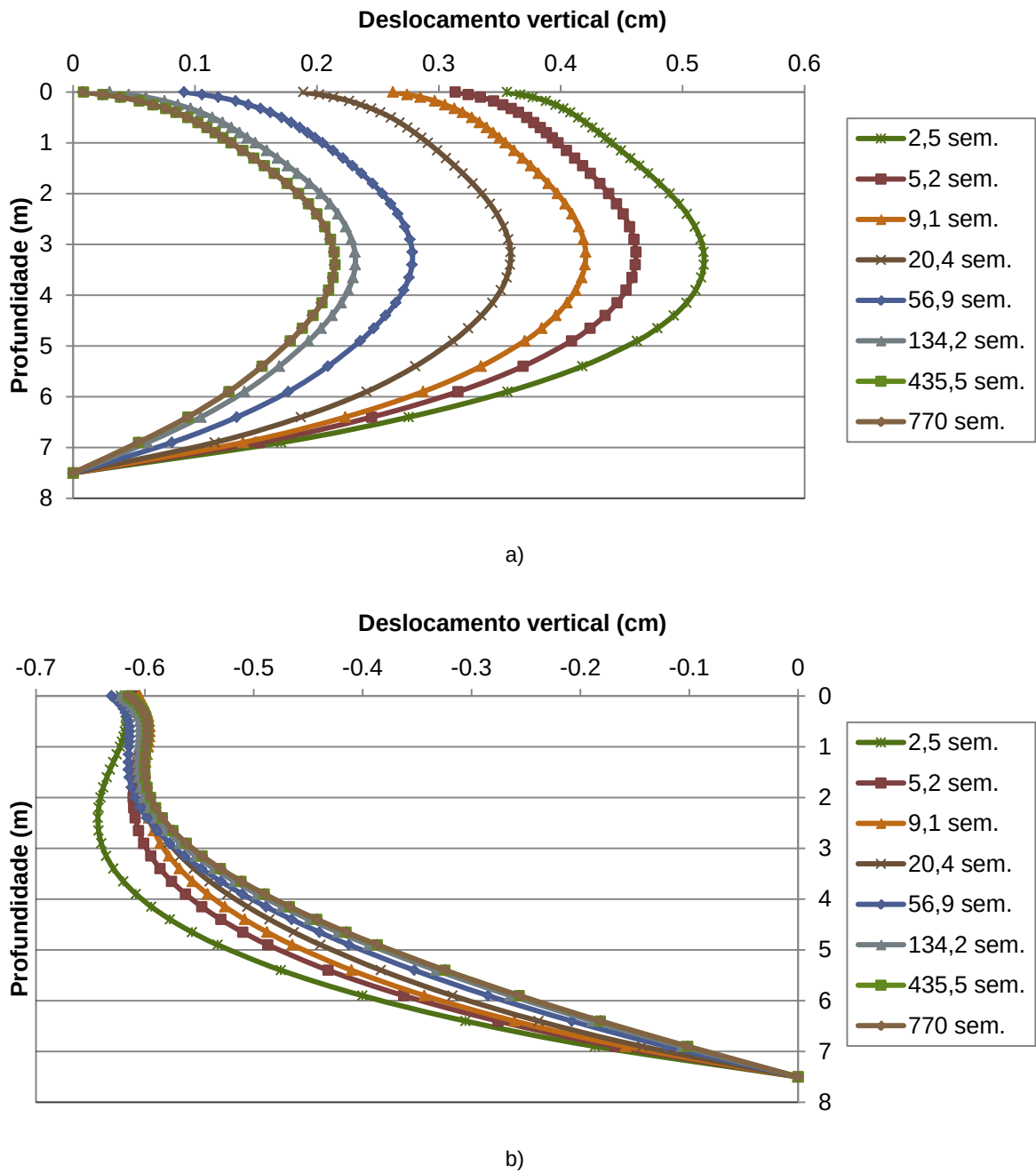


Fig. 5.13 - Evolução temporal do deslocamento vertical da coluna 5: a) na interface coluna/solo à esquerda ($x=15,4$ m); b) na interface coluna/solo à direita ($x=16,6$ m)

Nas Fig. 5.14 e 5.15 ilustram-se a evolução dos deslocamentos verticais para diversas profundidades ($z=0$, $z=0,1$ m, $z=0,5$ m, $z=1$ m e $z=2$ m), em função da distância ao eixo de simetria, no final da construção e no final da consolidação.

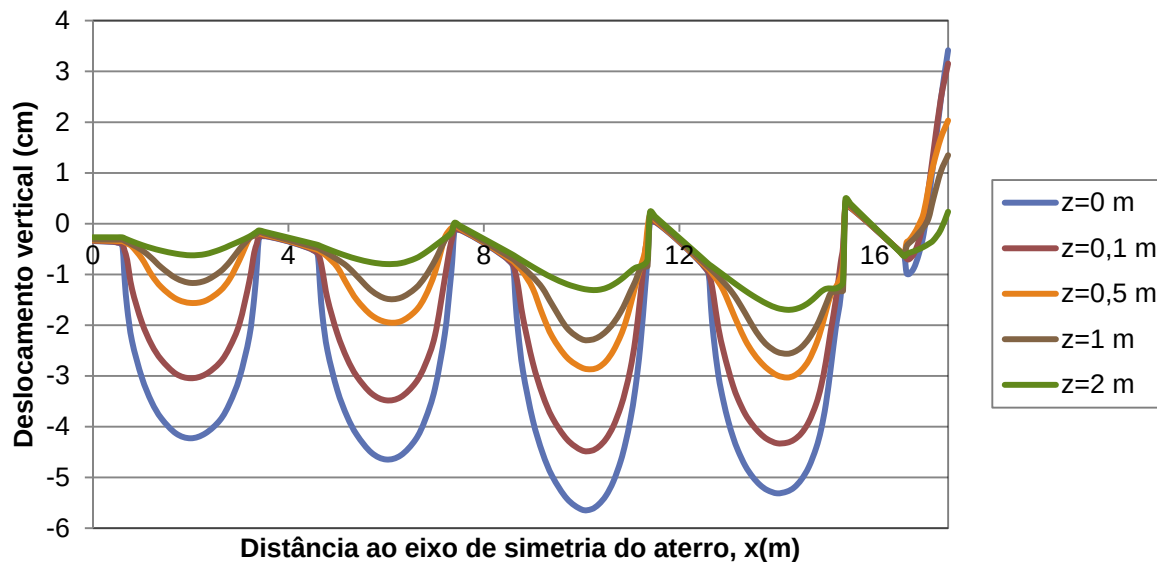


Fig. 5.14 - Deslocamentos verticais no final da construção para as profundidades $z=0$, $z=0,1$ m, $z=0,5$ m, $z=1$ m, $z=2$ m

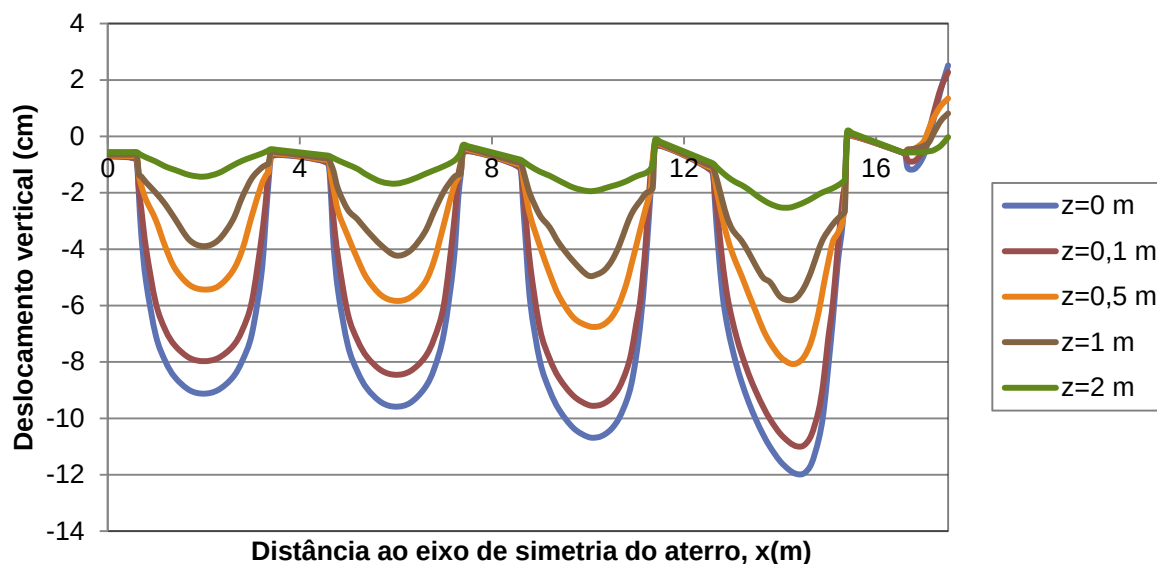


Fig. 5.15 - Deslocamentos verticais no final da consolidação para as profundidades $z=0$, $z=0,1$ m, $z=0,5$ m, $z=1$ m, $z=2$ m

No final da construção (Fig. 5.14), o assentamento máximo na base do aterro tem o valor de 5,6 cm e ocorre para um ponto a 10 m do eixo de simetria do aterro. O mesmo ponto a maiores profundidades apresenta, naturalmente, menores assentamentos.

Os deslocamentos verticais, durante o processo de consolidação, nas colunas de jet grout são muito reduzidos. Este facto é explicado pelo elevado módulo de deformabilidade das colunas de jet grout.

No solo mole, nas proximidades das colunas, verifica-se uma grande variação do deslocamento vertical. À medida que a consolidação se processa este efeito aumenta.

Com a consolidação, a diferença de assentamentos entre a coluna e o solo mole aumenta devido naturalmente à dissipação dos excessos de pressão neutra.

A Fig. 5.16 ilustra a evolução dos assentamentos à superfície do aterro ($z=-2,5$ m) ao longo do tempo.

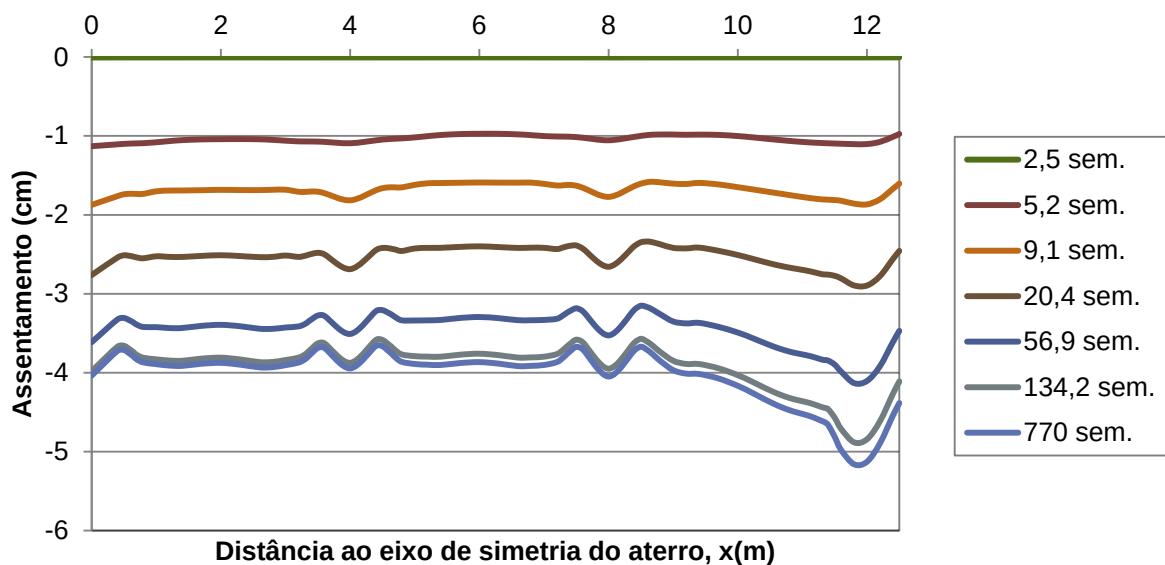


Fig. 5.16 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro ($z=-2,5$ m)

Pela análise da Fig. 5.16 podemos constatar que os deslocamentos verticais no topo do aterro estabilizam aproximadamente ao fim de 134,2 semanas (2,6 anos).

A Fig. 5.17 ilustra a evolução dos assentamentos à superfície do aterro ($z=-2,5$ m) ao longo do tempo, sobre o eixo de simetria do aterro ($x=0$) e na periferia do aterro ($x=12,5$ m), bem como do assentamento diferencial entre eles.

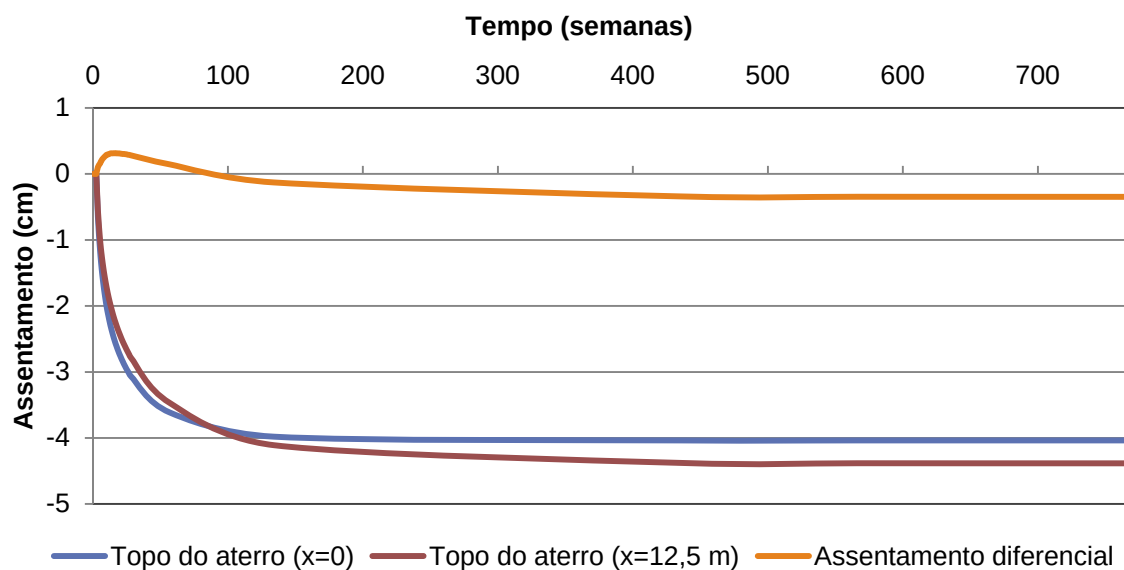


Fig. 5.17 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro ($z=-2,5$ m) para os alinhamentos $x=0$ e $x=12,5$ m, e do assentamento diferencial entre eles

Pela análise da Fig. 5.17 podemos estabelecer os seguintes comentários:

- O assentamento máximo à superfície do aterro no eixo de simetria é de 4,04 cm, atingido ao fim de 435,5 semanas (8,4 anos);
- O assentamento máximo à superfície do aterro para o alinhamento 12,5 m é de 4,38 cm;
- O assentamento diferencial máximo à superfície do aterro entre estes dois pontos, a longo prazo, é de 0,34 cm.

Estes resultados vêm corroborar a ideia que os assentamentos à superfície do aterro (totais e diferenciais) são significativamente inferiores aos assentamentos na base do mesmo, graças ao processo de transferência de cargas no corpo do aterro, que se irá analisar mais à frente.

5.3.3.3. Tensões

Os excessos de pressão neutra no solo mole, na consequência do carregamento em condições praticamente não drenadas, aumentam durante a construção do aterro e atingem o valor máximo no final da construção correspondente ao final da segunda semana e meia. A evolução dos excessos de pressão neutra durante a fase construtiva é representada na Fig. 5.18.

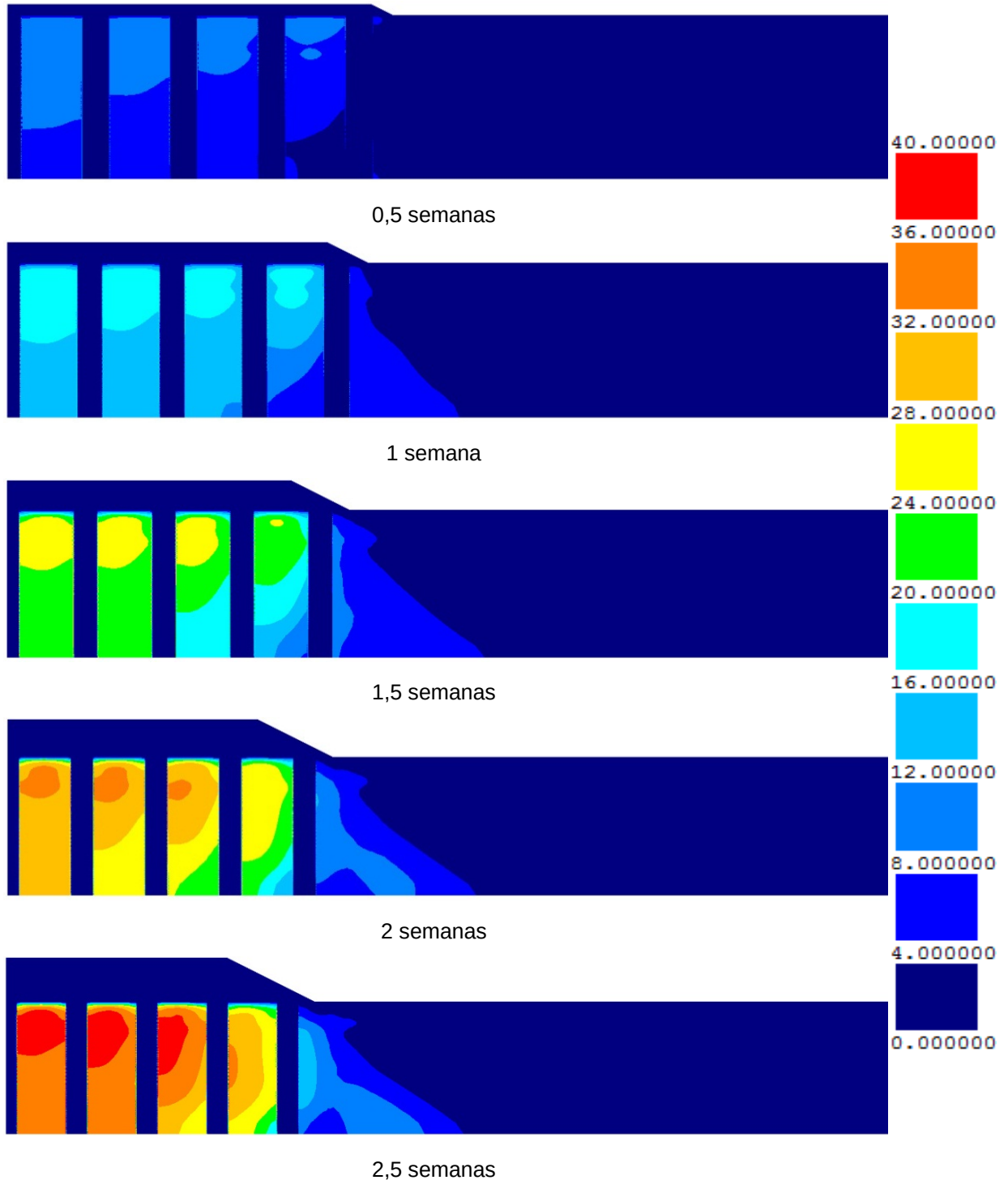


Fig. 5.18 - Excessos de pressão neutra durante a fase construtiva

À medida que se executa a construção do aterro verifica-se um crescimento muito significativo dos excessos de pressão neutra. No final da construção o excesso de pressão neutra tem um valor máximo de 40,7 kPa, correspondente a 81,5% do peso dos 2,5 metros de aterro (50 kPa).

Na Fig. 5.19 é ilustrada a evolução dos excessos de pressão neutra no período após a construção do aterro até à dissipação dos mesmos.

Após atingido o valor máximo do excesso de pressão neutra no final da construção do aterro, estes vão-se dissipando ao longo do tempo, até que ao final de 104,3 semanas (2 anos) deixa-se de registar excessos de pressão neutra significativos. De salientar que ao fim de 28 semanas já se dissipou 43,4% do excesso de pressão neutra máximo introduzido pela construção do aterro de 2,5 m.

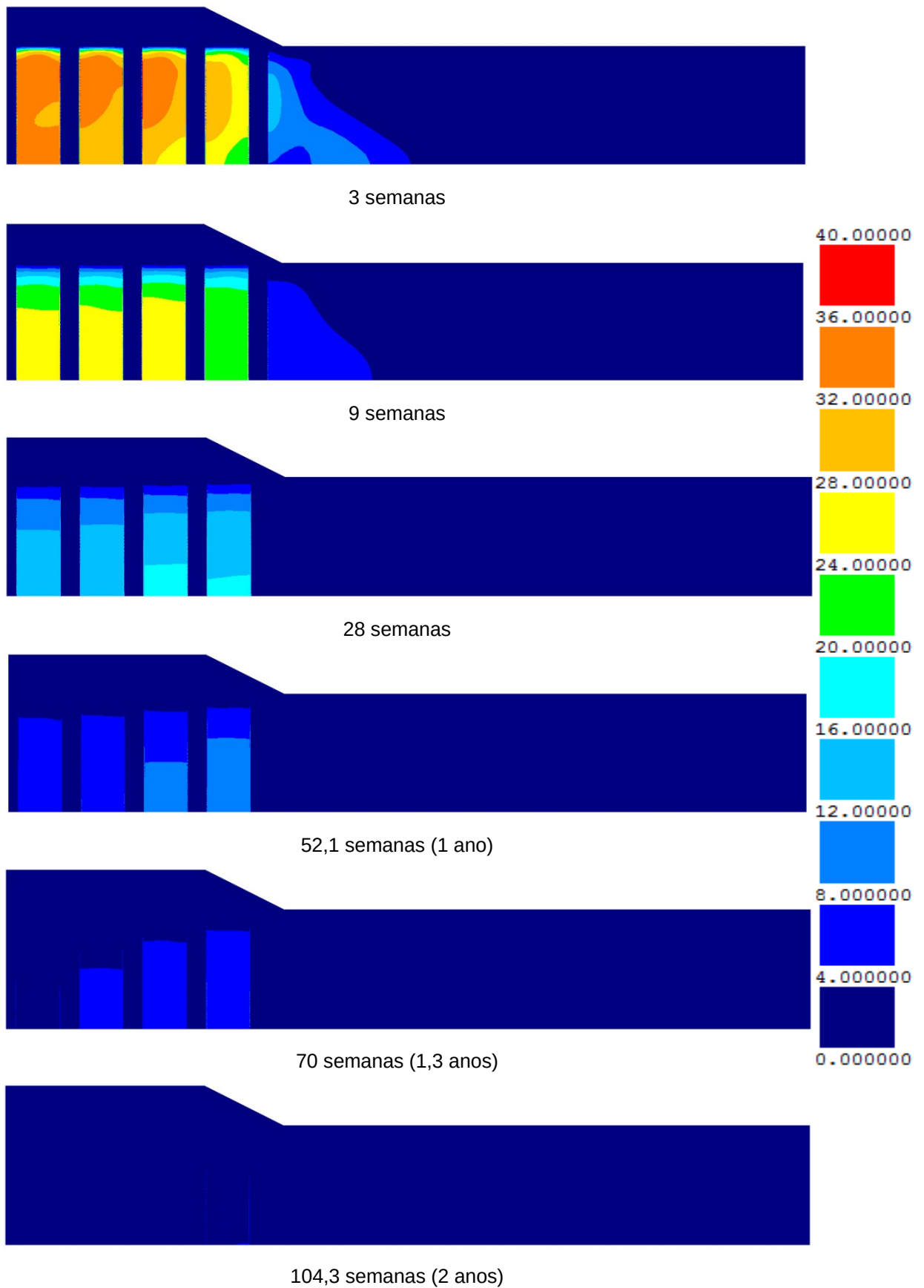


Fig. 5.19 - Excessos de pressão neutra na fase pós-construtiva

A dissipação dos excessos de pressão neutra é acompanhada pelo aumento das tensões efectivas verticais essencialmente nas colunas de jet grout. As tensões efectivas nas colunas de jet grout coincidem com as tensões totais pois foi modelado comportamento não-acoplado nas mesmas.

A evolução dos acréscimos de tensão efectiva vertical, na fase construtiva e na fase pós-construtiva é exposta na Fig. 5.20 e 5.21, respectivamente.

Pela observação da Fig. 5.20 podemos verificar que, logo após a instalação da primeira camada de aterro de 0,5 m (0,5 semanas), verifica-se concentração de tensões nas colunas em relação ao solo mole, que aumentam no período construtivo e no decurso da consolidação.

Da análise da Fig. 5.21 podemos constatar que os pontos de encontro do geossintético com as colunas são pontos de grande concentração de tensões devido ao facto de se tratarem de zonas de transferência de carga do aterro para as colunas pelo efeito de arco e de transferência de carga do geossintético para as colunas.

No final da construção do aterro verificam-se tensões de tracção e compressão elevadas na coluna de jet grout mais afastada do eixo de simetria do aterro que vão diminuindo na fase pós-construtiva. As tensões de compressão e tracção nesta coluna estão essencialmente relacionadas com as acções horizontais a que está sujeita, devido à tendência do solo mole se deslocar lateralmente nessa zona (deslocamentos esses que são impedidos, em grande parte, pela presença da coluna); estas acções horizontais na coluna fazem-na pois funcionar à flexão, provocando tensões de tracção e de compressão, como constatado. Contrariamente as colunas mais centrais (especialmente a coluna 1) funcionam essencialmente à compressão axial, devido às cargas verticais transmitidas pelo aterro, pelo geossintético e pelas tensões de corte nas interfaces coluna-solo mole, como à frente se analisará.

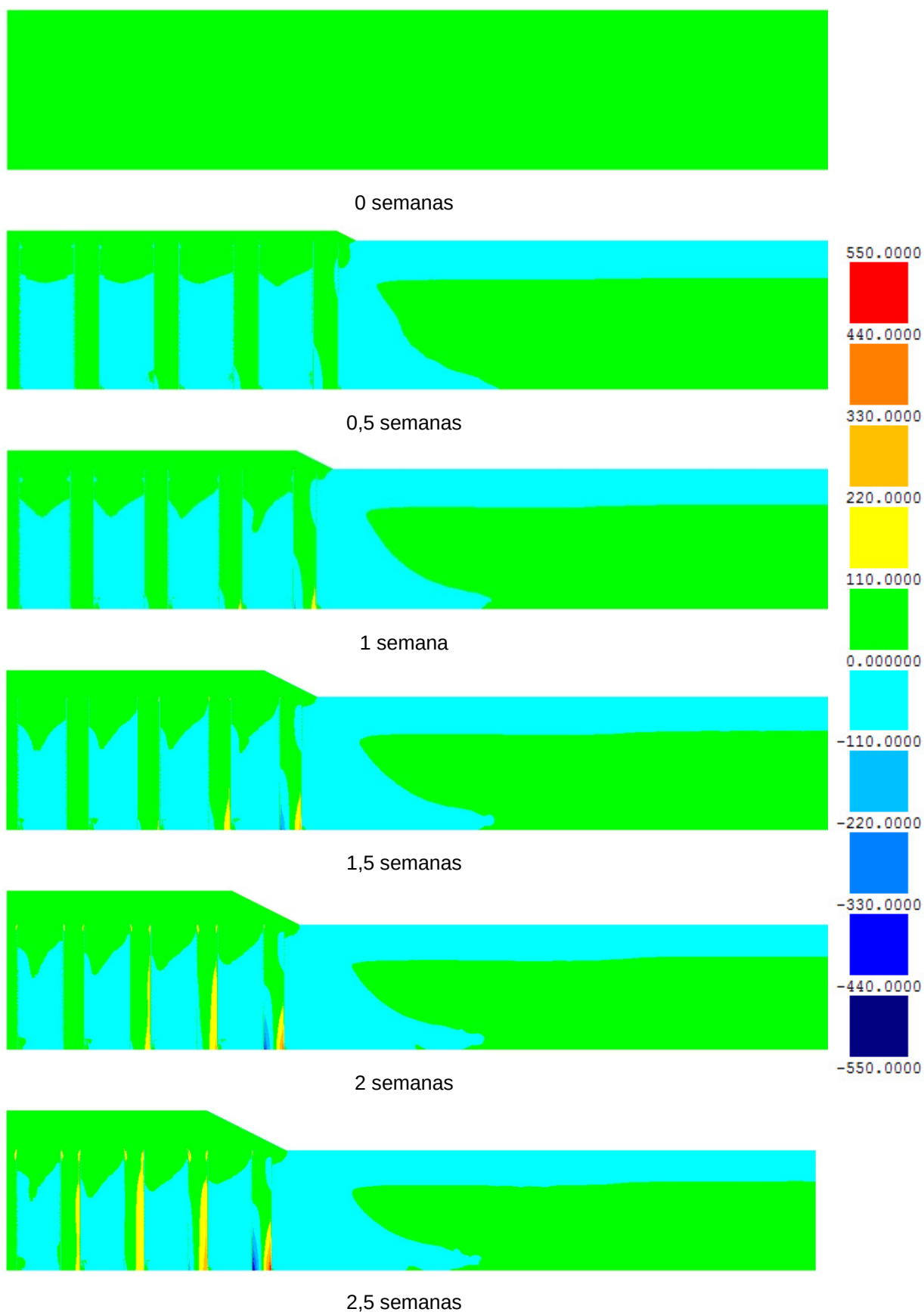


Fig. 5.20 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_v , na fase construtiva

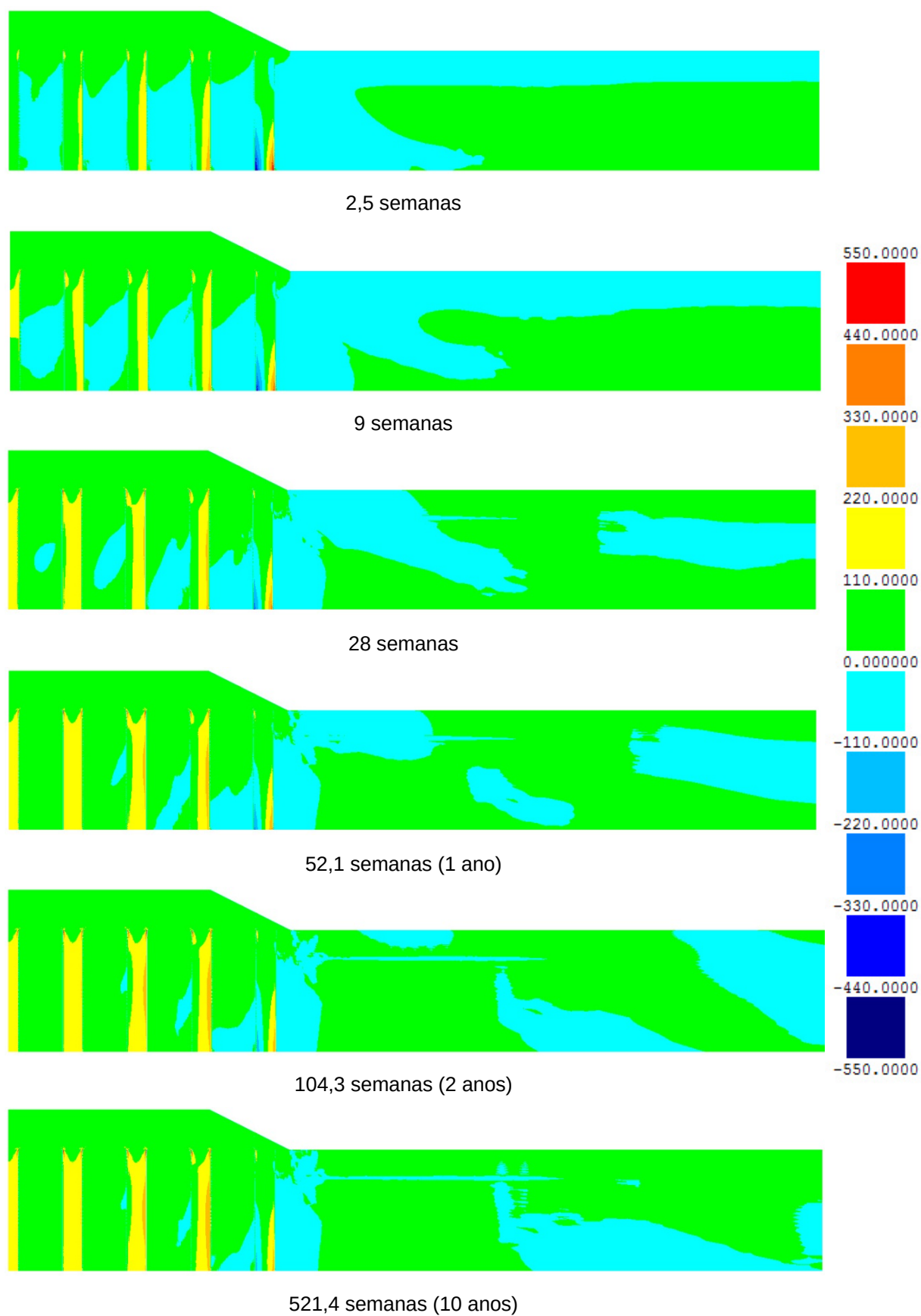


Fig. 5.21 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , fase pós-construtiva

Nas Fig.s 5.22, 5.23 e 5.24 são apresentados os incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância ao eixo de simetria do aterro, para as profundidades $z=0$ (base do aterro), $z=0,5$ m, $z=1$ m, respectivamente. São analisadas as variações para diversos instantes de tempo tanto na fase construtiva como na fase pós-construtiva.

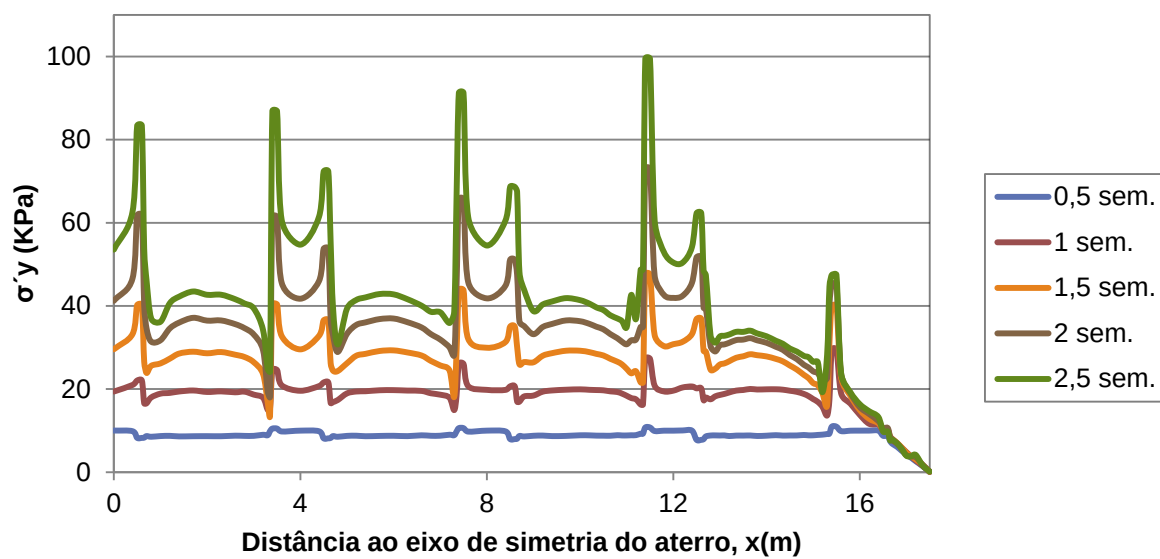
Os incrementos de tensão efectiva vertical nas colunas de jet grout são muito superiores comparativamente com os valores verificados no solo mole, corroborando o pretendido com esta técnica de reforço de solos moles, isto é, aliviar o solo mole das tensões introduzidas pelo aterro.

Nas colunas de jet grout, os incrementos de tensão vertical não são uniformes, sendo maiores nas extremidades das colunas do que no centro. Este facto pode ser observado a partir da primeira semana da construção do aterro. Abdullah (2006) constatou o mesmo efeito na coluna, nos seus trabalhos com colunas de *geopier* reforçadas com geossintético. No topo da coluna este facto é explicado por nesta parte extrema da coluna se fazer a entrega do geossintético e se concentrar aí a carga por ele transmitida, bem como devido ao efeito de arco no material de aterro que transmite carga significativa para a coluna nessa zona.

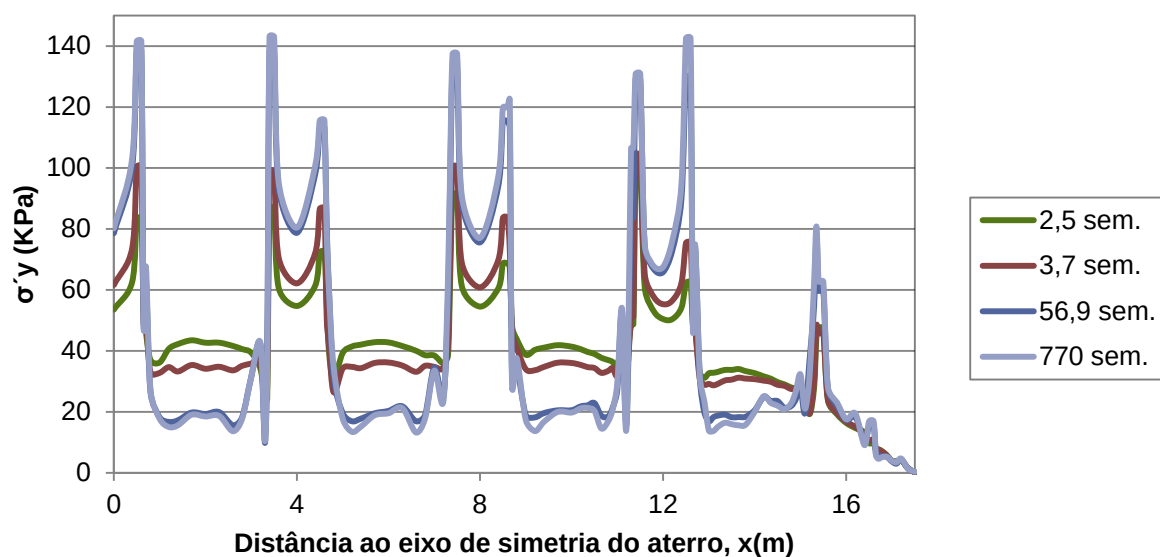
Na base do aterro, os incrementos de tensão efectiva no solo são elevados (quando comparados com os incrementos à profundidade $z=0,5$ m) em consequência da concentração de tensões nesta zona, que diminuem ao longo do processo de consolidação. Por sua vez os incrementos de tensão efectiva no solo à profundidade de 0,5 e 1 m aumentam ao longo do processo de consolidação.

A Fig. 5.25 ilustra a evolução das tensões horizontais totais (tensão horizontal efectiva mais pressão neutra) nas faces laterais da coluna 5. Estas aumentam na fase construtiva e diminuem ao longo do processo de consolidação. As variações das tensões horizontais totais nas faces da coluna 5 estão directamente relacionadas com os deslocamentos horizontais do solo mole nessa zona. Como estes aumentam durante a construção do aterro, aquelas tensões (em ambas as faces) também aumentam. Com o processo de consolidação, dá-se uma diminuição do volume do solo mole, que tem, como consequência, a redução dos deslocamentos horizontais e, por isso, também a redução das tensões horizontais sobre a coluna.

As tensões horizontais aumentam de uma forma aproximadamente homogénea ao longo da interface coluna/solo à esquerda, enquanto que na interface coluna/solo à direita estas aumentam mais significativamente a meio vão em consequência da deformação do sistema.

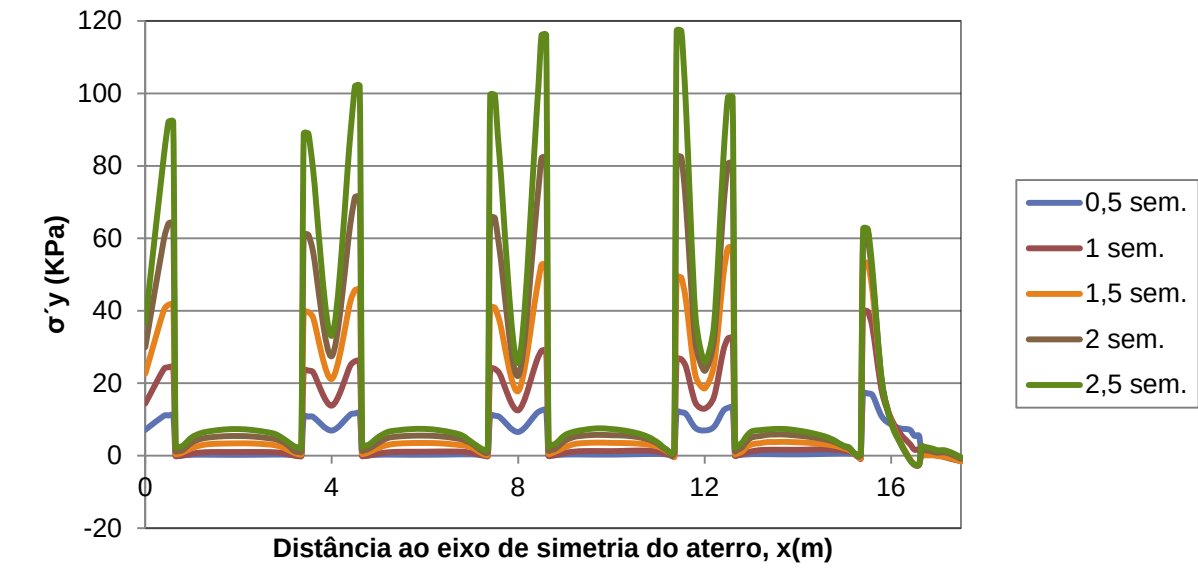


a)

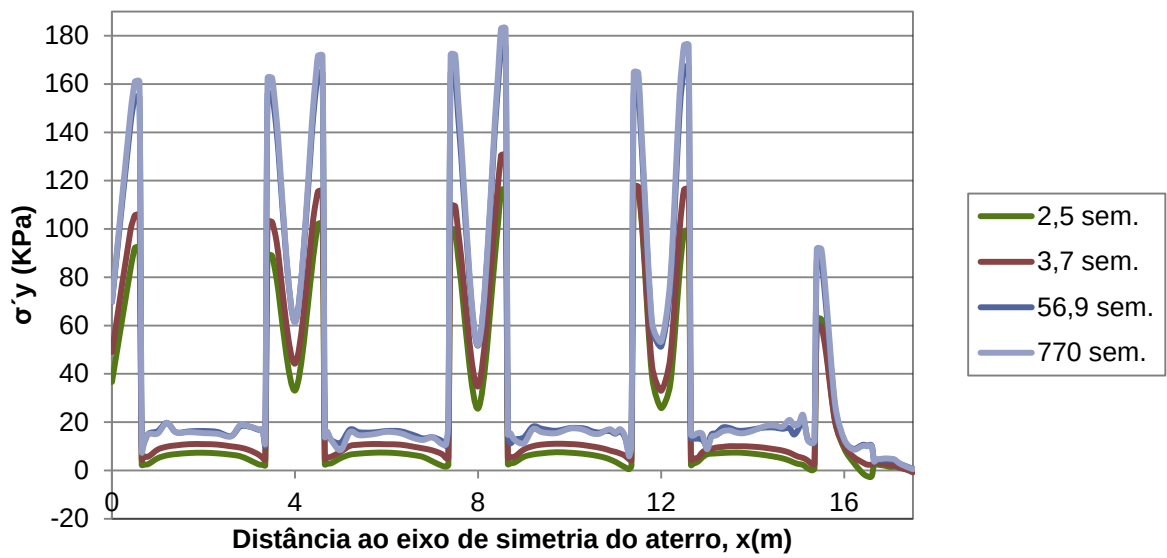


b)

Fig. 5.22 - Incremento de tensão efectiva vertical na base do aterro ($z=0$), durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

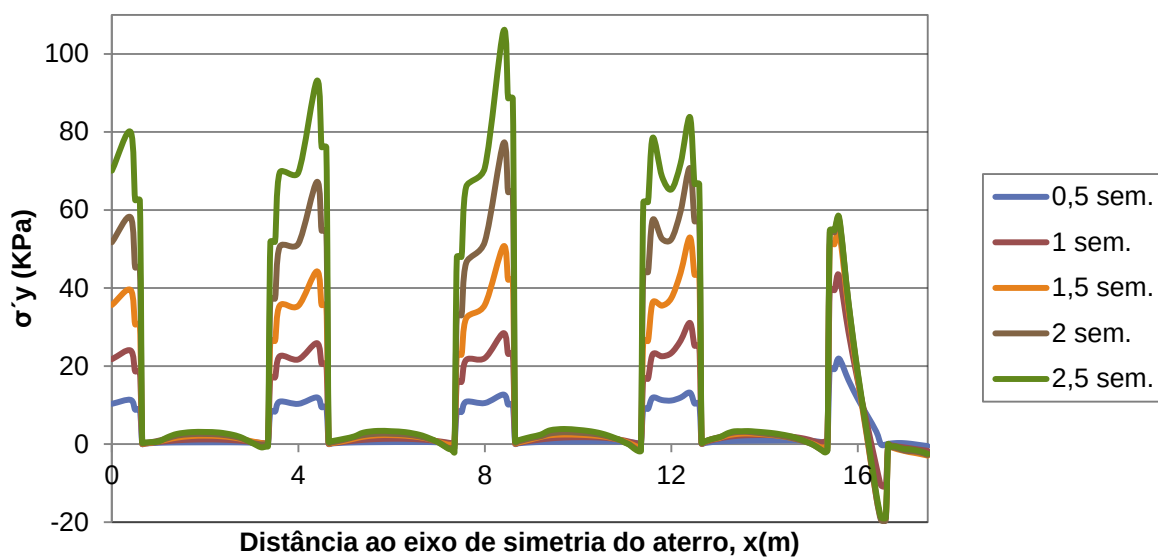


a)

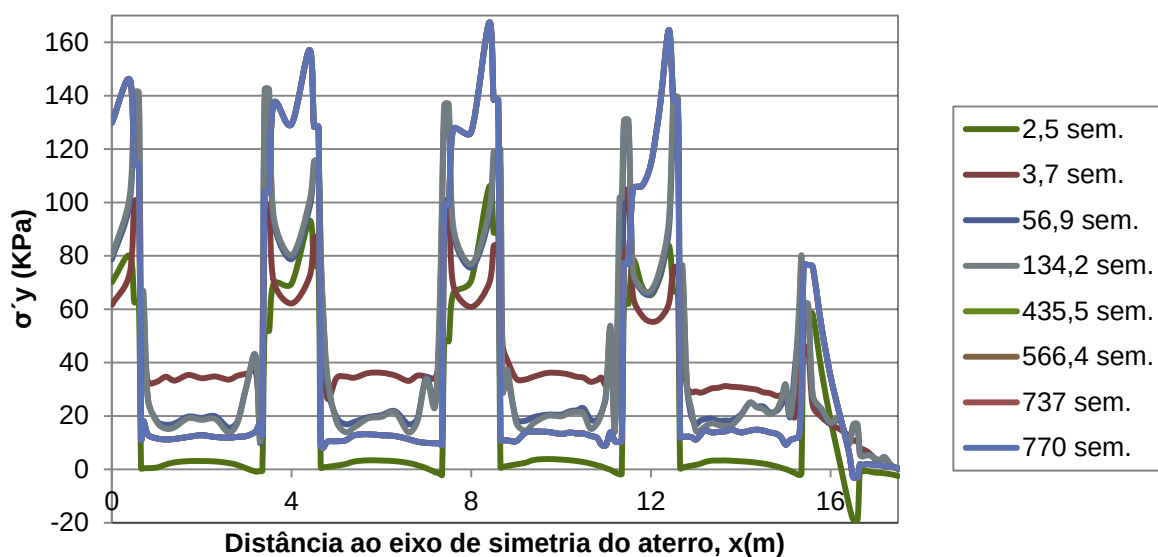


b)

Fig. 5.23 - Incremento de tensão efectiva vertical à profundidade $z=0,5$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

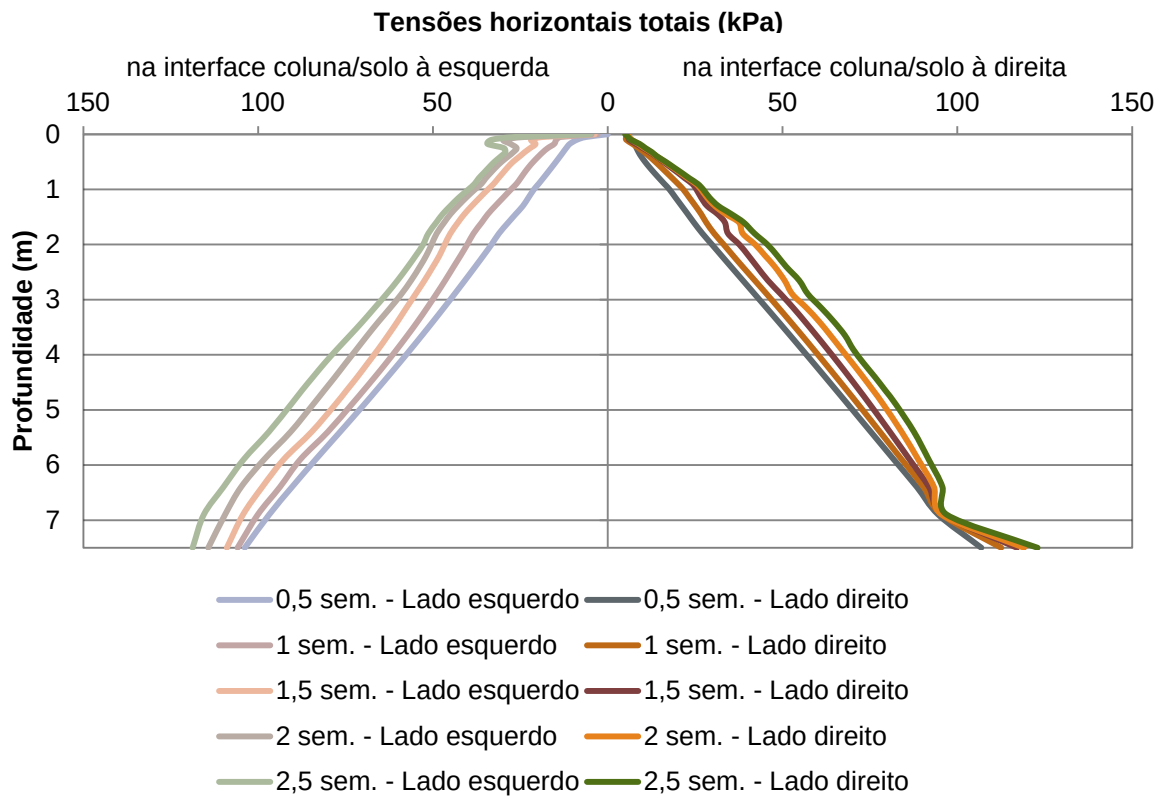


a)

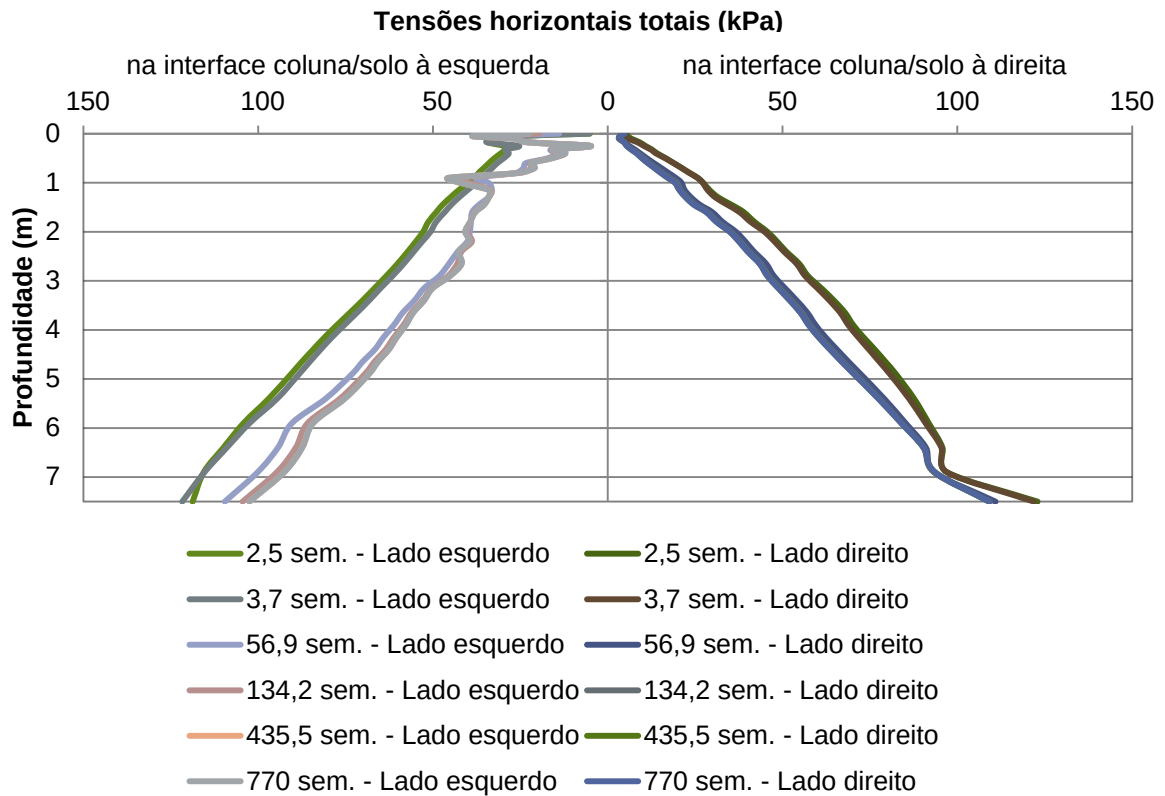


b)

Fig. 5.24 - Incremento de tensão efectiva vertical à profundidade $z=1$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva



a)



b)

Fig. 5.25 - Tensão horizontal total nas faces coluna 5, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

A Fig. 5.26 ilustra para a coluna 1, a evolução da tensão tangencial, τ , em profundidade ao longo da interface coluna/solo ($x=0,6$ m). O sinal de τ positivo indica que o solo exerce sobre a coluna uma acção descendente e negativo para a situação oposta.

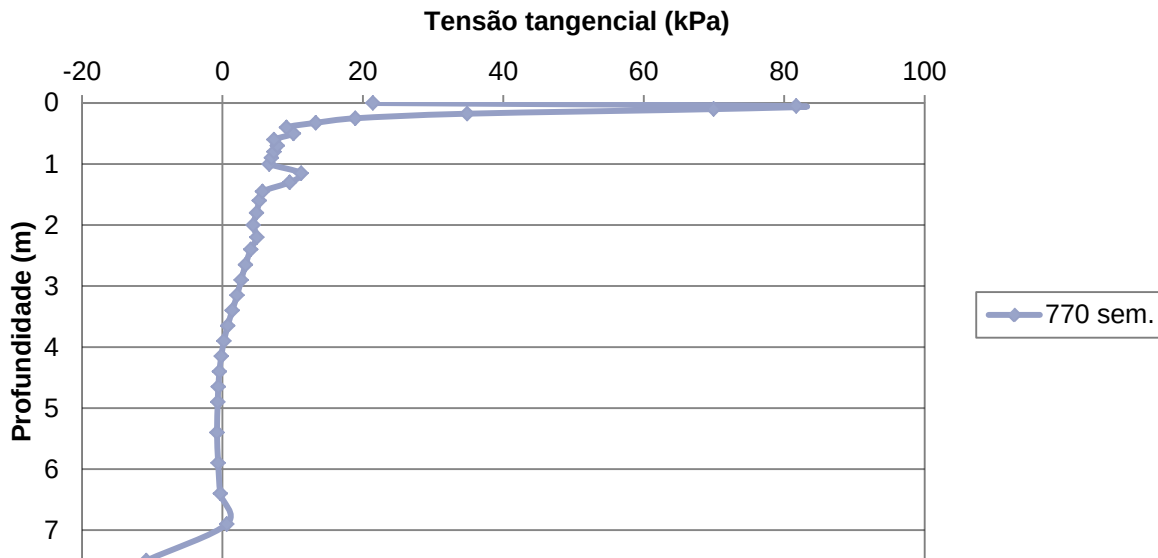


Fig. 5.26 - Evolução da tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna 1/solo ($x=0,6$ m), no final da consolidação

A análise da Fig. 5.26 permite tecer os seguintes comentários:

- As tensões tangenciais tomam valores muito elevados até aproximadamente 0,5 m de profundidade. O solo mole tende a assentar mais do que a coluna, introduzindo-se tensões de corte positivas que incrementam a carga suportada pela coluna (efeito de arco no solo mole);
- A partir da profundidade de 0,5 m, este efeito dilui-se, apresentando desde os 0,5 m até 4 m, valores próximos de 5 kPa. Neste intervalo o solo tende igualmente a “apoiar-se” nas colunas, transmitindo-lhe tensões por efeito de arco, reduzindo assim a tensão instalada no solo e aumentando-a nas colunas;
- Para profundidades superiores a 4 m verifica-se na generalidade uma inversão no sentido das tensões tangenciais, ou seja, a coluna deforma-se mais que o solo, exercendo uma acção descendente sobre o solo mole; este efeito é pouco significativo até 7 m de profundidade, sendo mais expressivo entre 7 e 7,5 m de profundidade.

O fenómeno de concentração de tensões verticais pode ser avaliado pelo factor de concentração de tensões, sendo definido pela relação:

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_{y(coluna)}}{\Delta\sigma'_{y(solo)}} \quad (5.3)$$

em que $\Delta\sigma'_{y(coluna)}$ e $\Delta\sigma'_{y(solo)}$ representam, respectivamente, os acréscimos médios da tensão vertical efectiva nas colunas e no solo (na área de influência da coluna). Quanto maior for o factor de concentração de tensões, maior será a tensão transferida para as colunas.

Na Fig. 5.27 é ilustrada a evolução temporal do factor de concentração de tensões, FC, em profundidade alusivo à coluna 1. No final da construção do aterro (2,5 semanas), este factor apresenta valores muito elevados a partir de 1 m de profundidade. Este elevado crescimento em profundidade justifica-se fundamentalmente pelo facto de no final da fase construtiva o solo abaixo de 1 m de profundidade ainda não ter consolidado, apresentado deste modo valores de incrementos de tensão efectiva vertical no solo muito baixos, conduzindo a muito elevados valores do FC. É também possível concluir que no final da semana 56,9 o diagrama do FC apresenta uma configuração muito próxima da configuração final, o que está em conformidade com o apresentado na Fig. 5.21, relativa aos excessos de pressão neutra para este mesmo período, pois é possível observar que apenas falta dissipar uma pequena parte dos excessos de pressão neutra, ou seja, o processo de consolidação encontra-se em grande parte processado. No período pós-construção, em virtude das diferentes redistribuições de tensões entre as colunas e o solo mole com a consolidação, nota-se que, numa primeira fase, FC globalmente aumenta (das 2,5 para as 3,7 semanas), diminuindo, depois, substancialmente, até ao final da consolidação, facto que se deve essencialmente ao aumento das tensões efectivas no solo mole com a consolidação.

Na Fig. 5.28 mostra-se a evolução temporal do FC para as diversas colunas para $z=0$, bem como o valor de FC definido em termos globais, isto é, considerando o acréscimo médio de tensão em todas as colunas dividido pelo acréscimo médio de tensão efectiva em toda a área, em planta, de solo mole sobre o aterro. O FC cresce à medida que decorre o processo de consolidação, em virtude do aumento dos incrementos de tensão efectiva vertical nas colunas de jet grout muito superiores ao aumento dos incrementos de tensão efectiva vertical no solo mole de acordo com a Fig. 5.22; para as colunas mais afastadas do eixo de simetria do aterro, FC toma valores menores. No final da fase construtiva, o valor do FC global toma o valor de 1,5, estabilizando no instante correspondente às 134,2 semanas, no qual toma um valor muito próximo de 3,25, que apresenta no final da consolidação. A coluna 5 apresenta uma configuração da evolução temporal do factor de concentração de tensões na base do aterro muito díspar das outras colunas devido ao seu carregamento assimétrico, introduzindo incrementos de tensão efectiva vertical nas colunas de jet grout não muito superiores aos verificados no solo mole de acordo com a Fig. 5.22, conduzindo a baixos valores de FC.

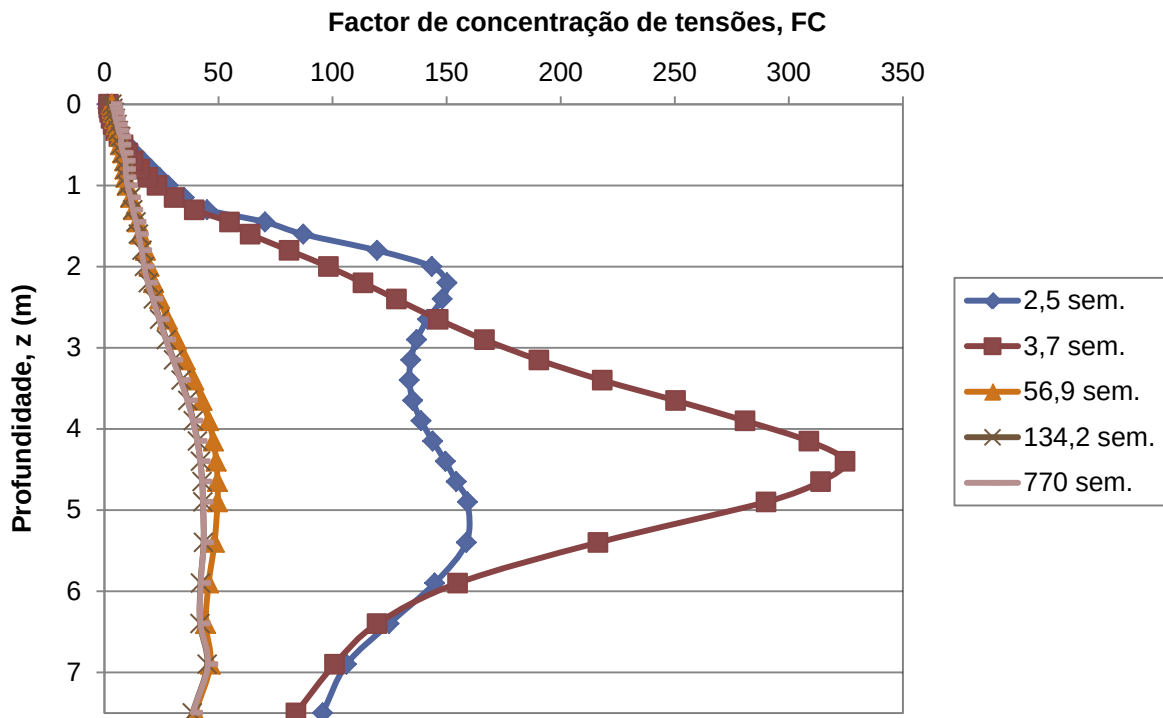
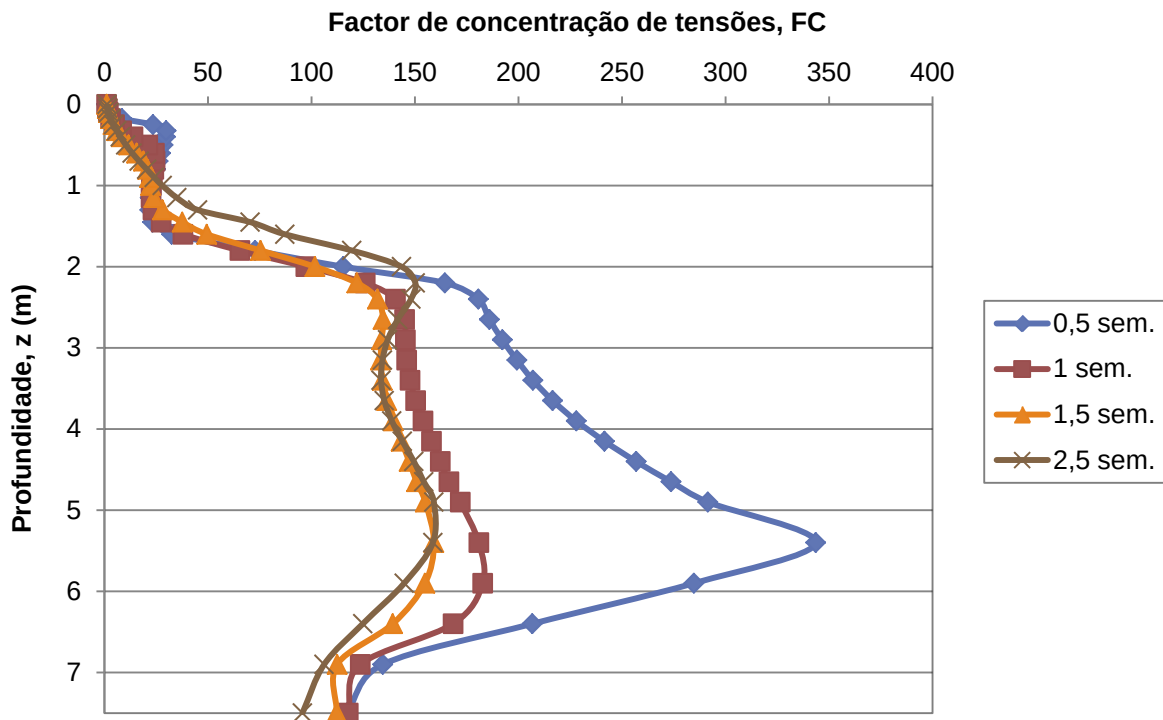
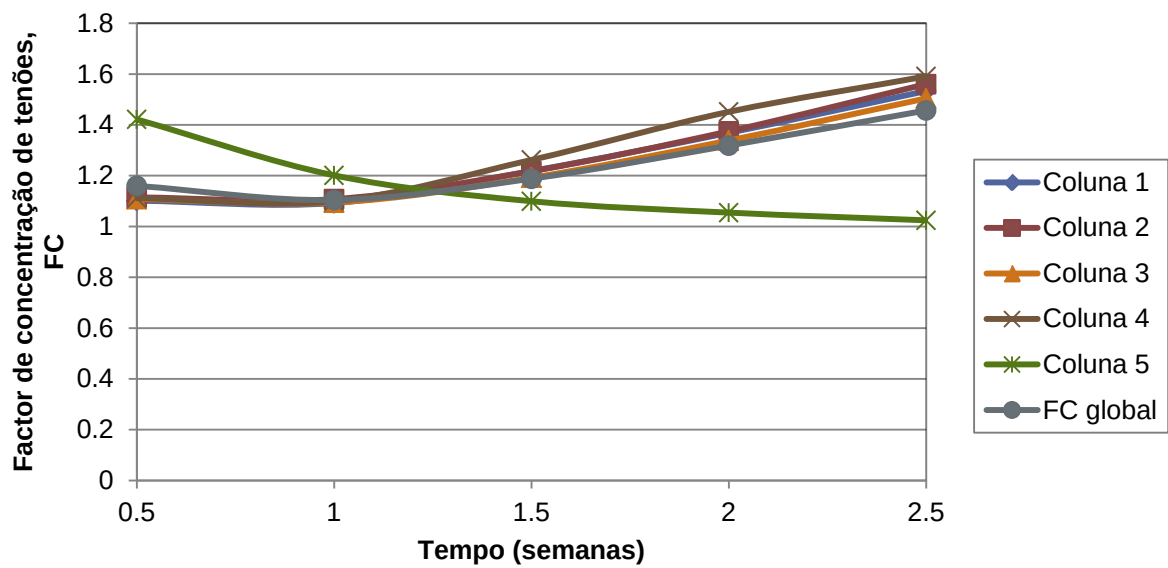
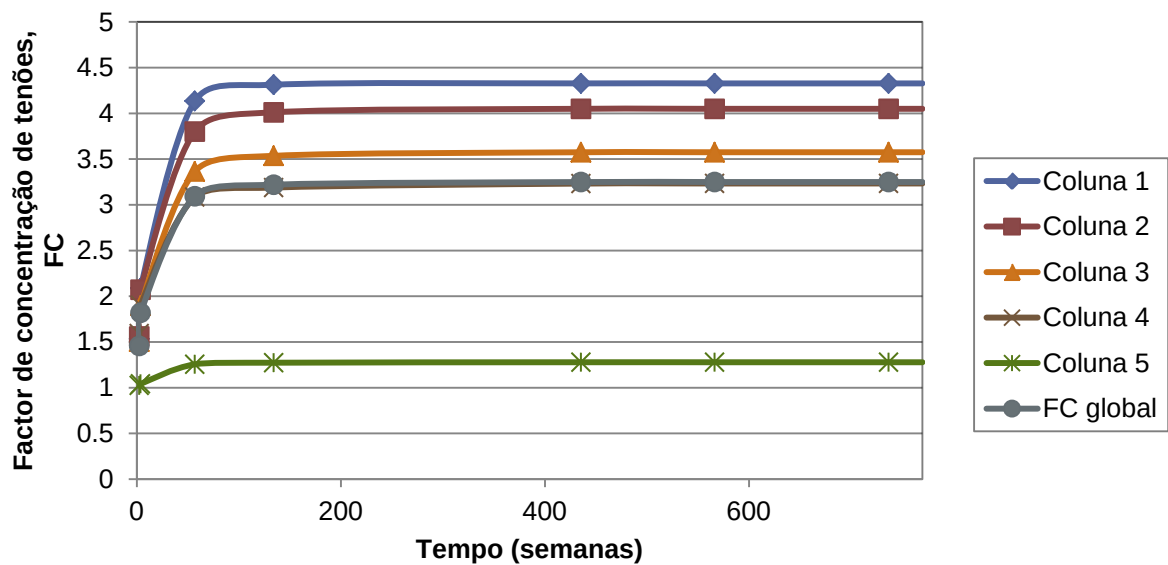


Fig. 5.27 - Evolução do factor de concentração de tensões da coluna 1 em profundidade durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva



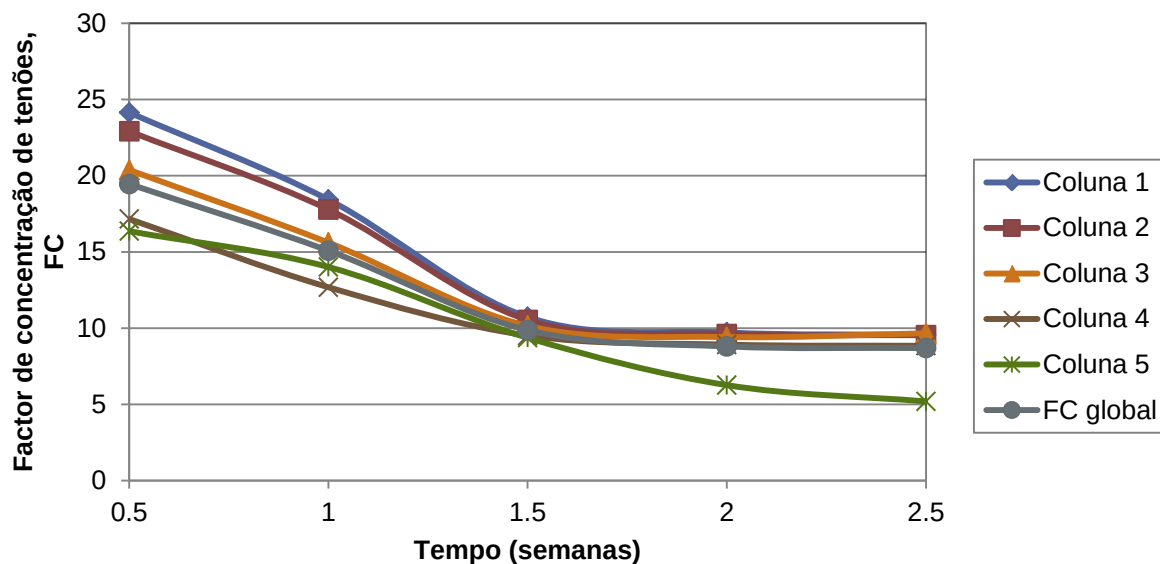
a)



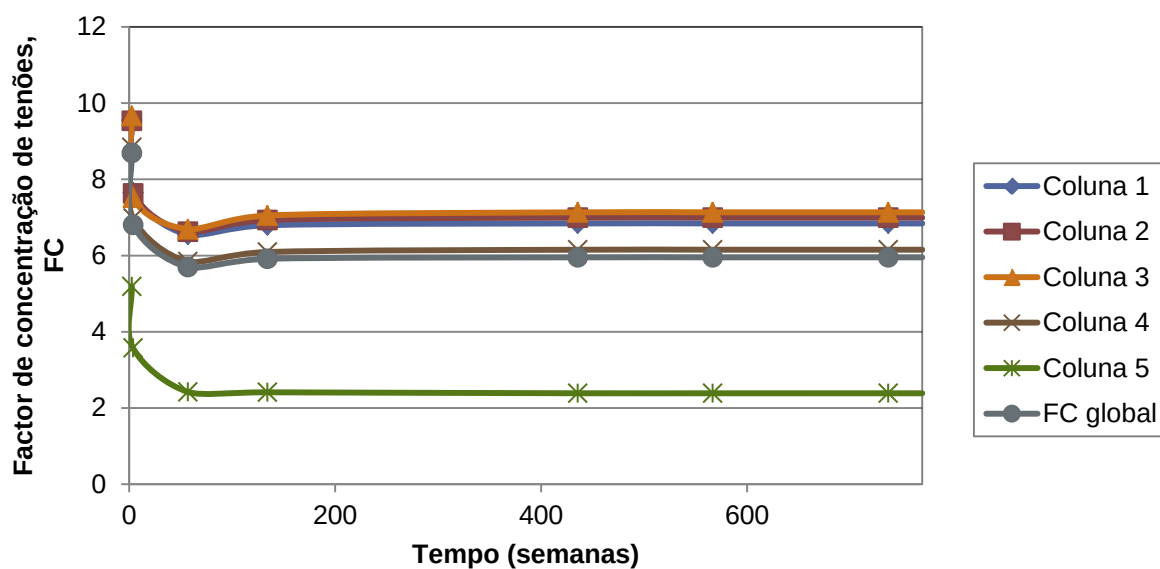
b)

Fig. 5.28 - Evolução temporal do factor de concentração de tensões na base do aterro ($z=0$) durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

Nas Figs. 5.29 e 5.30 apresenta-se a evolução temporal de FC para as diversas colunas bem como de FC global à profundidade de 0,5 e 1 m. Contrariamente ao verificado na base do aterro, em profundidade, FC tem valores menores no final da consolidação que no final da construção. À profundidade de 0,5 m, no final da fase construtiva, o valor do FC global toma o valor de 8,7, estabilizando no instante correspondente às 134,2 semanas, no qual toma um valor muito próximo de 5,95, que apresenta no final da consolidação.



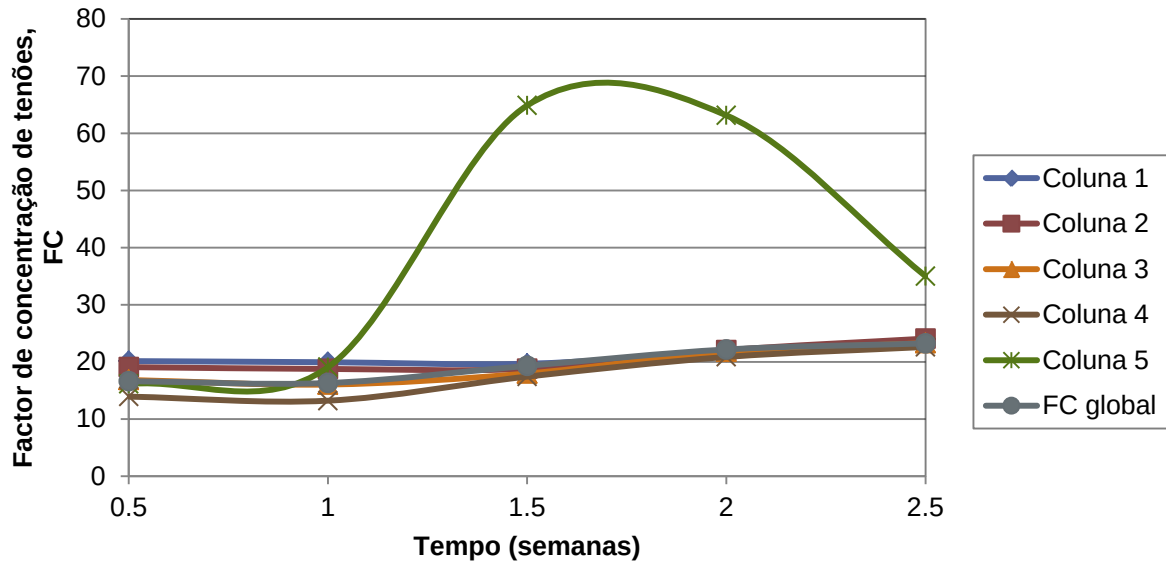
a)



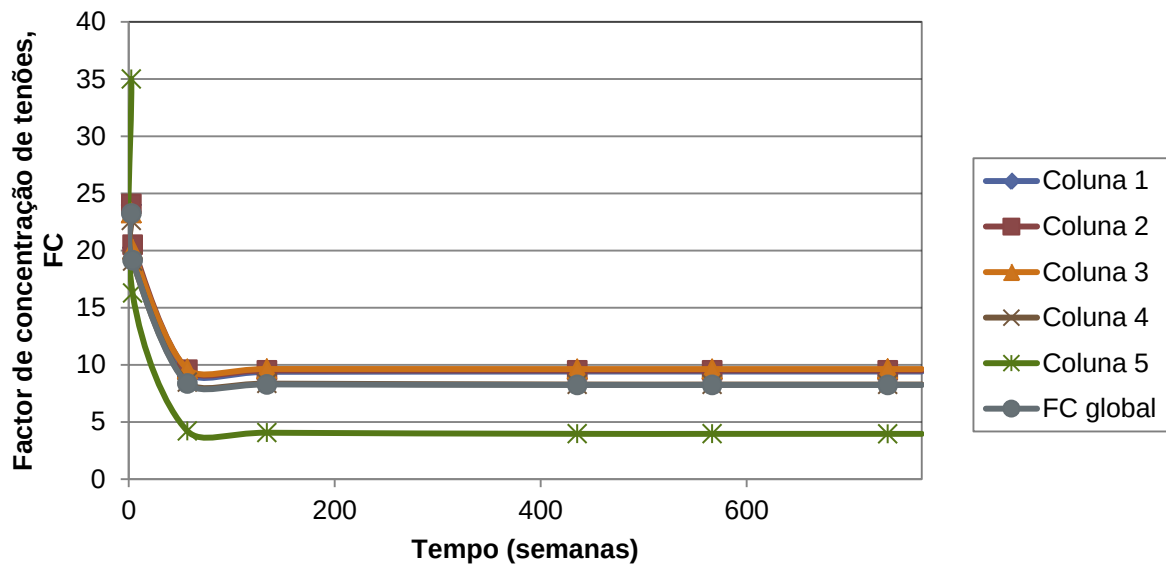
b)

Fig. 5.29 - Evolução temporal do factor de concentração de tensões à profundidade $z=0,5$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

À profundidade de 1 m, no final da fase construtiva, o valor do FC global toma o valor de 23,2, estabilizando no instante correspondente às 134,2 semanas, no qual toma um valor muito próximo de 8,2, que apresenta no final da consolidação.



a)



b)

Fig. 5.30 - Evolução temporal do factor de concentração de tensões à profundidade $z=1$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

A Fig. 5.31 mostra a evolução em profundidade do coeficiente de concentração de tensões referente à coluna 1, no final da consolidação. Pela análise da figura constata-se que FC aumenta globalmente em profundidade, resultado de uma maior transferência de tensões para a coluna, exibindo três comportamentos distintos em profundidade. Inicialmente parte de um valor de 3,3 à superfície e aumenta até atingir 43,5 à profundidade de 5,4 m; às profundidades entre 5,4 e 6,4 m, o valor de FC diminui até atingir 42,1; a partir da profundidade de 6,4 m, aumenta e diminui até atingir 38,7, à profundidade de 7,5 m, apresentando um valor máximo, nesta zona, à profundidade de 6,9 m.

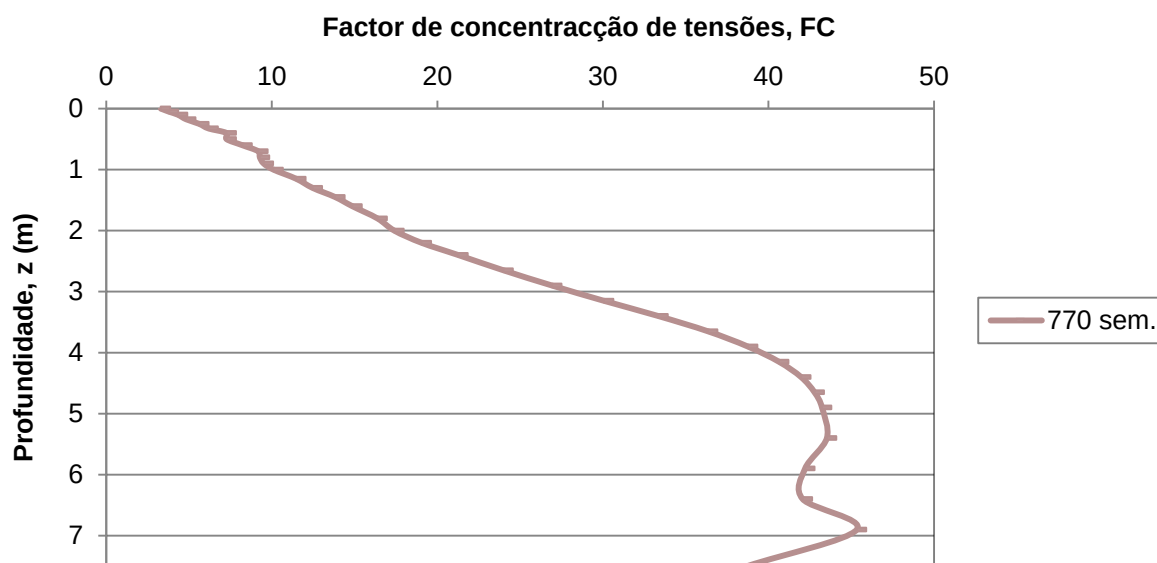


Fig. 5.31 - Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade, no final da consolidação

Com o intuito de perceber melhor a variação de FC em profundidade apresenta-se na Fig. 5.32 os diagramas dos acréscimos de tensão efectiva vertical nas coluna 1 e no solo mole.

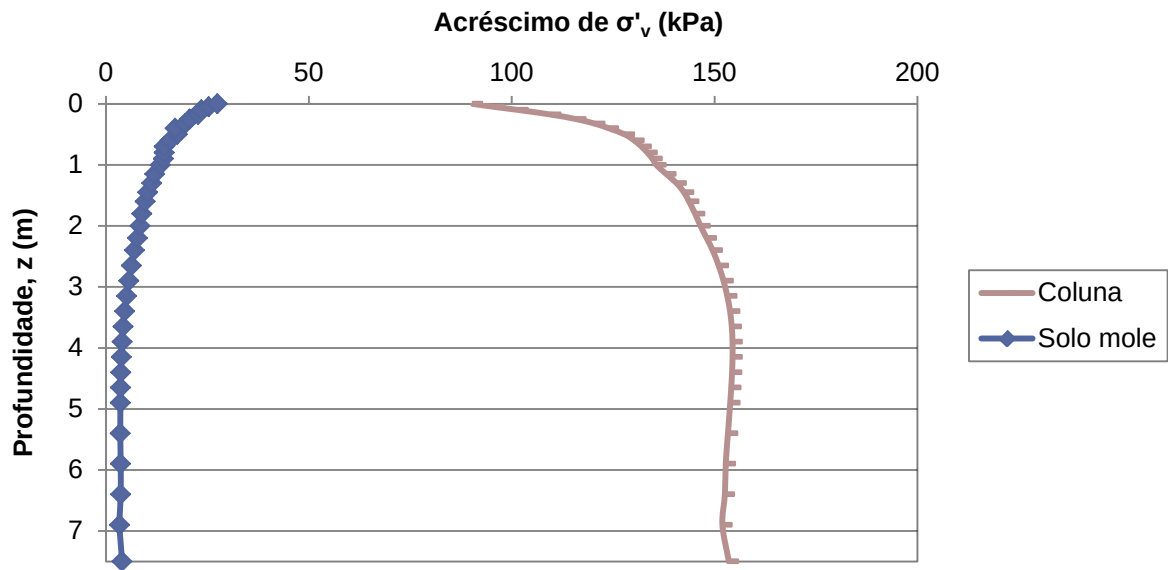


Fig. 5.32 - Evolução dos acréscimos de tensão efectiva vertical na coluna e no solo em profundidade, no final da consolidação

Por razões de escala e de interpretação, representou-se de forma individualizada o diagrama dos acréscimos de tensão efectiva vertical no solo mole (Fig. 5.33).

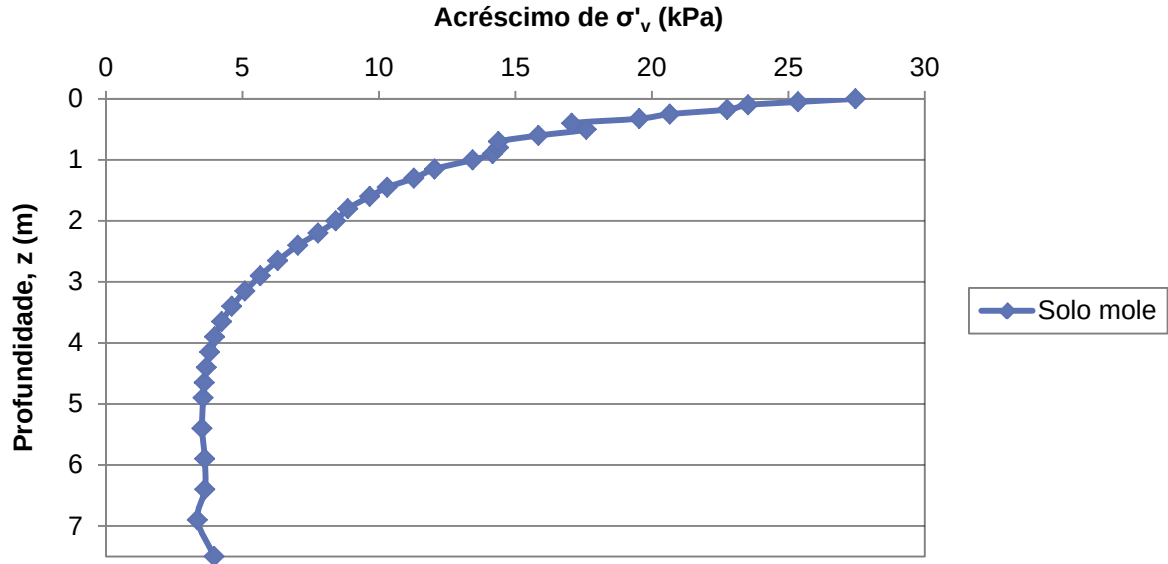


Fig. 5.33 - Acréscimos de tensão efectiva no solo mole no final da consolidação

As duas figuras anteriores permitem corroborar a análise efectuada acerca da Fig. 5.31, dado que para a profundidade entre os 0 e os 5,4 m, regista-se um significativo aumento da tensão efectiva vertical na coluna, acompanhada de uma diminuição no solo mole, fruto das tensões de corte introduzidas por efeito de arco, nas interfaces colunas/solo mole (com sentido descendente nas colunas e sentido ascendente no solo). Esta diminuição de tensão efectiva vertical no solo mole, aliada aos baixos

valores que apresenta e ao aumento na coluna, leva a que FC apresente valores elevados e crescentes neste intervalo de profundidade. Para profundidades entre os 5,4 e 6,4 m, na sua generalidade, verifica-se um efeito de arco inverso, ou seja, uma diminuição tensão efectiva vertical na coluna acompanha de um ligeiro aumento de tensão no solo mole, retratando-se um efeito de arco “oposto” que resulta numa transferência de tensão da coluna para o solo mole.

O conceito de nível de tensão, SL (stress level), permite quantificar a proximidade de um determinado estado de tensão em relação à situação de estado crítico. O nível de tensão é definido pela seguinte expressão:

$$SL = \frac{q}{Mp} \quad (5.4)$$

em que q é a tensão de desvio, M o declive da linha de estados críticos no referencial $p - q$ e p a tensão média efectiva. Este coeficiente varia entre 0 e 1, para os solos normalmente consolidados, sendo que o valor 1 representa a rotura última ou o estado crítico.

Nas Fig.s 5.34 e 5.35 ilustram-se através de mapas de colorações, os níveis de tensão mobilizados respectivamente na fase construtiva e na fase pós-construtiva. A análise destas permite destacar os seguintes comentários:

- Como seria expectável, o nível de tensão no solo mole aumenta ao longo do processo construtivo e diminui no processo pós-construtivo;
- O nível de tensão na base do aterro ao nível do geossintético aumenta com o decorrer do processo de consolidação devido à maior deformação do geossintético;
- Identificam-se zonas do solo mole em estado crítico logo após a colocação da primeira camada de aterro de 0,5 m de espessura. Este facto prende-se com o aumento da tensão de desvio associado ao aumento das distorções resultantes dos assentamentos não uniformes nessas zonas;
- Na primeira semana e meia começa-se a verificar nas ligações do geossintético às colunas zonas do material do aterro em estado crítico. Estas são zonas de ligação entre quatro elementos diferentes, solo mole, geossintético, colunas de jet grout e material de aterro onde se dá a transmissão de cargas para as colunas tanto por efeito de arco no corpo do aterro, como pelo geossintético.

Com o assentamento do solo entre colunas, há lugar à formação dos mecanismos de efeito de arco, e consequentemente, ao desenvolvimento de tensões de corte no material do aterro. O desenvolvimento deste mecanismo no corpo do aterro pode ser observado na Fig. 6.34. O desenvolvimento das tensões de corte no corpo do aterro, pode ser verificado pelo aumento da área do aterro em estado crítico.

- Ao longo do período pós-construtivo, verifica-se que SL decresce com a consolidação. Este decréscimo deve-se à dissipação dos excessos de pressão neutra, que está associado ao aumento da tensão efectiva média, traduzindo-se numa redução do SL.

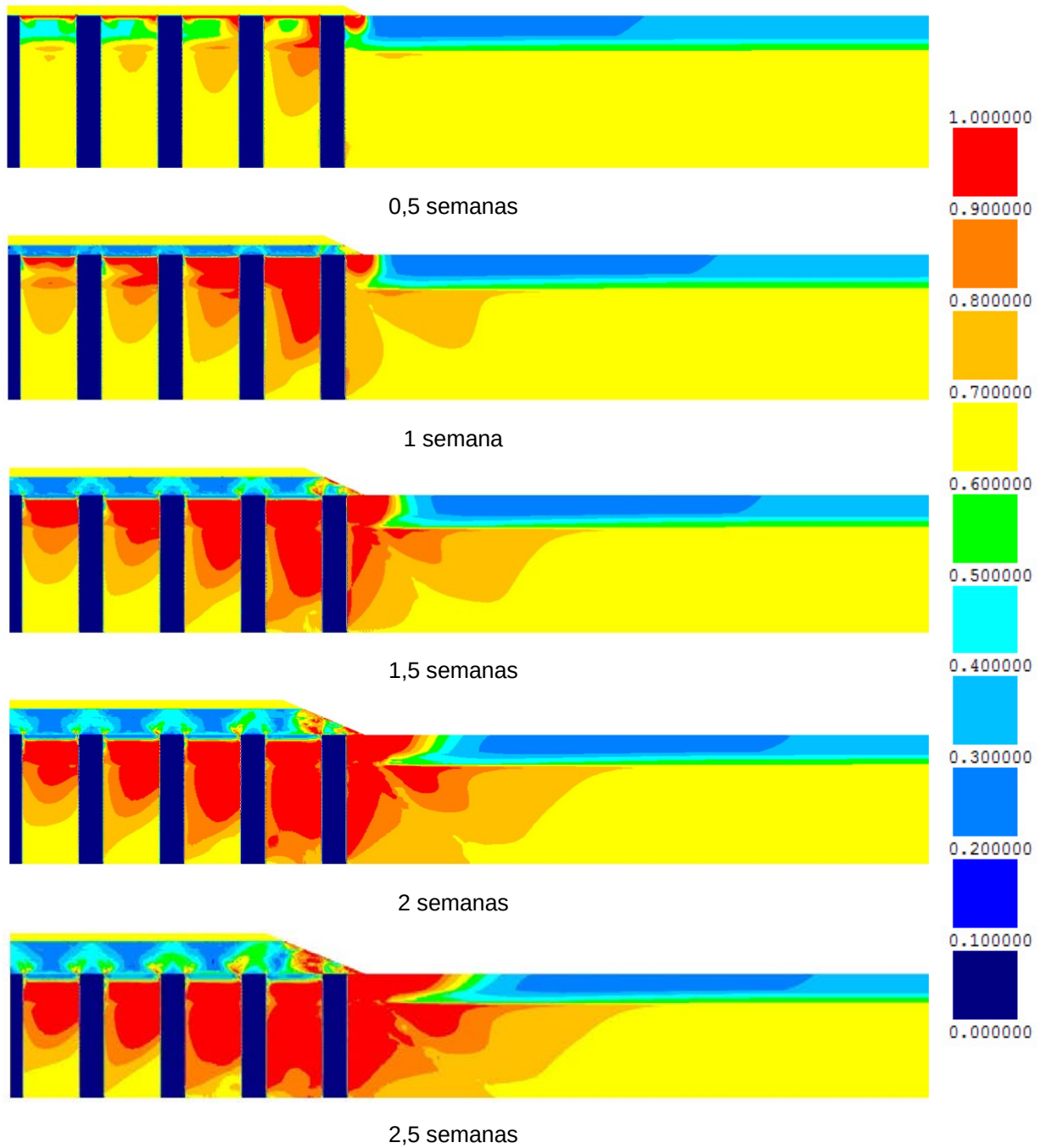


Fig. 5.34 - Níveis de tensão durante a fase construtiva

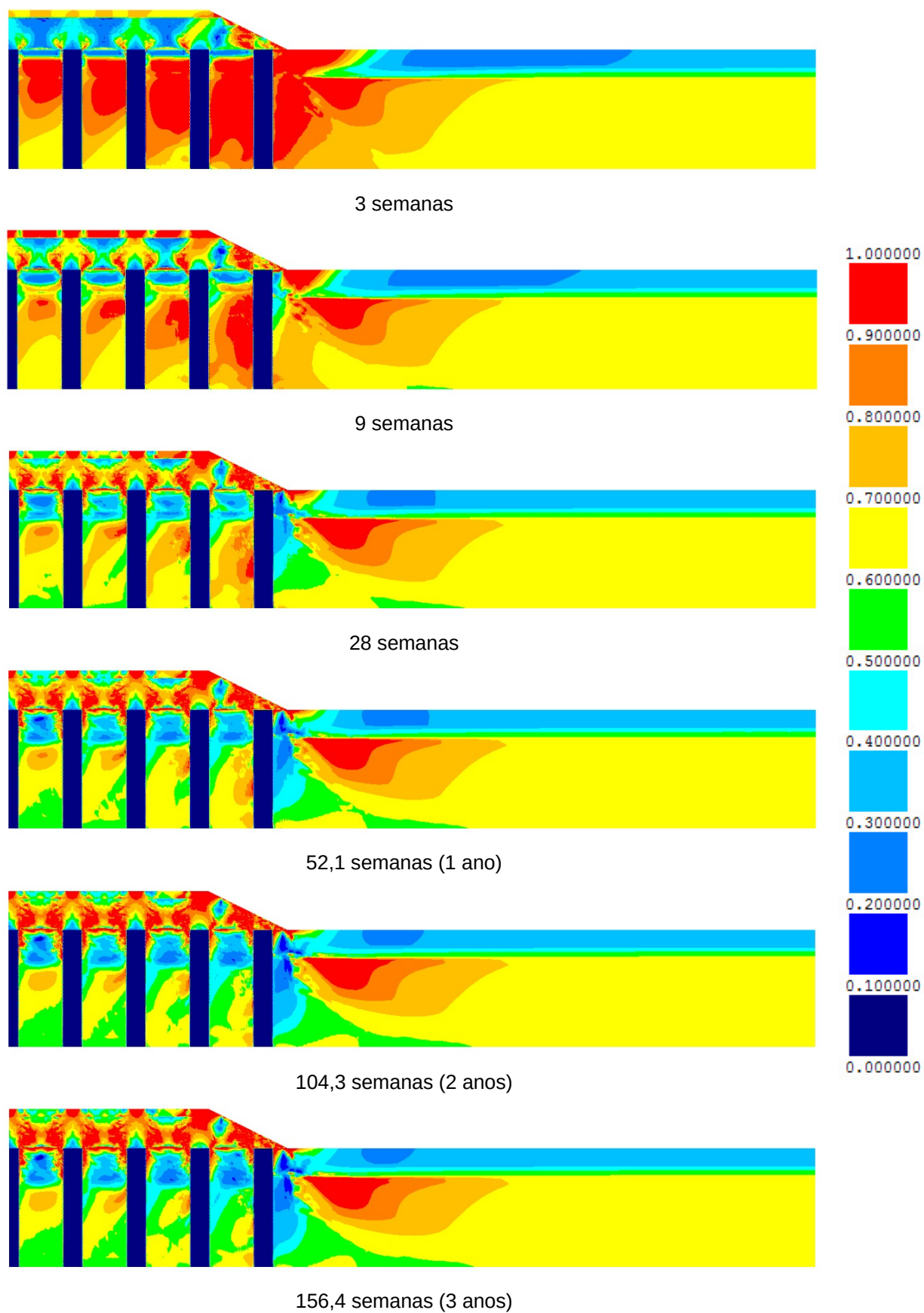
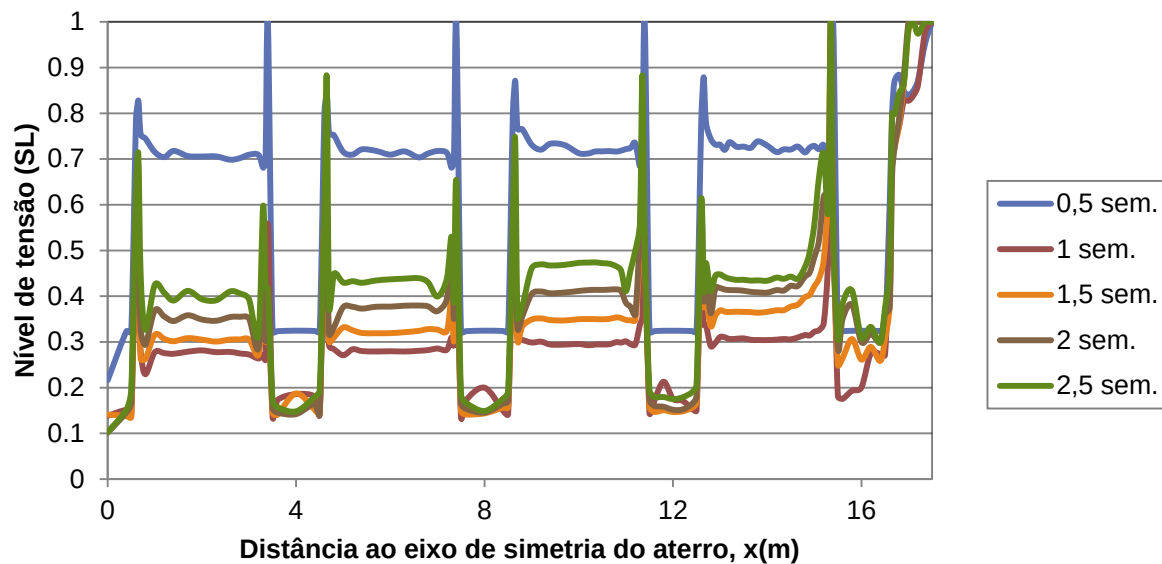
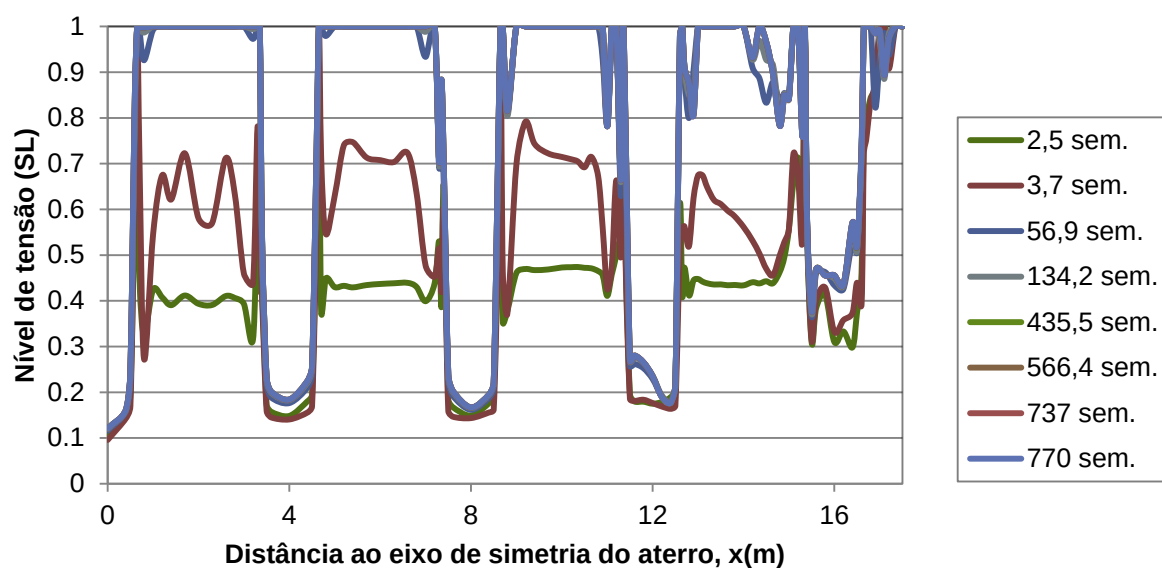


Fig. 5.35 - Níveis de tensão na fase pós-construtiva

Como complemento aos resultados das Fig.s 5.34 e 5.35, apresentam-se nas Fig.s 5.36 a 5.38 as evoluções dos níveis de tensão em diversos instantes de tempo para a base do aterro e para as profundidades de 0,5 m e 1 m.

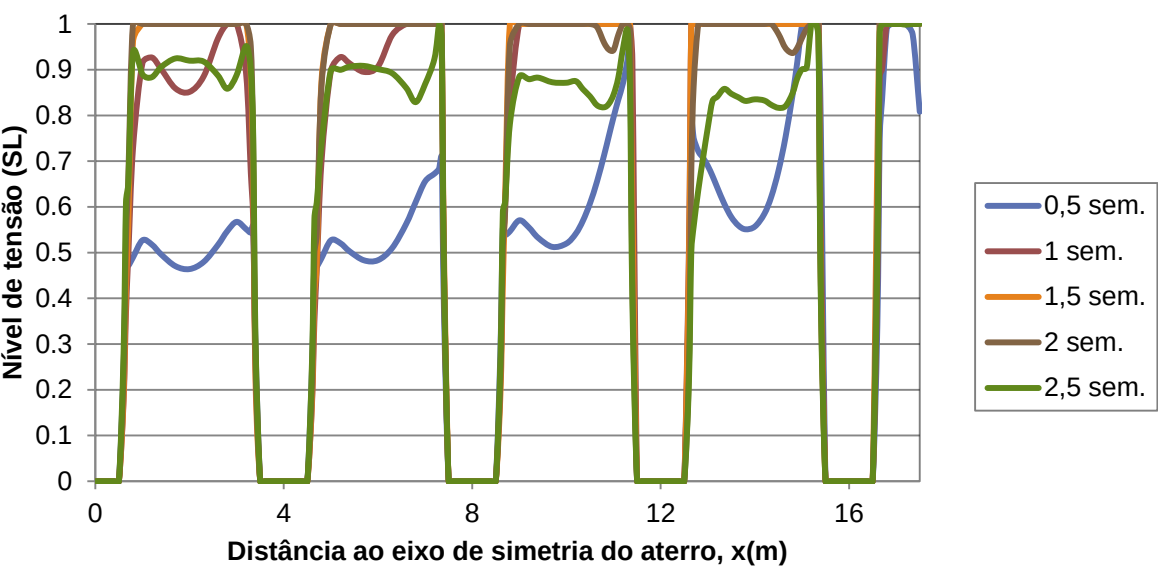


a)

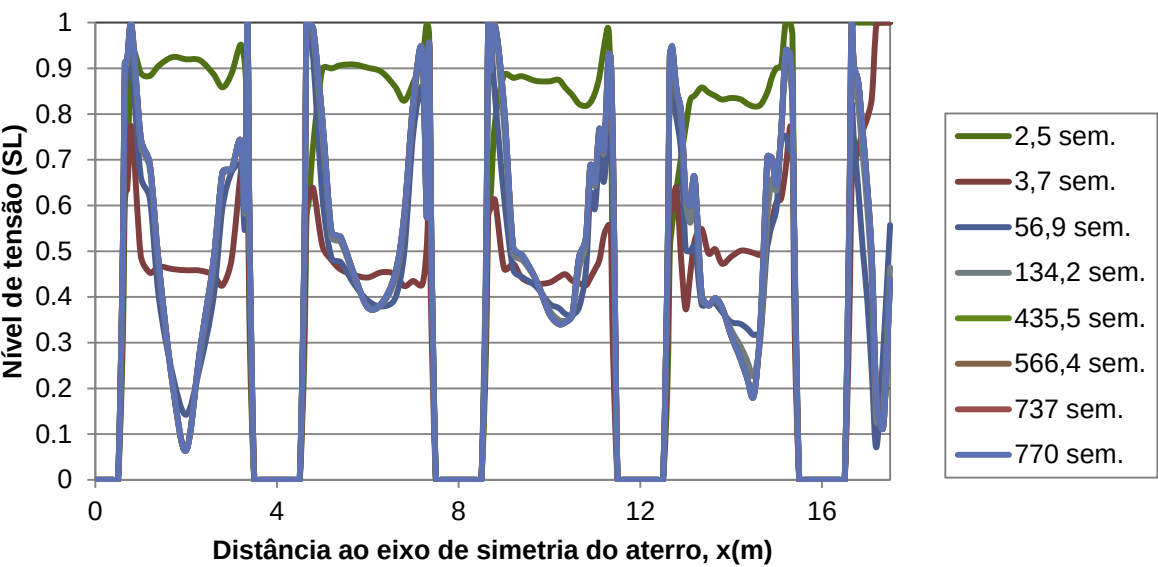


b)

Fig. 5.36 - Evolução temporal do nível de tensão na base do aterro ($z=0$), durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

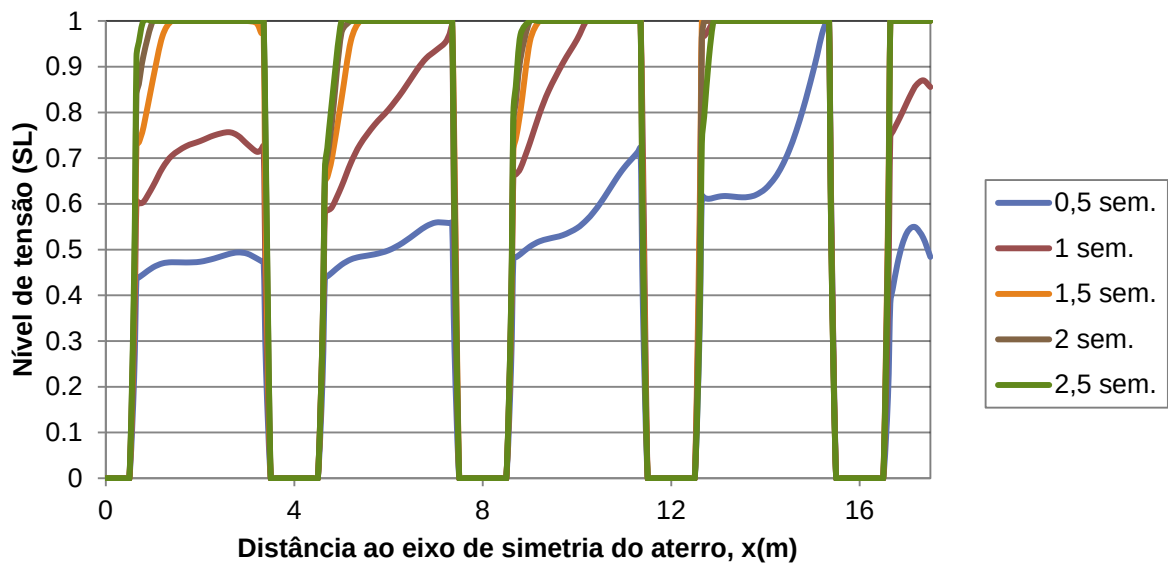


a)

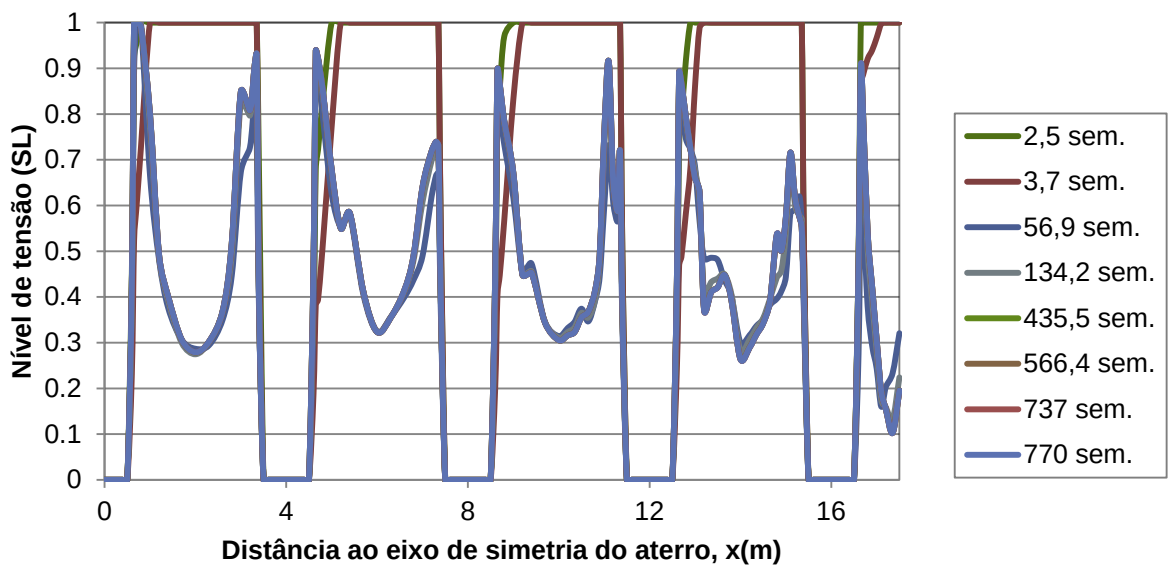


b)

Fig. 5.37 - Evolução temporal do nível de tensão à profundidade z=0,5 m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva



a)

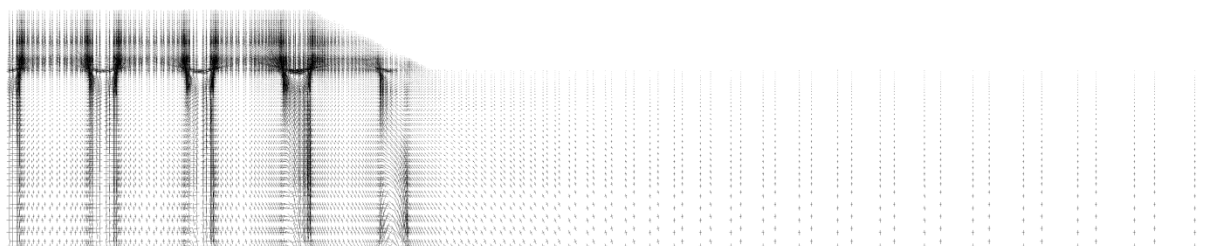


b)

Fig. 5.38 - Evolução temporal do nível de tensão à profundidade $z=1$ m, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

Apresenta-se na Fig. 5.39 a imagem global das cruzetas das tensões principais efectivas no final da construção e no final da consolidação. Na Fig. 5.40 a mesma imagem ampliada apanhando as colunas e o aterro. Estas figuras (principalmente a Fig. 5.40), mostram com muita nitidez os mecanismos de efeito de arco no aterro propriamente dito, por um lado, e nas interfaces solo mole-colunas, por outro. Constata-se também uma grande concentração de tensão nas proximidades do ponto de encontro dos materiais, geossintético, coluna de jet grout e do solo mole. Nesta zona processa-se uma parte significativa a transferência de carga da PTC para a coluna.

Através das direcções das cruzetas de tensão, é perceptível na Fig. 5.40, o sentido das tensões tangenciais nas proximidades da interface coluna/solo mole, no final da consolidação; nas camadas mais superficiais, o solo mole exerce sobre a coluna tensões tangenciais dirigidas para baixo, invertendo-se o sentido nas camadas mais profundas.

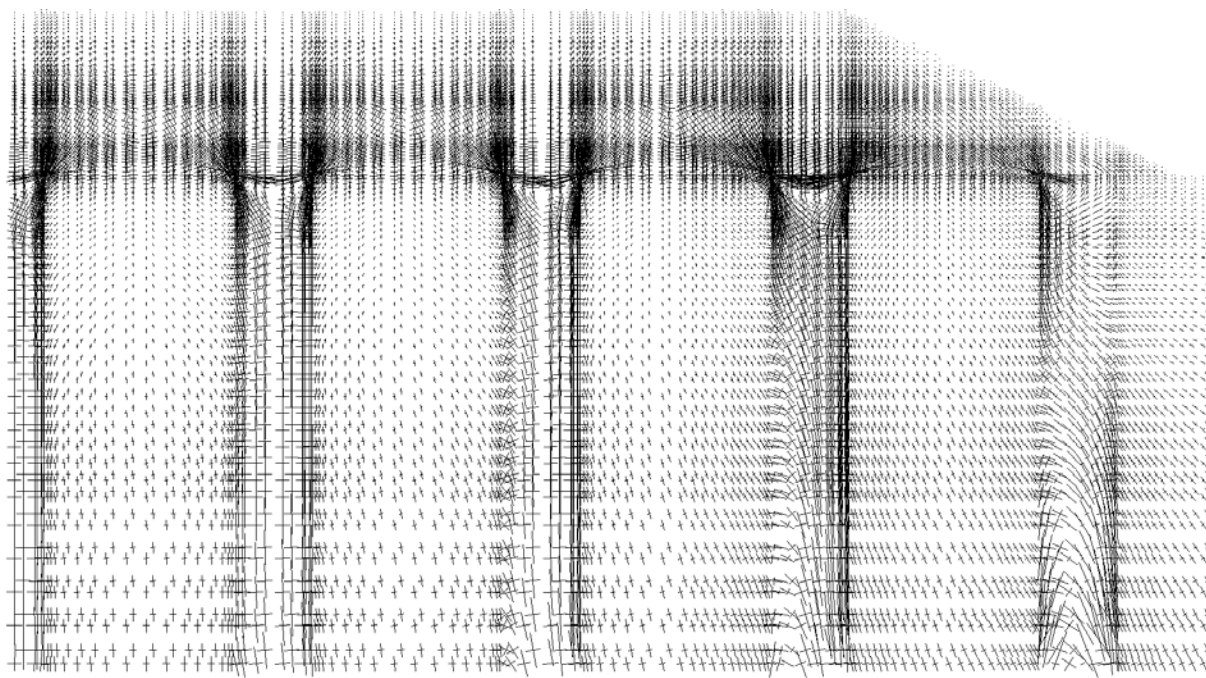


a)

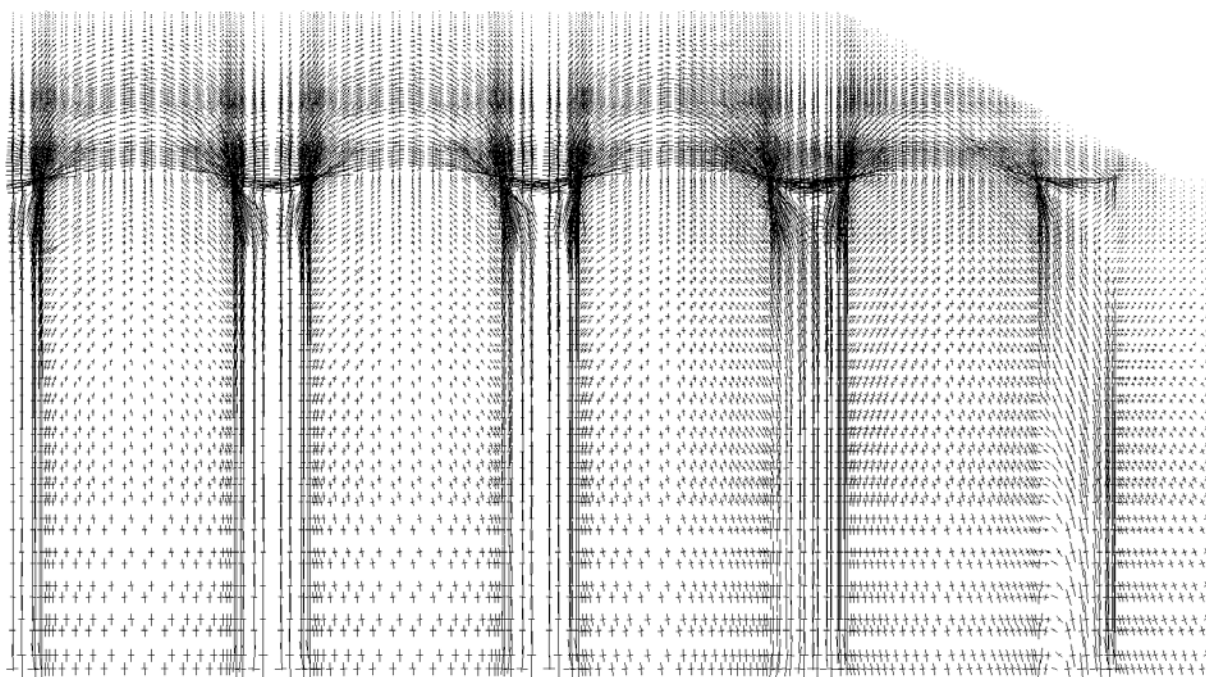


b)

Fig. 5.39 - Cruzetas de tensões principais efectivas (imagem global): a) no final da construção (2,5 semanas);
b) no final da consolidação (770 semanas)



a)



b)

Fig. 5.40 - Cruzetas de tensões principais efectivas (imagem ampliada): a) no final da construção (2,5 semanas); b) no final da consolidação (770 semanas)

O coeficiente de efeito de arco de cada coluna é definido pelo quociente entre a tensão vertical média aplicada sobre o geossintético na área de solo mole correspondente à área de influência da coluna e a tensão vertical média em cada instante na mesma área devida à carga do aterro,

$$\rho = \frac{q}{\gamma \cdot H} \quad (5.5)$$

sendo H o valor da altura média do aterro na área em questão. Este coeficiente é tanto maior quanto menor for o efeito de arco na massa do aterro, tendo no máximo o valor de 1.

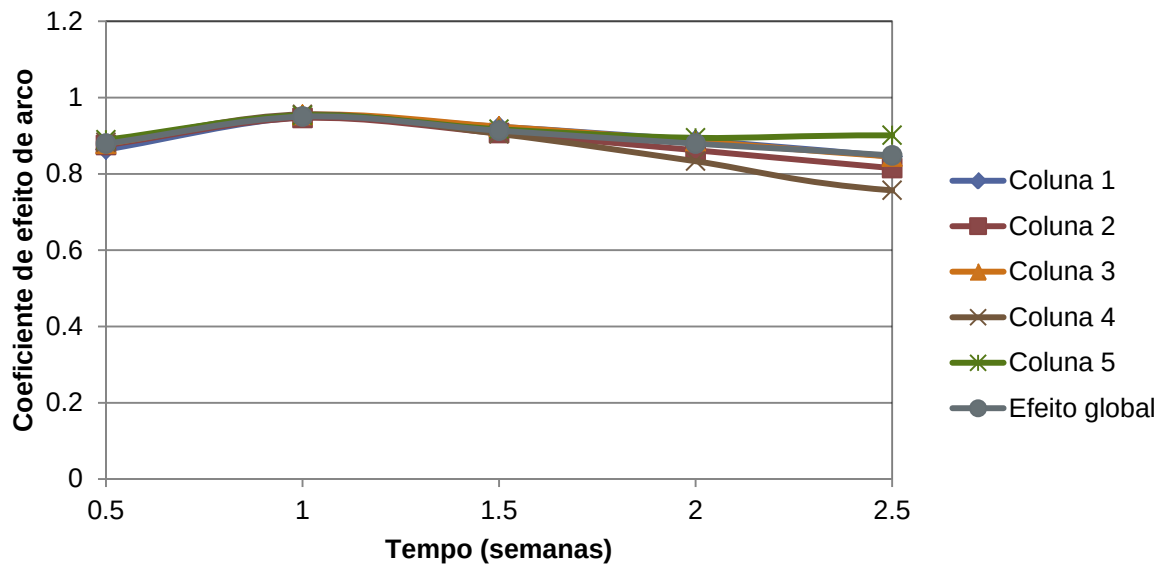
Este coeficiente, ρ , é importante no dimensionamento do geossintético pelos métodos simplificados nos quais a tensão se admite constante. O valor de ρ corresponde pois à percentagem de carga que está instalada sobre o geossintético na área de solo mole (na área de influência da coluna) que não foi transmitida, por efeito de arco, no corpo do aterro, para o topo das colunas. É assim o parâmetro mais adequado quando o objectivo pretendido é analisar este mecanismo de transferência de carga.

Na Fig. 5.41 é ilustrada a evolução dos coeficientes do efeito de arco das diferentes colunas durante os períodos construtivo e pós-construtivo, bem como o coeficiente de arco global (este coeficiente é definido aplicando a expressão 5.5 a toda a área correspondente a solo mole entre colunas na base do aterro).

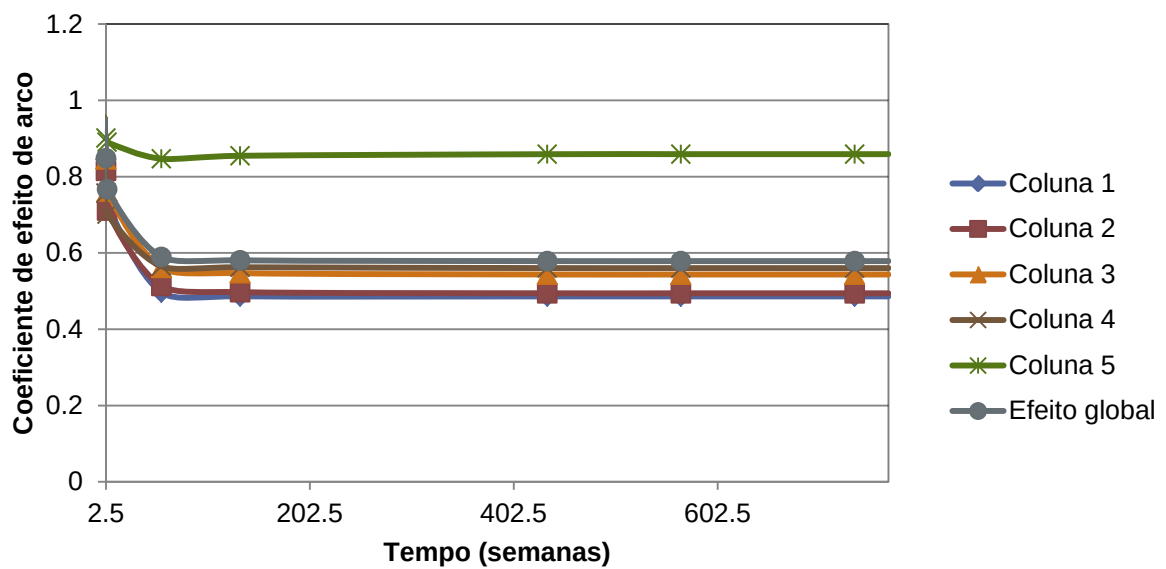
Pela observação da Fig. 5.41, verifica-se que o efeito de arco global diminui, ou seja, que a percentagem de carga transmitida para as colunas por efeito de arco no corpo do aterro aumenta, quer no período construtivo (excepto até 1 m de altura do aterro), quer após este. No final da construção apenas cerca de 20% da carga é transferida para as colunas no corpo do aterro. Ao longo do tempo, o assentamento diferencial na base do aterro, que está na origem da mobilização do efeito de arco no aterro (ver ponto 2.6), faz com que a carga seja progressivamente transferida para as colunas, aliviando a carga sobre o geossintético, o que se reflecte por um valor do coeficiente de efeito de arco mais baixo.

A força de tracção desenvolvida no geossintético em função da distância ao eixo de simetria, para o final da consolidação é apresentada na Fig. 5.42. A força de tracção máxima tem o valor de 60,44 kN/m. A força de tracção no geossintético não é constante ao longo da base do aterro, situando-se o valor máximo entre as colunas 3 e 4, zona em que se constata pois como máxima a soma dos dois efeitos que produzem tracções no geossintético, ou seja, o seu funcionamento como catenária entre as colunas e o seu traccionamento devido aos deslocamentos laterais do problema nessa zona.

Na Fig. 5.43 é apresentado o diagrama de extensões no geossintético em função da distância ao eixo de simetria do aterro. Dado que o comportamento do geossintético foi admitido elástico linear a configuração das Fig.s 5.42 e 5.43 é naturalmente idêntica.



a)



b)

Fig. 5.41 - Variação dos coeficientes de efeito de arco das colunas e global, durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva

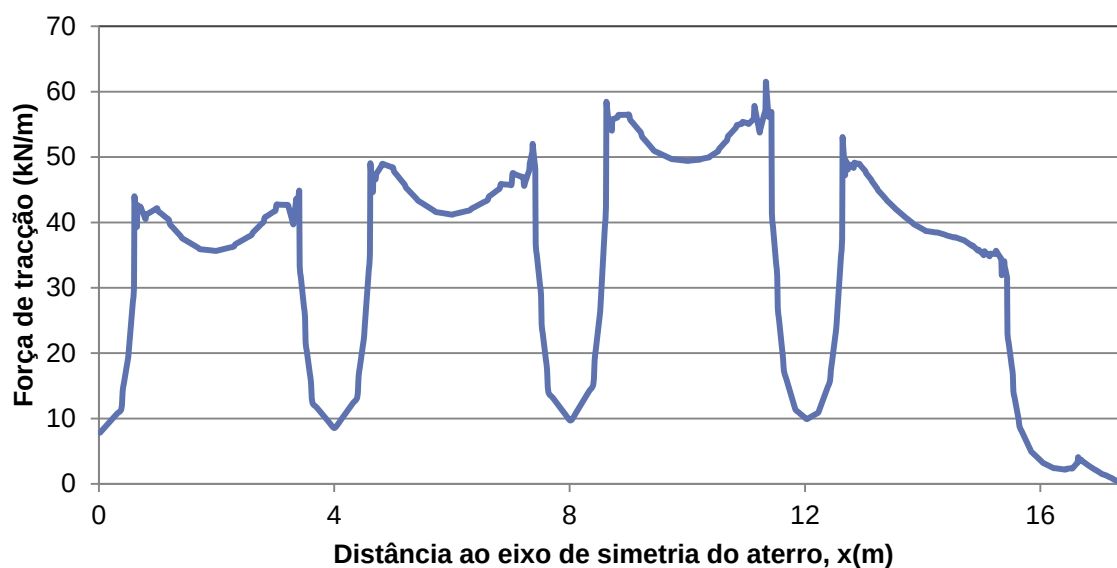


Fig. 5.42 - Força de tracção no geossintético para o final da consolidação, em função da distância ao eixo de simetria

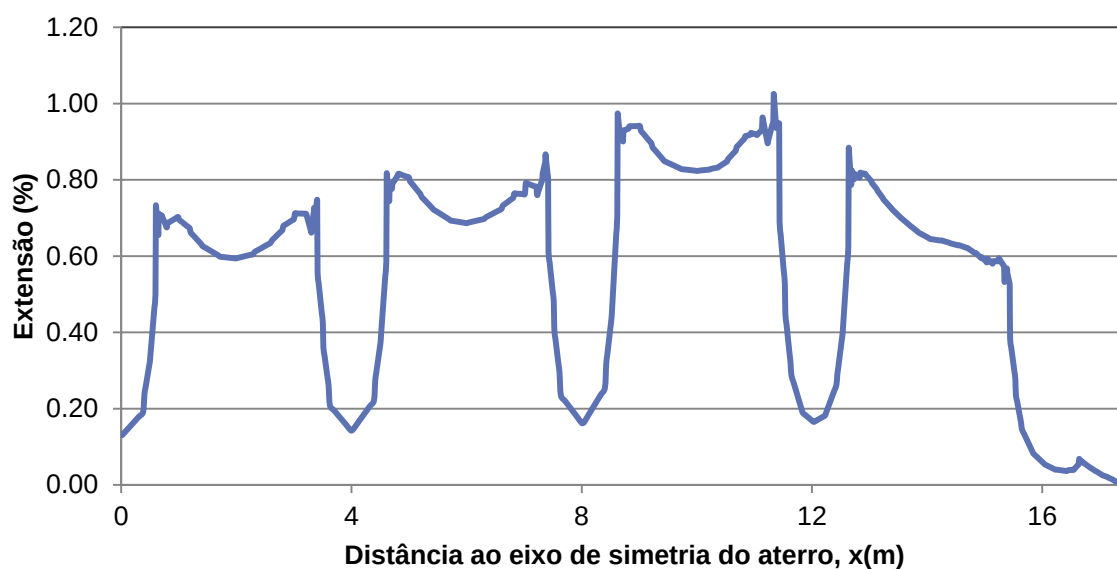


Fig. 5.43 - Extensão no geossintético para o final da consolidação, em função da distância ao eixo de simetria

No final da consolidação a extensão máxima do geossintético é de 1,05%, muito inferior ao valor de 6%, limite máximo recomendado neste tipo de obras para a deformação do geossintético, como se viu no Capítulo 2.

O coeficiente de eficácia do sistema de reforço (colunas de jet grout encabeçadas por geossintético), f , é definido pela percentagem da carga total do aterro que é transmitida para as colunas, sendo (Marques, 2008):

$$f = \frac{Q_c}{Q_t} \quad (5.6)$$

em que Q_c é a carga suportada pelas colunas e Q_t a carga total do aterro. O cálculo de Q_c é dado pela expressão:

$$Q_c = \sum Q_{c_i} \quad (5.7)$$

em que Q_{c_i} é a carga suportada pela coluna i (neste caso, $i = 1, 2, 3, 4$ e 5). O cálculo de Q_{c_i} é feito a partir da determinação do assentamento médio, ΔL , da extremidade superior da coluna. Dado o comportamento elástico linear do material da coluna, conhecido o ΔL , obtém-se Q_{c_i} aplicando sucessivamente as seguintes expressões:

$$\varepsilon_{m(coluna)} = \frac{\Delta L}{L} \quad (5.8)$$

$$\sigma_{(coluna)} = E \cdot \varepsilon_{m(coluna)} \quad (5.9)$$

$$Q_{c_i} = \sigma_{(coluna)} \cdot A_{(coluna)} \quad (5.10)$$

em que $\varepsilon_{m(coluna)}$ é a extensão média, L o comprimento da coluna, $\sigma_{(coluna)}$ o acréscimo de tensão médio sobre a coluna, E o módulo de deformabilidade da coluna e $A_{(coluna)}$ a área da coluna (neste caso, corresponde a 1 m de desenvolvimento longitudinal).

A carga total do aterro por metro de desenvolvimento longitudinal, é dado pela expressão:

$$Q_t = \gamma \frac{l_{base} + l_{topo}}{2} H \quad (5.11)$$

em que γ é o peso volúmico do aterro, H a altura do aterro e l_{base} e l_{topo} as larguras da base e do topo do aterro.

Analisando os resultados da Fig. 5.44 verifica-se que f aumenta quer no período construtivo quer no período pós-construtivo, atingindo no final da consolidação um valor bastante elevado, ligeiramente superior a 0,90. Este valor é bastante próximo do valor máximo teórico de 1, correspondente à situação em que a carga total do aterro seria totalmente suportada pelas colunas o que mostra a muito boa eficácia do sistema de reforço utilizado em termos de transferência de cargas para os elementos de reforço (colunas). Note-se que o coeficiente, f , tem em conta globalmente os três mecanismos de transferência de carga para as colunas presentes neste tipo de problemas (Marques, 2008):

- Por efeito de arco na massa do aterro;
- Transferência de carga do geossintético para as colunas;
- Por efeito de arco, abaixo do aterro, no solo mole (tensões tangenciais de atrito nas superfícies laterais das colunas).

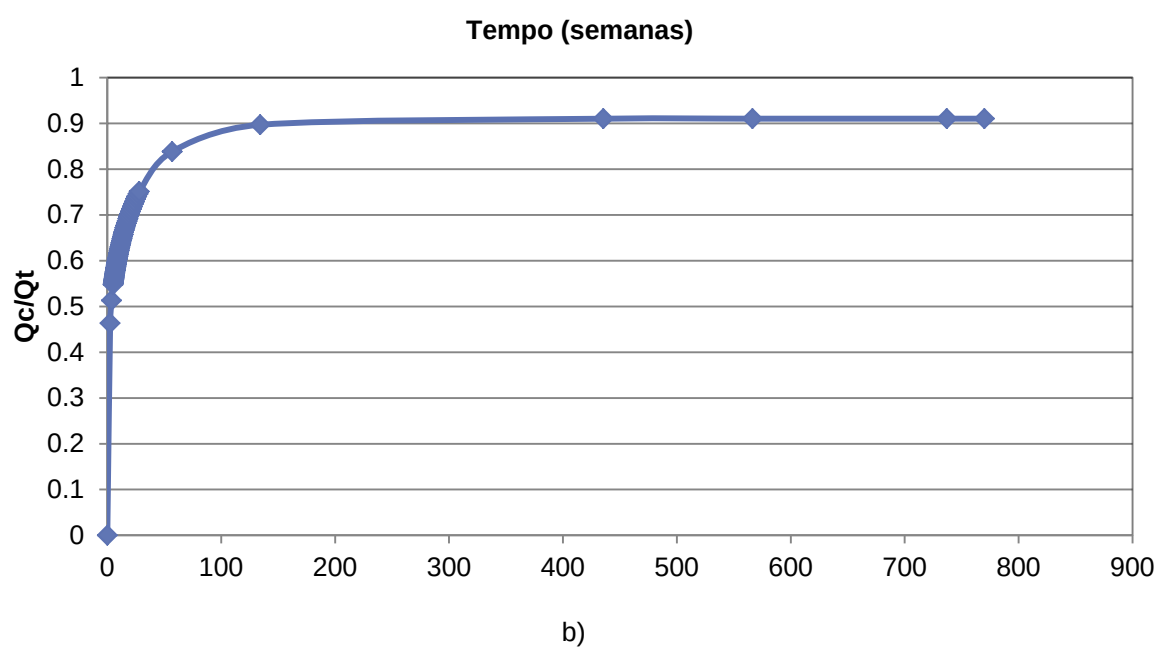
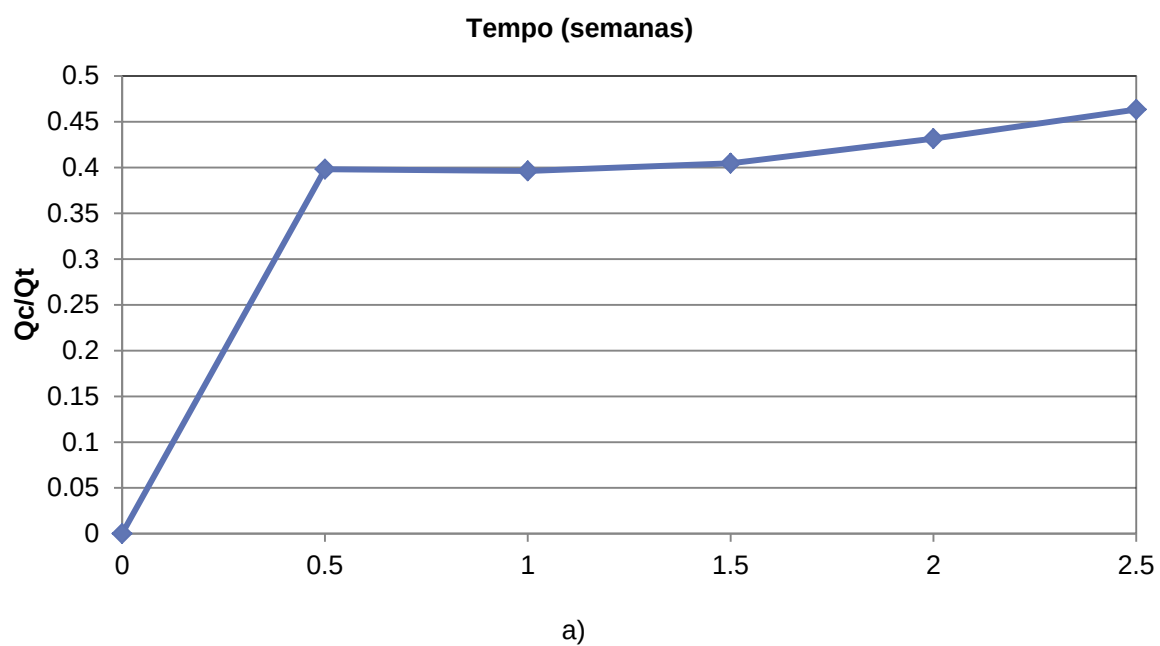


Fig. 5.44 - Evolução temporal do coeficiente de eficácia do sistema de reforço, durante: a) a fase construtiva; b) a fase pós-construtiva

6

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

6.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior, usando o programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995), analisou-se o comportamento de um aterro sobre solos moles, reforçado com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético. Os resultados apresentados permitiram, por um lado, fundamentar a discussão dos aspectos essenciais do comportamento mecânico deste tipo de obras e, por outro, avaliar a eficiência dos efeitos estruturais resultantes da utilização de colunas de jet grout encabeçadas por geossintético, na construção de aterros sobre solos moles. Pretende-se, agora, alargar e aprofundar essa discussão mediante a análise comparada dos efeitos resultantes da variação de alguns parâmetros que influenciam o funcionamento das obras em questão.

Assim, tendo por base o estudo realizado no Capítulo 5, analisa-se e compara-se, neste capítulo, o comportamento do sistema perante as alterações desses parâmetros, não só no que se refere à sua influência nos resultados finais, como também na evolução do comportamento ao longo do tempo.

Os parâmetros objecto de análise são:

- Disposição em planta das colunas de jet grout;
- Deformabilidade das colunas de jet grout;
- Rigidez à tracção do geossintético;
- Espaçamento entre colunas.

No Quadro 6.1 é apresentada uma síntese dos cálculos efectuados em todos os estudos paramétricos.

São apresentados os resultados, análises e considerações julgadas relevantes, não se entrando, no entanto, no pormenor das análises efectuadas no capítulo anterior. As conclusões tiradas neste Capítulo devem ser enquadradas nas condições específicas do problema estudado.

Quadro 6.1 - Síntese dos cálculos efectuados no estudo paramétrico

CASO DE ESTUDO	NOME DO CÁLCULO	E COLUNA (MPa)	RIGIDEZ DO GEOSSINTÉTICO (kN/m)	ESPAÇAMENTO TRANSVERSAL ENTRE COLUNAS (m)	ESPAÇAMENTO LONGITUDINAL ENTRE COLUNAS (m)
Disposição em planta das colunas de jet grout	A0	150	6000	4	Secantes
	A1	150	6000	4	4
	A2	150	6000	4	Alternado entre fiadas com colunas secantes e espaçadas de 4 m (ver Fig. 6.1)
	A3	150	6000	4	Alternado entre fiadas com colunas espaçadas de 4 m e secantes (ver Fig. 6.1)
Deformabilidade das colunas	E0	150	6000	4	4
	E1	100	6000	4	4
	E2	1000	6000	4	4
	E3	10000	6000	4	4
	E4	20000	6000	4	4
Rigidez do geossintético	J0	150	6000	4	Secantes
	J1	150	-	4	Secantes
	J2	150	1000	4	Secantes
	J3	150	3000	4	Secantes
	J4	150	12000	4	Secantes
Espaçamento entre colunas	L0	150	6000	3	Secantes
	L1	150	6000	3	3
	L2	150	6000	4	Secantes
	L3	150	6000	4	4

6.2. INFLUÊNCIA DA DISPOSIÇÃO DAS COLUNAS DE JET GROUT

6.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para avaliar a influência da disposição das colunas sobre o comportamento do sistema de reforço efectuaram-se 3 cálculos para além do estudo base (A0) variando o espaçamento longitudinal entre

colunas mantendo o espaçamento transversal de 4 m, apresentados no Quadro 6.2 e ilustrados na Fig. 6.1. As restantes propriedades, quer geométricas, quer dos materiais envolvidos, foram mantidas iguais às adoptadas no problema base.

Quadro 6.2 - Disposição das colunas de jet grout

CÁLCULO	ESPAÇAMENTO LONGITUDINAL ENTRE COLUNAS (m)
A0	SECANTES
A1	4
A2	Alternado entre fiadas com colunas secantes e espaçadas de 4 m (ver Fig. 6.1)
A3	Alternado entre fiadas com colunas espaçadas de 4 m e secantes (ver Fig. 6.1)

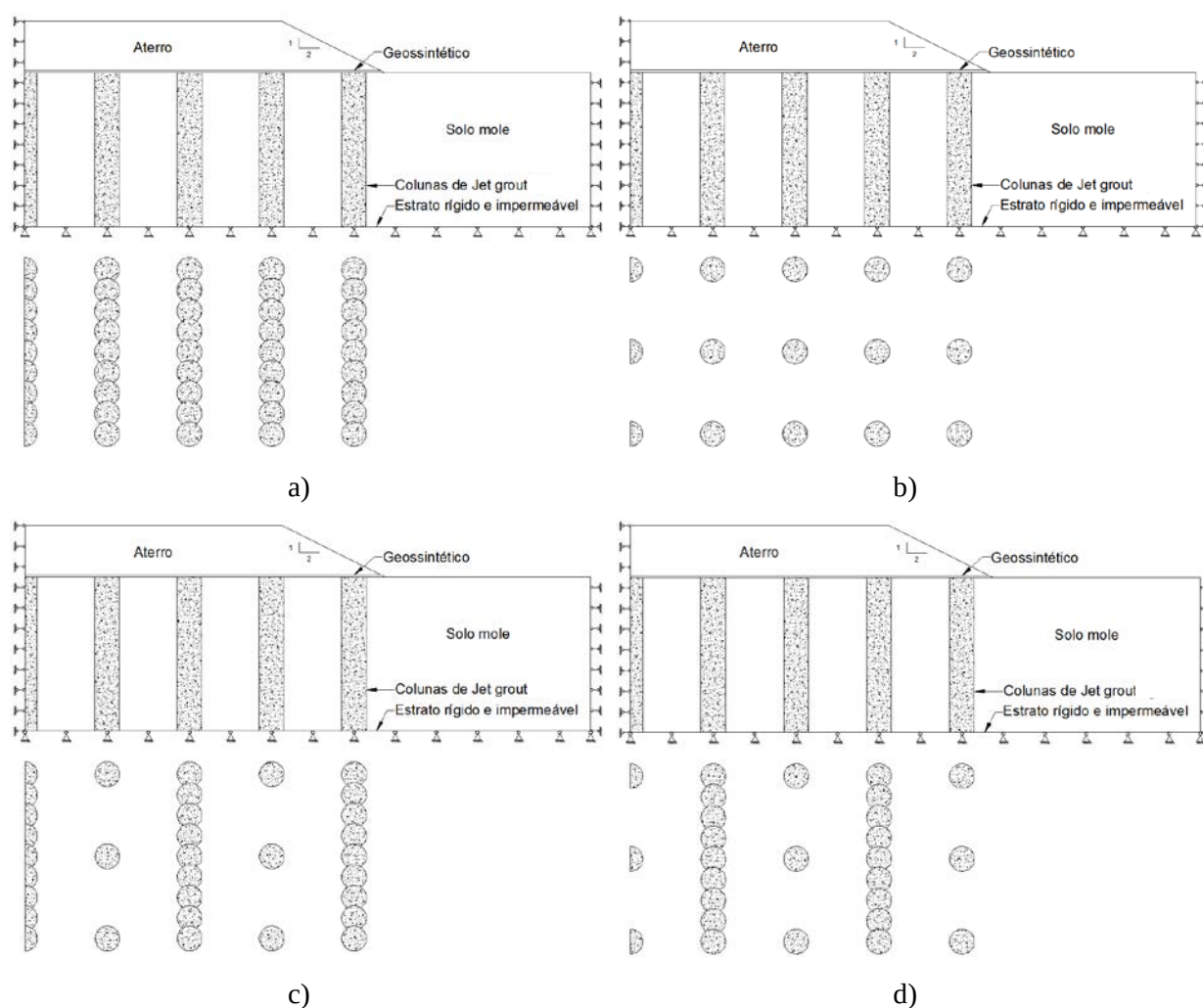


Fig. 6.1 – Representação esquemática dos diferentes modelos analisados: a) cálculo A0; b) cálculo A1; c) cálculo A2; d) cálculo A3

6.2.2. DESLOCAMENTOS

O cálculo A0, com fiadas de colunas secantes longitudinalmente, apresenta a menor área de influência de cada coluna. A maior área de influência de cada coluna (quatro metros de comprimento por quatro metros de largura), verifica-se para o cálculo A1. Os cálculos A2 e A3 apresentam áreas de influência intermédias pois resultam de uma combinação destes dois cálculos anteriores.

Em todos os cálculos a modelação foi feita em estado plano de deformação. Nestes termos, importa referir que, relativamente aos casos A1, A2 e A3, em que se altera o espaçamento longitudinal das colunas conforme indicado na Fig. 6.1, a modelação em estado plano de deformação é feita considerando um módulo de deformabilidade equivalente para as colunas, E_{eq} , nos seguintes termos:

$$E_{eq} = E_c \frac{A_c}{A_c + A_s} + E_s \frac{A_s}{A_c + A_s} \quad (6.1)$$

em que E_c e E_s são respectivamente os módulos de deformabilidade da coluna e do solo mole, e A_c e A_s as áreas de coluna e solo mole em cada fiada de colunas no comprimento igual ao espaçamento longitudinal entre colunas. Como E_s é, em geral, muito menor que E_c , pode-se, em termos práticos, desprezar a 2ª parcela da equação $E_{eq} = E_c \frac{A_c}{A_c + A_s} + E_s \frac{A_s}{A_c + A_s}$ (6.1).

Nas Fig.s 6.2 e 6.3 ilustram-se os assentamentos no final da consolidação na base do aterro e no topo do aterro, respectivamente, para diferentes disposições das colunas de jet grout. Como esperado, os assentamentos aumentam com a diminuição da área do conjunto das colunas.

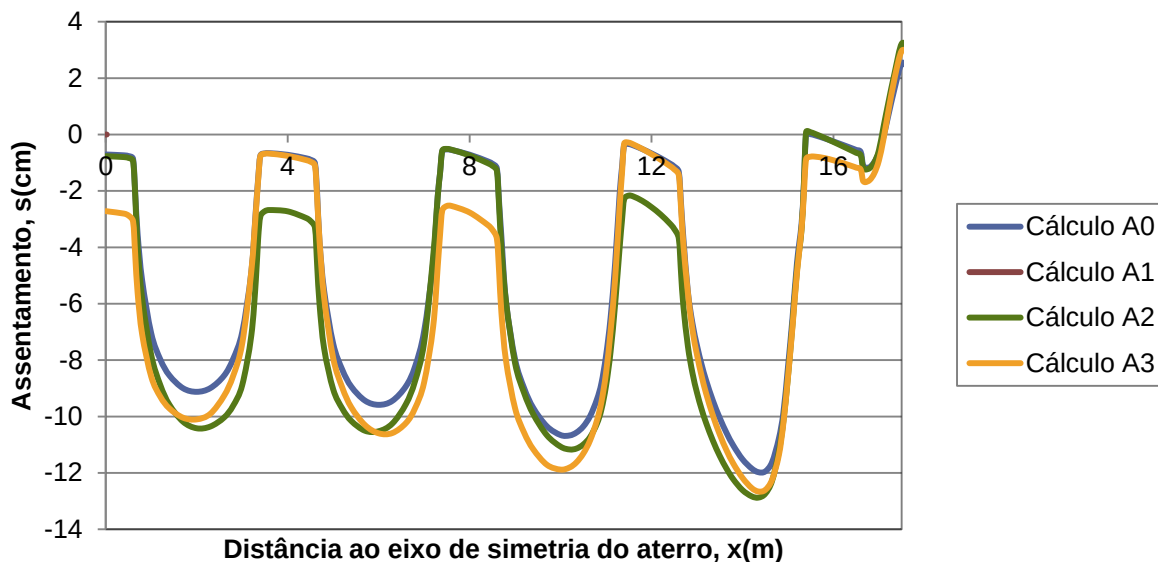


Fig. 6.2 - Assentamentos na base do aterro (z=0), no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout

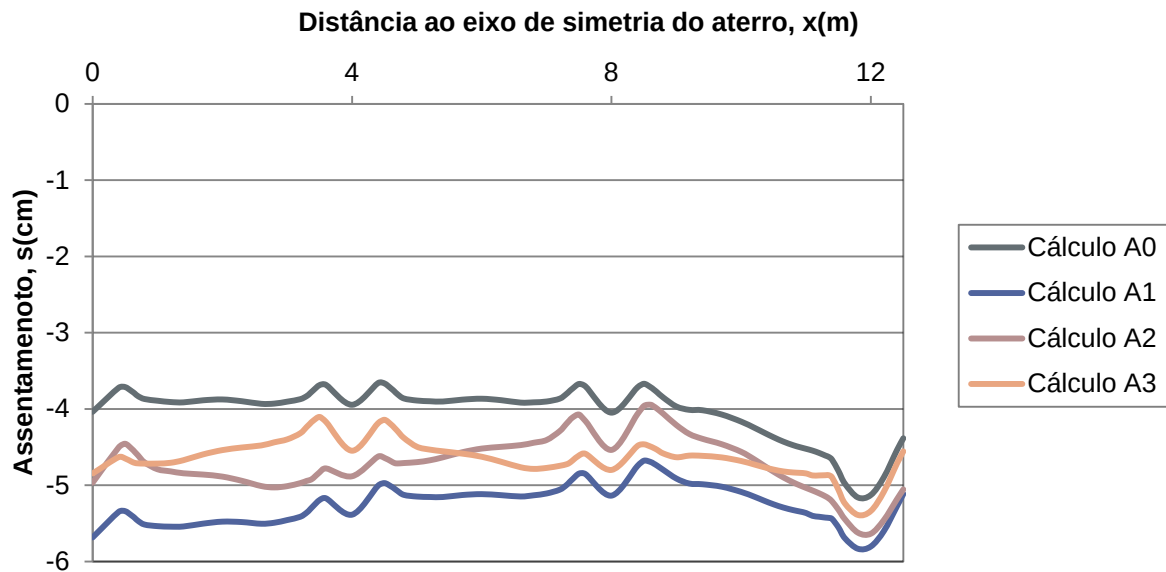


Fig. 6.3 - Assentamentos no topo do aterro ($z=-2,5$ m), no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout

Como seria expectável os assentamentos máximos verificam-se para o cálculo A1, modelo com menor área do conjunto de colunas e os assentamentos mínimos verificam-se para o cálculo A0 com maior área de todas as colunas. É de notar também que os assentamentos nos cálculos A2 e A3 no topo do aterro são menos uniformes como esperado, uma vez que existem fiadas alternadas de colunas secantes e de colunas espaçadas.

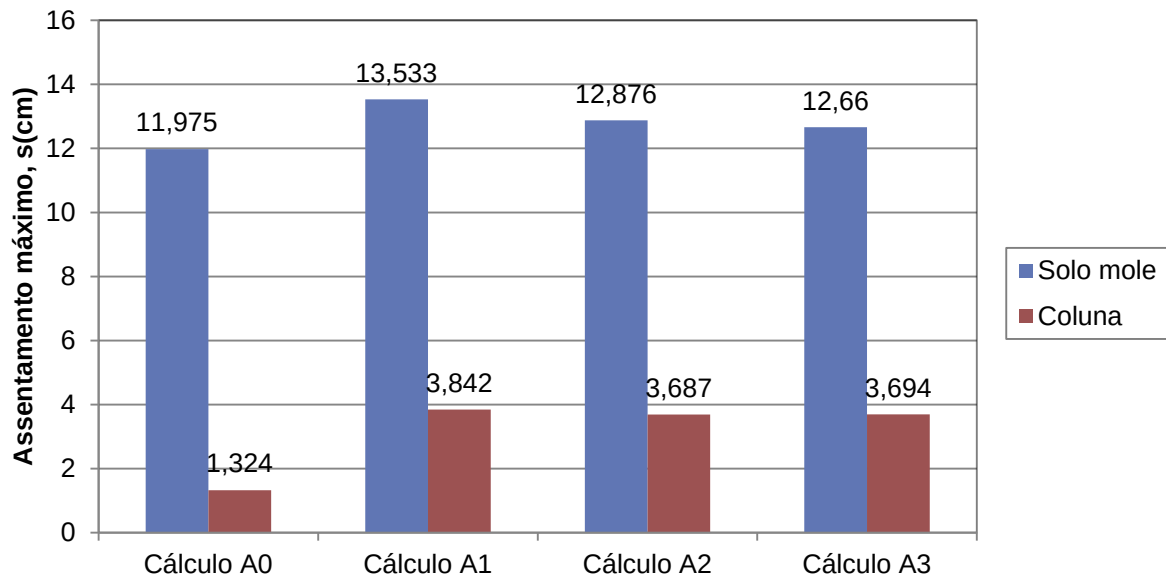


Fig. 6.4 - Assentamentos máximos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout

Apresenta-se na Fig. 6.5 a evolução temporal dos assentamentos máximos na base do aterro, para todos os cálculos efectuados. Estes resultados permitem referir que a disposição das colunas de jet grout não introduz alterações na evolução no tempo dos assentamentos, atingindo os assentamentos aproximadamente a partir do segundo ano, um valor muito próximo do final. As curvas para os cálculos A2 e A3 praticamente se sobrepõem, evidenciando que a alternância de fiadas de colunas secantes com fiadas de colunas espaçadas de 4 m não introduz variação do assentamento máximo.

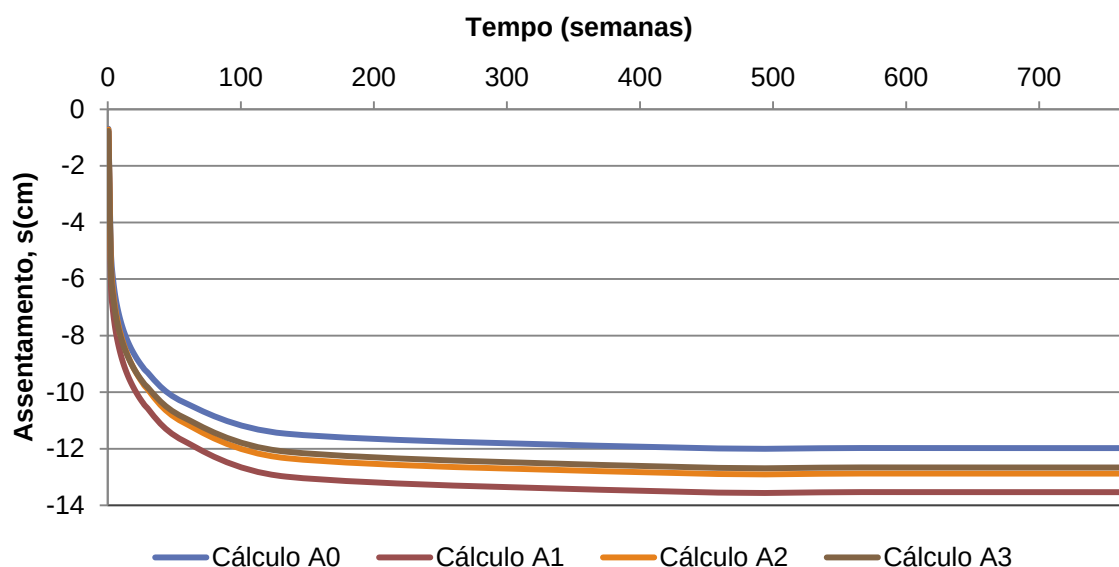


Fig. 6.5 - Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para diferentes disposições das colunas de jet grout

A Fig. 6.6 mostra a evolução dos assentamentos máximos nas colunas. Um pouco à semelhança do que se observou para o solo mole, para os cálculos A2 e A3, não se observa variação do comportamento, estando as respectivas curvas sobrepostas na Fig. 6.6. Note-se, no entanto, que o assentamento máximo nestes dois casos não ocorre na mesma fiada de colunas, dada a alteração entre fiadas com colunas espaçadas e colunas secantes.

Os menores assentamentos máximos nas colunas verificam-se para o cálculo A0, modelo com maior área de todas as colunas e os maiores assentamentos máximos verificam-se para o cálculo A1, modelo com menor área de todas as colunas.

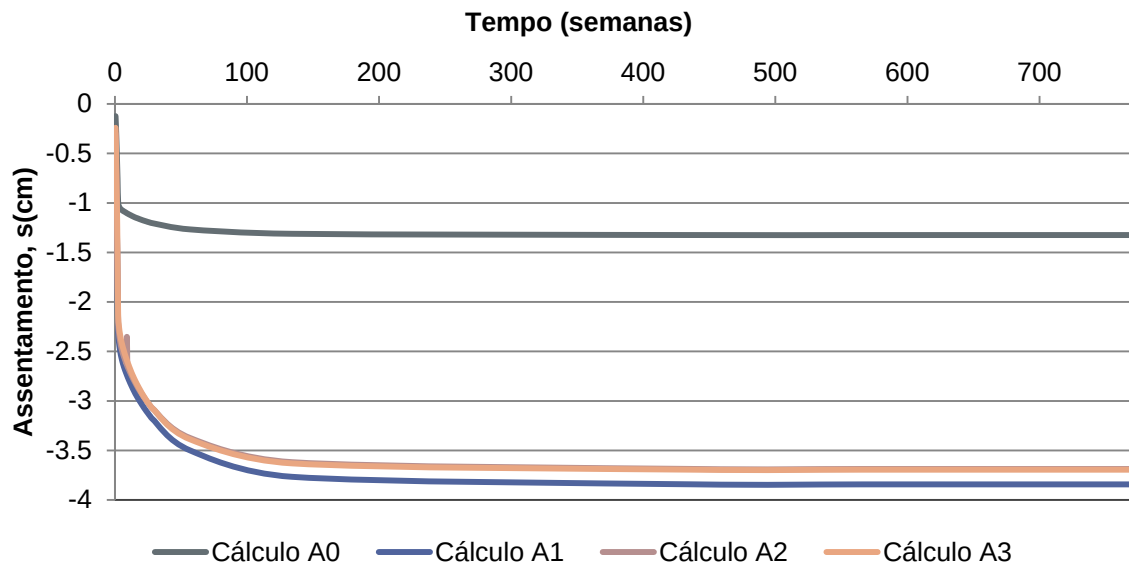


Fig. 6.6 - Evolução temporal dos assentamentos máximos nas colunas, para diferentes disposições das colunas de jet grout

6.2.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

Pela observação da Fig. 6.7 podemos constatar que o coeficiente de efeito de arco é pouco afectado pela variação do espaçamento longitudinal das colunas, tomando o valor mínimo de 0,624 nos casos A0 e A1 enquanto que nos casos A2 e A3 toma os valores 0,638 e 0,631, respectivamente.

Para os cálculos A0 e A1, significa que 37,6% da carga de aterro que geometricamente ocupam as áreas correspondentes ao solo mole migram, por efeito de arco no corpo do aterro, para as colunas, enquanto que essa percentagem é de 36,2% e 36,9% nos casos A2 e A3, respectivamente.

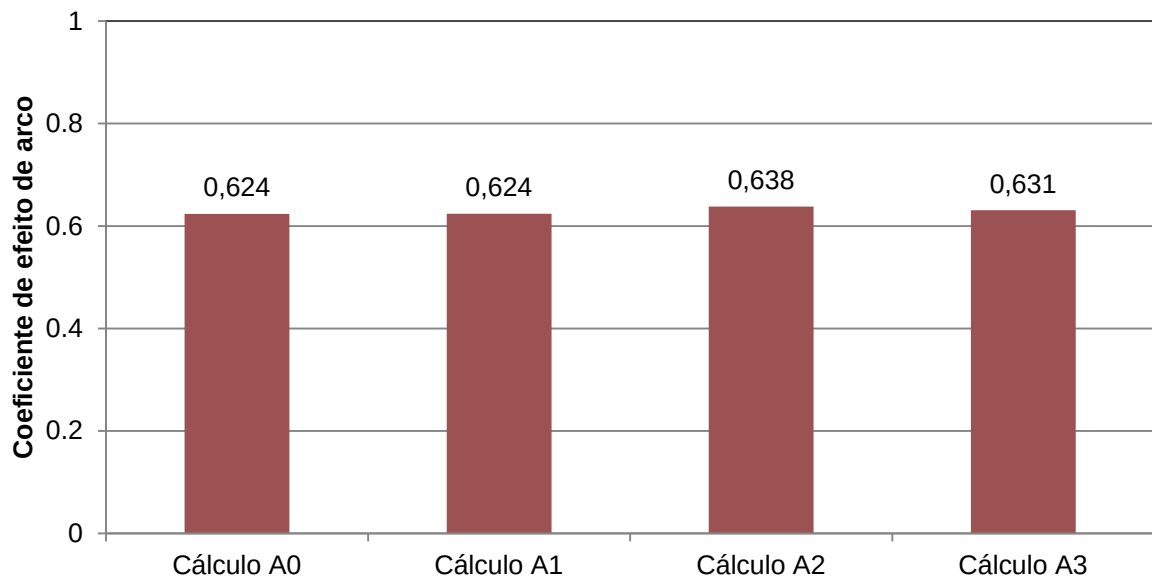


Fig. 6.7 - Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout

6.2.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO

Na Fig. 6.8 apresenta-se a força de tracção máxima e a correspondente extensão no geossintético. Como se pode constatar a força máxima de tracção no geossintético, não varia significativamente com a variação do parâmetro em análise.

O menor valor é registado no caso A2 e é cerca de 4,3% inferior ao registado no problema base (A0), enquanto que em A3 é cerca de 2,7% superior. O valor da força de tracção máxima no caso A1 é semelhante ao do problema base. As maiores variações observadas nos casos A2 e A3 (embora não significativas em termos práticos) podem justificar-se pela não-uniformidade da distribuição em planta das colunas de jet grout, o que, como se viu, provoca assentamentos não uniformes nos vários alinhamentos de colunas.

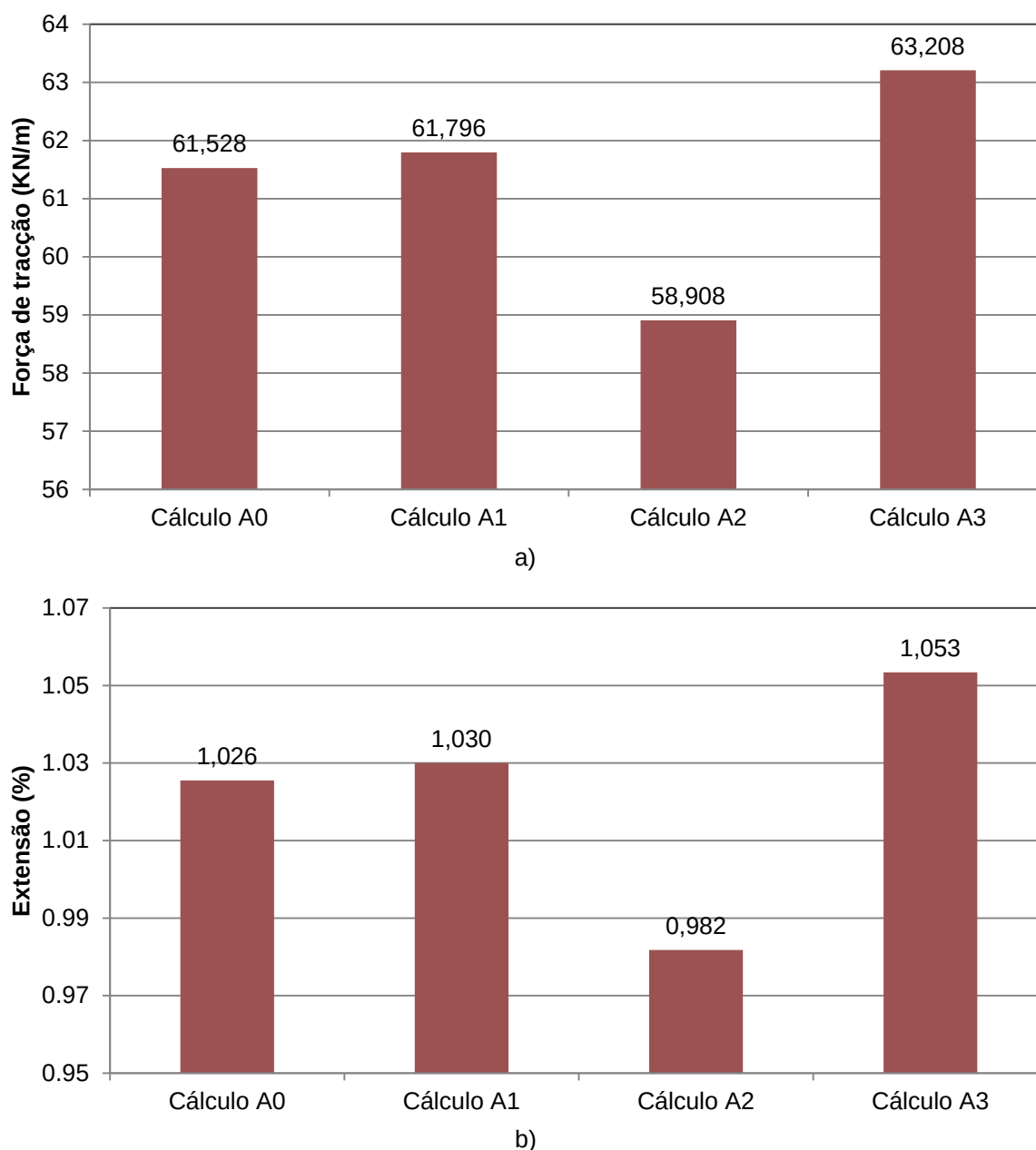


Fig. 6.8 - Força máxima de tracção (a) e extensão máxima (b) no geossintético, no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout

6.2.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA

Na Fig. 6.9 é apresentada o coeficiente de eficácia do sistema de reforço no final da consolidação, para todos os cálculos efectuados. Verifica-se que este é máximo para o cálculo A0 e mínimo para o cálculo A1, aparentando valores intermédios os cálculos A2 e A3 o que permite referir que a eficácia diminui com o aumento das áreas de influência das colunas como seria expectável. É de notar, no entanto, que o coeficiente de eficácia se mantém bastante elevado em todos os casos estudados, o que reforça, mais uma vez, a eficiência da técnica construtiva em análise.

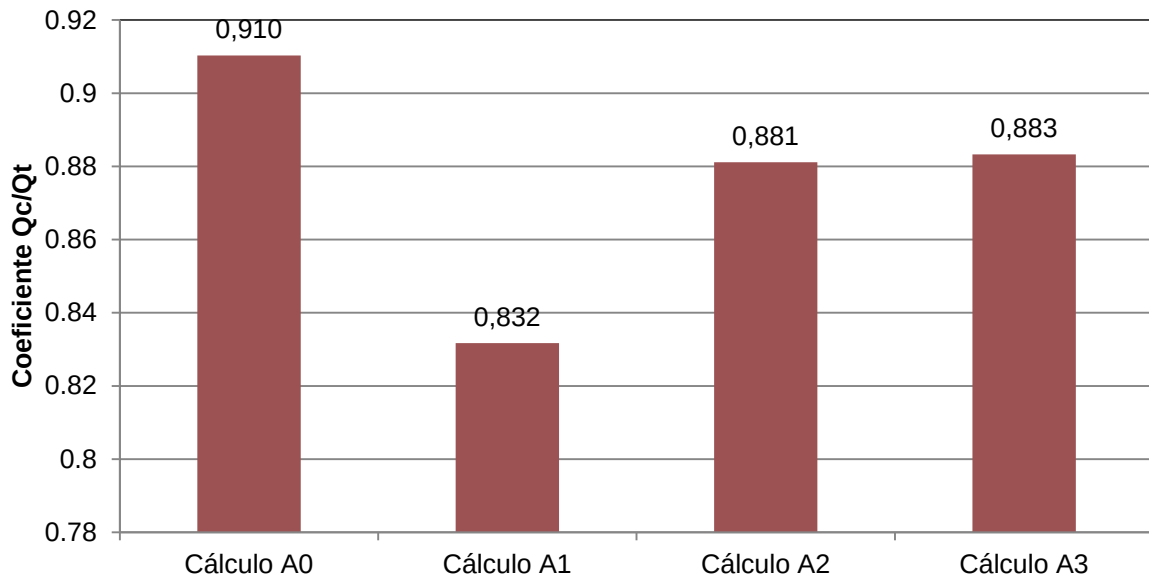


Fig. 6.9 - Coeficiente de eficácia do sistema do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout

6.2.6. NÍVEIS DE TENSÃO

Na Fig. 6.10 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados no final da construção do aterro para os quatro cálculos efectuados. É possível verificar uma ligeira diminuição do nível de tensão no solo mole com o aumento da área de influência das colunas (Cálculo A0 e A1), e que a variação da alternância de fiadas de colunas secantes com colunas espaçadas de 4 m não tem influência significativa em termos globais, notando-se, no entanto, diferenças locais, especialmente entre os alinhamentos de colunas mais centrais (a mancha em estado crítico é mais expressiva, em cada um dos casos, na área de influência dos alinhamentos com colunas espaçadas longitudinalmente).

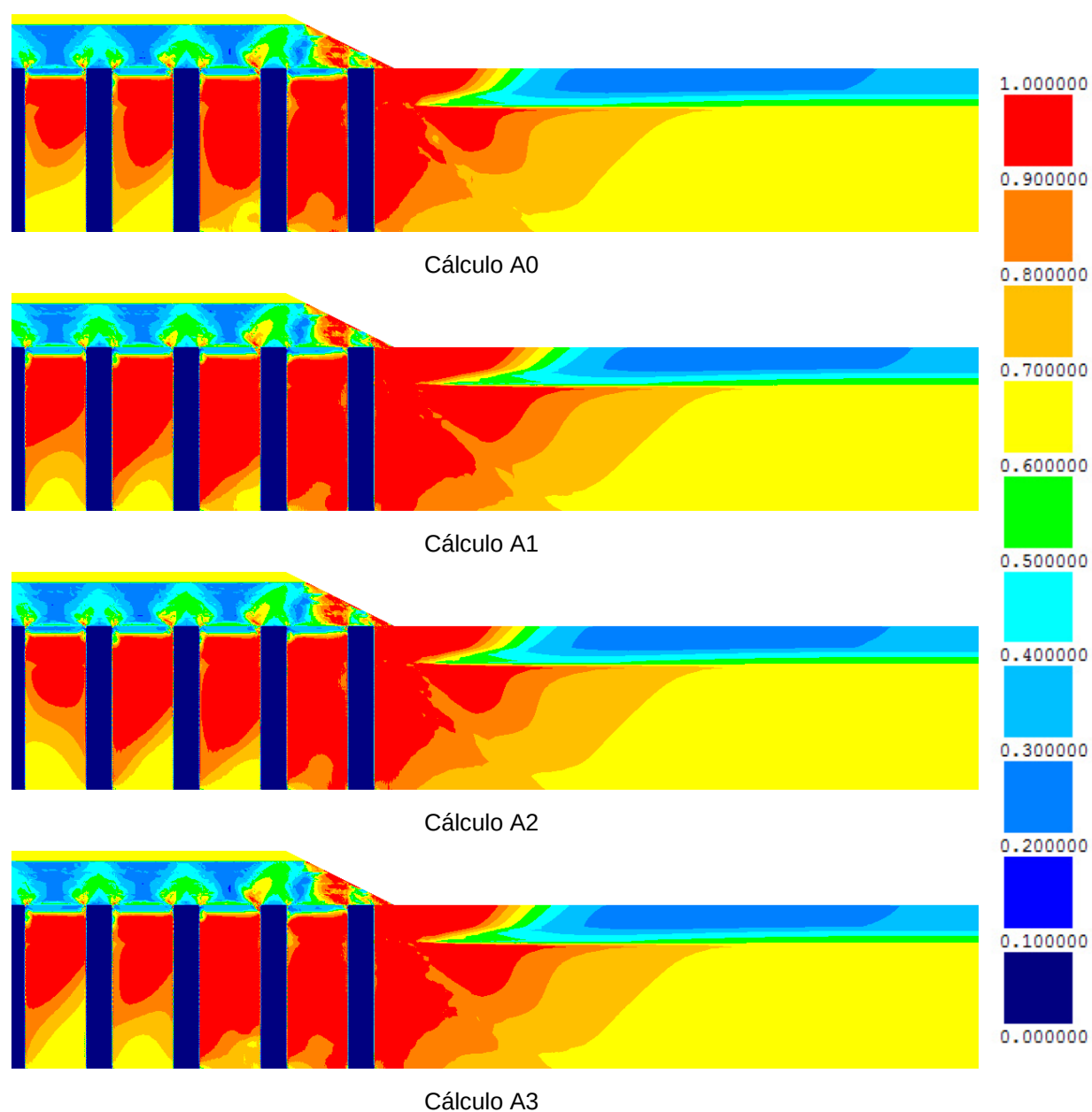


Fig. 6.10 - Níveis de tensão no final da construção, para diferentes disposições das colunas de jet grout

A Fig. 6.11, permite referir que os níveis de tensão no final da consolidação, para os 4 casos analisados, não apresentam variações muito expressivas.

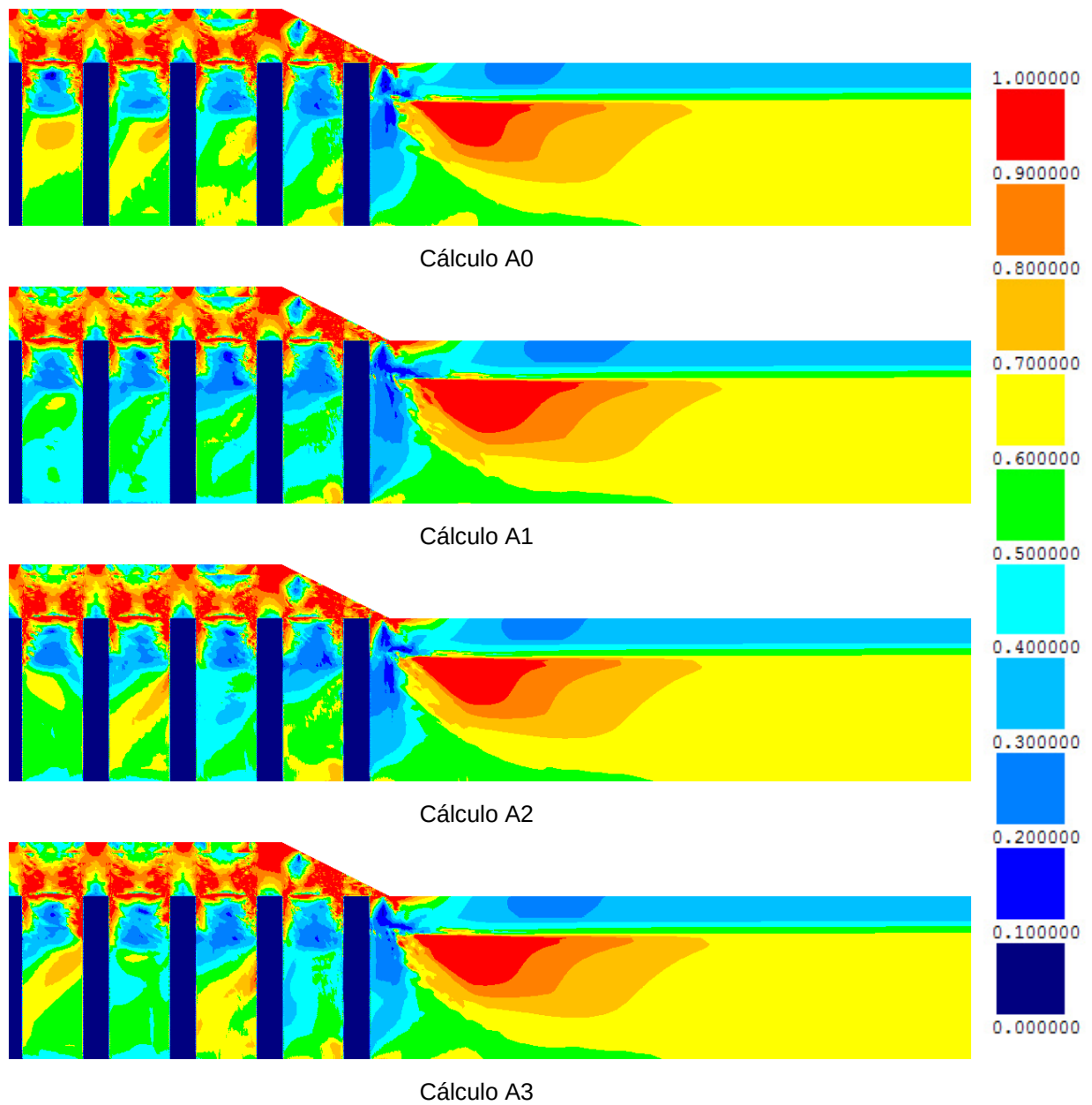


Fig. 6.11 - Níveis de tensão no final a consolidação, para diferentes disposições das colunas de jet grout

6.2.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Na Fig. 6.12 é apresentada o campo de excesso de pressão neutra no final da construção para todos os cálculos efectuados. Constata-se que quanto maior é a área de influência das colunas maior é o excesso de pressão neutra no solo mole. Verificam-se que os excessos de pressão neutra têm ordem de grandeza semelhante com a variação da alternância de fiadas de colunas secantes com colunas espaçadas de 4 m.

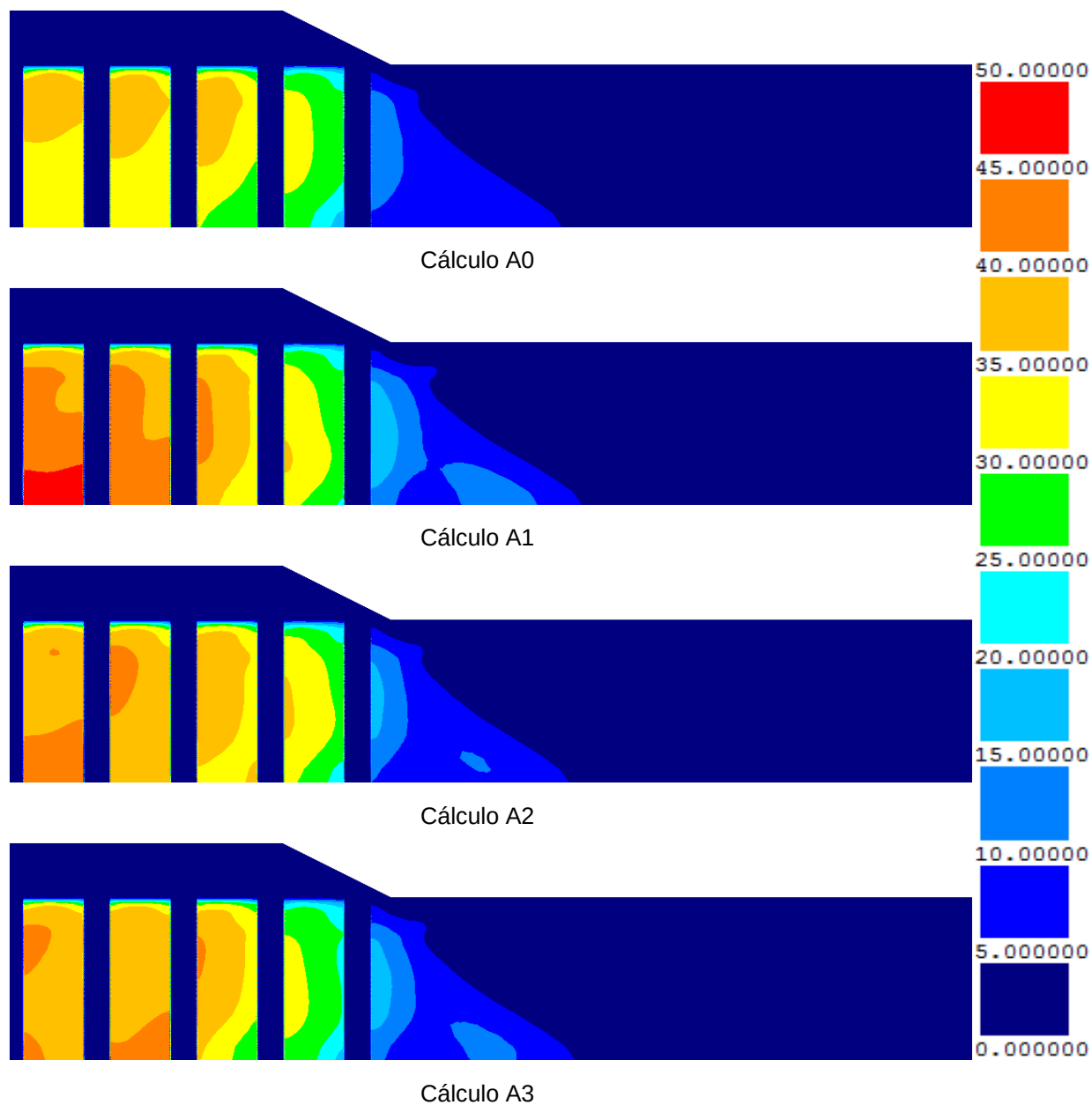


Fig. 6.12 - Excessos de pressão neutra no final da construção, para diferentes disposições das colunas de jet grout

6.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS

6.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A diferença do módulo de deformabilidade entre as colunas e o solo mole é responsável pela mobilização do mecanismo de efeito de arco, tanto no corpo do aterro como no solo mole. Este estudo tem como objectivo avaliar a importância deste factor no comportamento do problema, nomeadamente nos mecanismos de transferência de tensões e para que valores de deformabilidade esta influência é mais significativa.

Para avaliar a influência da deformabilidade das colunas sobre o comportamento do sistema, efectuou-se uma variação paramétrica que compreende cinco cálculos, incluindo o problema base (E0). No Quadro 6.3 apresenta-se o módulo de deformabilidade das colunas para os cinco casos em estudo.

O reforço de aterros pode ser realizado com colunas de diversos materiais, pelo que se considerou pertinente analisar o comportamento do sistema para além dos valores do módulo de deformabilidade que caracterizam as colunas de jet grout, considerando neste estudo valores mais elevados, da ordem de grandeza dos que caracterizam também as colunas de betão.

Quadro 6.3 - Módulo de deformabilidade das colunas

CÁLCULO	E COLUNA (MPa)
E0	150
E1	100
E2	1000
E3	10000
E4	20000

Neste estudo optou-se por dispor as colunas em malha quadrada afastadas de 4 m (ver Fig. 6.1 b) com o intuito de analisar a situação mais gravosa para as colunas. Mais uma vez, e para todos os cálculos, os restantes parâmetros mantiveram-se constantes.

6.3.2. DESLOCAMENTOS

Nas Fig.s 6.13 e 6.14 ilustram-se os assentamentos no final da consolidação na base do aterro e topo do aterro, respectivamente, para diferentes deformabilidades das colunas. Estes resultados, como seria expectável, permitem referir que os assentamentos são menores com o aumento da deformabilidade das colunas. Para colunas com um módulo de deformabilidade superior a 1000 MPa, os assentamentos na base do aterro são praticamente semelhantes, podendo-se afirmar que este parâmetro para essa gama de valores não tem influência significativa sobre os assentamentos na base do aterro.

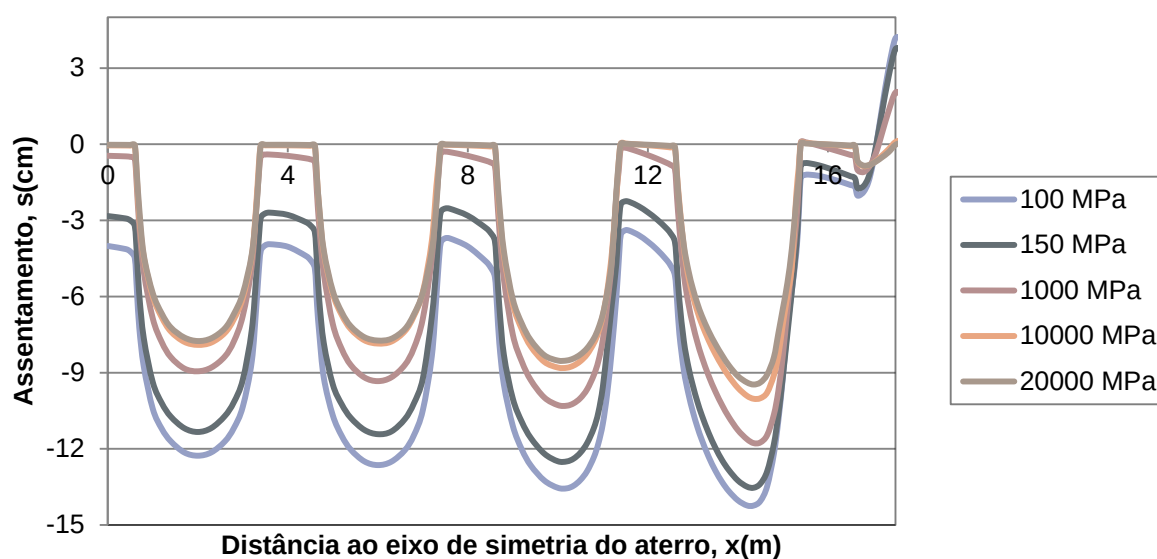


Fig. 6.13 - Assentamentos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas

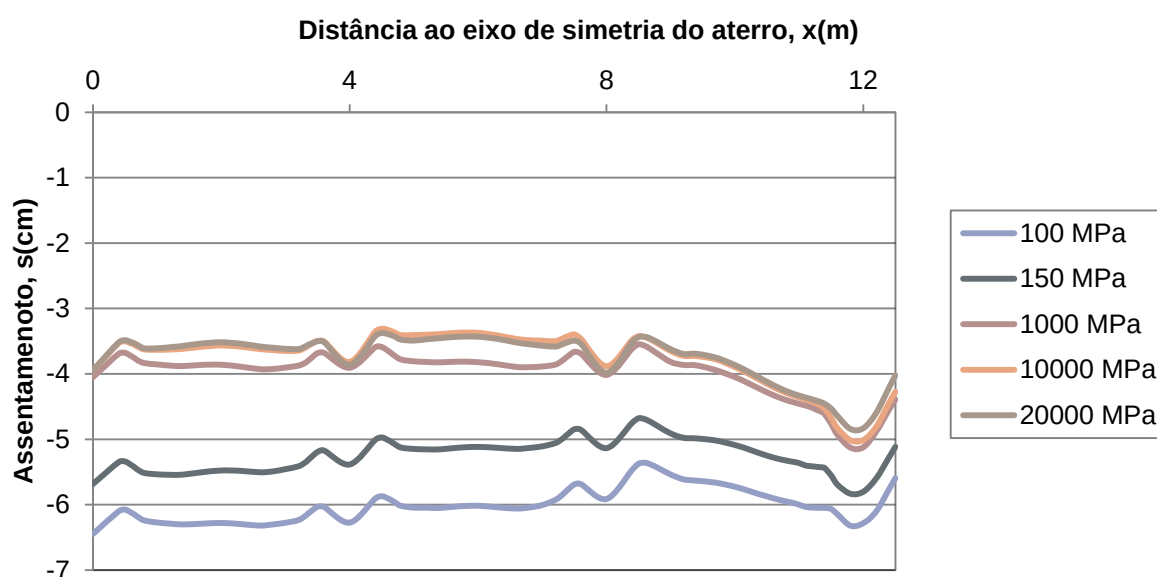


Fig. 6.14 - Assentamentos no topo do aterro ($z=-2,5$ m), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas

Na Fig. 6.15 encontram-se representados os assentamentos máximos na base do aterro ($z=0$), no solo mole e nas colunas, para os diferentes cálculos efectuados. Na Fig. 6.16 apresentam-se os correspondentes assentamentos diferenciais máximos.

Os resultados dos assentamentos máximos na base do aterro, tanto no solo mole como nas colunas, permitem concluir, como seria espectável, a tendência global é de redução dos assentamentos com o aumento do módulo de deformabilidade da coluna. Esta redução no valor dos assentamentos, assume elevada expressão quantitativa quando se passa de $E=100$ MPa para $E=10000$ MPa, sendo menos expressiva para valores superiores a 10000 MPa.

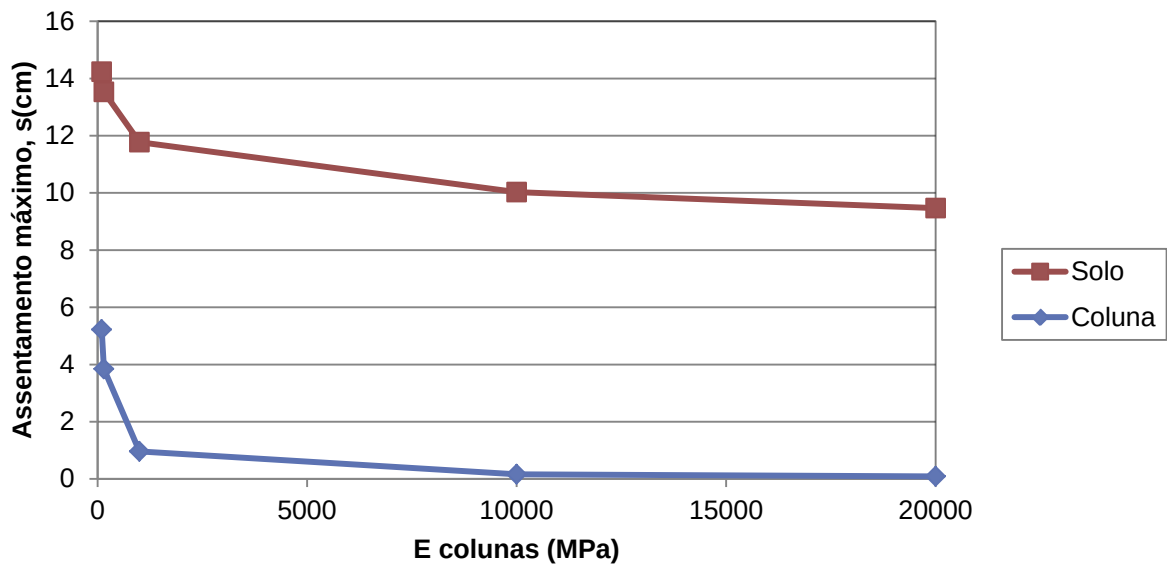


Fig. 6.15 - Assentamentos máximos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas

Relativamente ao assentamento diferencial máximo (Fig. 6.16), verifica-se que a deformabilidade das colunas, para os cálculos efectuados, e para as condições do problema, não tem influência significativa (o assentamento diferencial máximo varia menos de 2 cm). Este facto era esperado, dada a semelhança das curvas dos assentamentos máximos do solo e das colunas de jet grout (Fig. 6.15), a menos de uma translação de aproximadamente 9,8 cm.

Pela análise da Fig. 6.16 podemos constatar que o assentamento diferencial máximo para as colunas mais deformáveis (100 MPa a 1000 MPa) aumenta com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas, verificando-se o contrário para módulos de deformabilidade superiores.

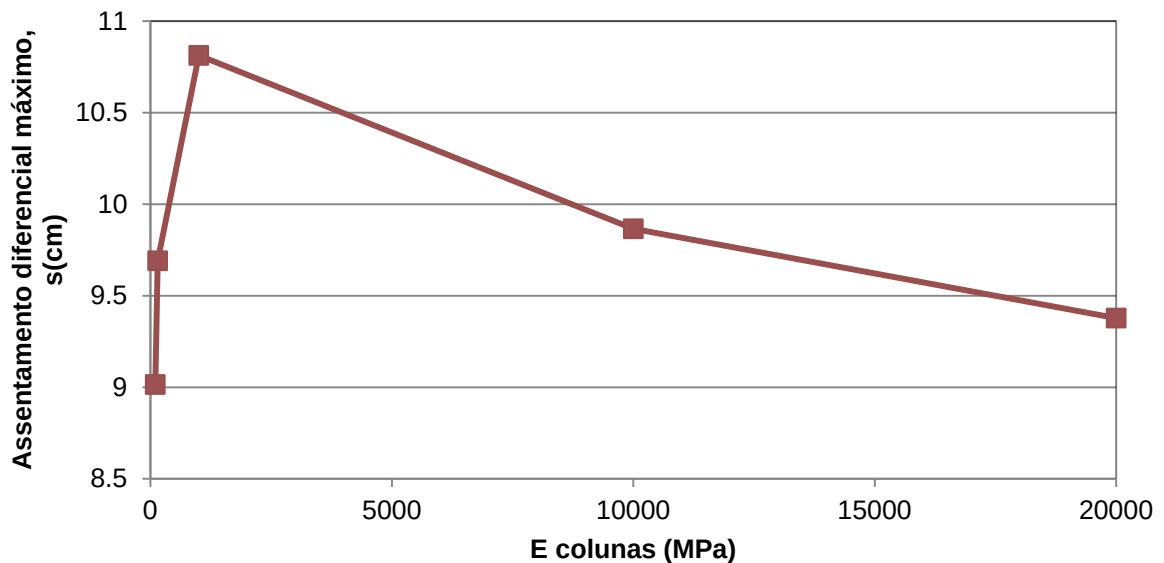


Fig. 6.16 - Assentamentos diferenciais máximos, na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas

Apresenta-se na Fig. 6.17 a evolução temporal dos assentamentos máximos na base do aterro ($z=0$) no solo mole, para todos os cálculos efectuados. Estes resultados permitem concluir que, como esperado (Marques, 2008), a evolução da consolidação é um pouco mais rápida nos problemas com colunas mais rígidas.

As colunas com deformabilidade superior a 1000 MPa apresentam um comportamento muito semelhante. Aproximadamente a partir das 100 semanas os assentamentos atingiram já um valor muito próximo do assentamento final.

Pode-se concluir pois que, para as condições deste problema, a partir do módulo de deformabilidade de 10000 MPa o aumento do valor deste parâmetro não introduz alteração significativa nos assentamentos máximos no solo mole.

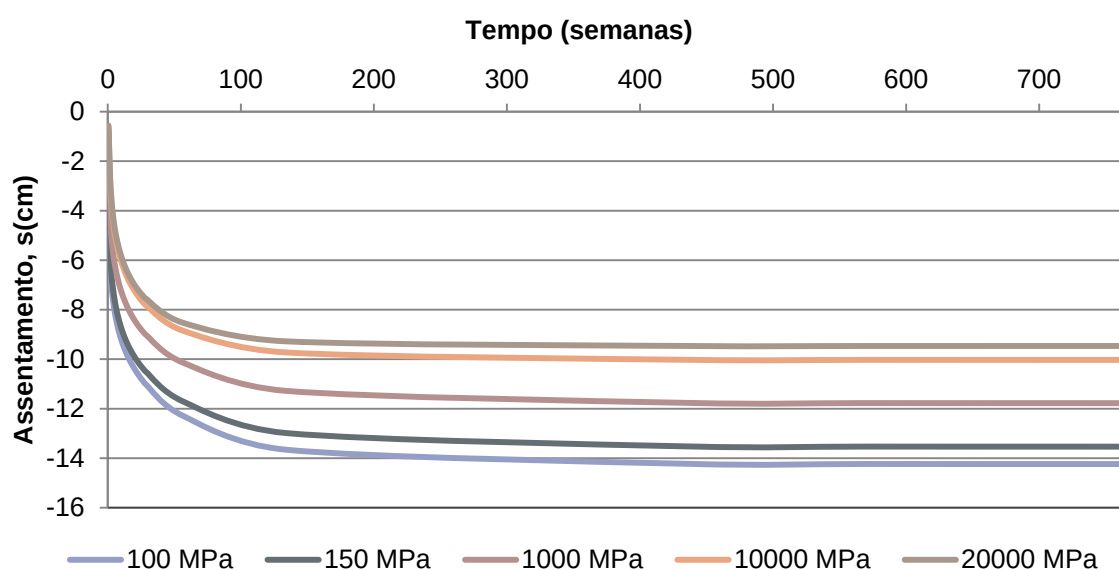


Fig. 6.17 - Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro ($z=0$), para diferentes valores de deformabilidades das colunas

Ilustra-se na Fig. 6.18 a evolução temporal dos assentamentos máximos na base do aterro ($z=0$) nas colunas de jet grout, para os diferentes cálculos efectuados. Estes resultados corroboraram que o assentamento da coluna diminui com o aumento do módulo de deformabilidade. Análogo ao que se observou para o solo mole, para colunas com módulo de deformabilidade superior a 1000 MPa não se observa variação do comportamento, estando as respectivas curvas sobrepostas na Fig. 6.18.

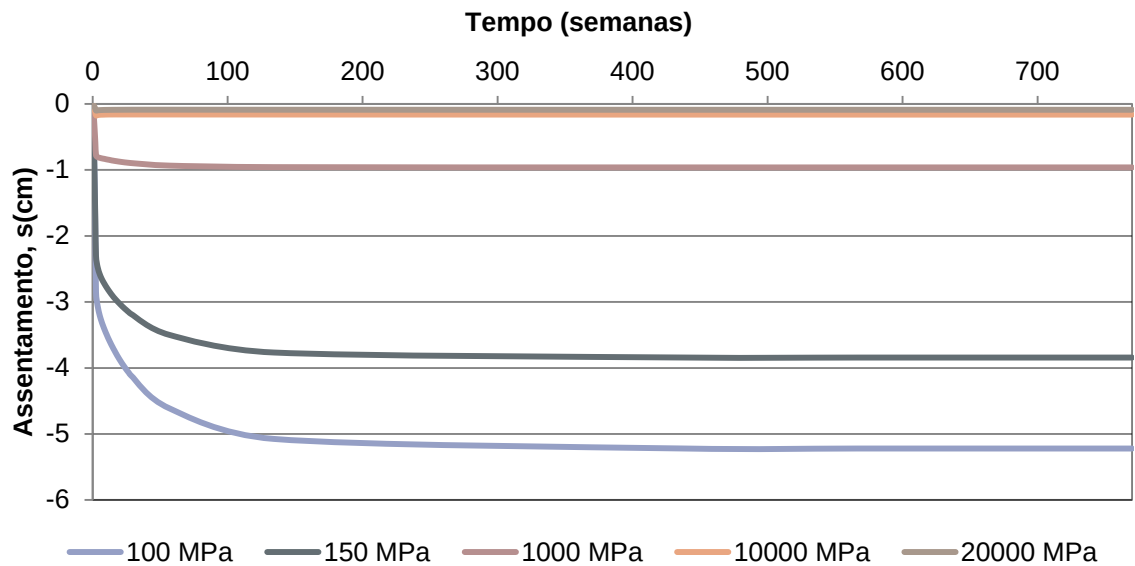


Fig. 6.18 - Evolução temporal dos assentamentos máximos nas colunas, para diferentes valores de deformabilidade das colunas

Para se avaliar a velocidade de consolidação nos diferentes cálculos, mostra-se na Fig. 6.19 a evolução do assentamento máximo no solo ao longo do tempo, relativamente ao assentamento máximo final.

Como atrás se referiu, pela análise da Fig. 6.19 constata-se que o processo de consolidação se efectua um pouco mais rapidamente para colunas mais rígidas. Este facto pode ser explicado pela redução da transferência de carga para o solo mole, graças aos elevados valores do módulo de deformabilidade das colunas que conduzem a processos de consolidação mais rápidos.

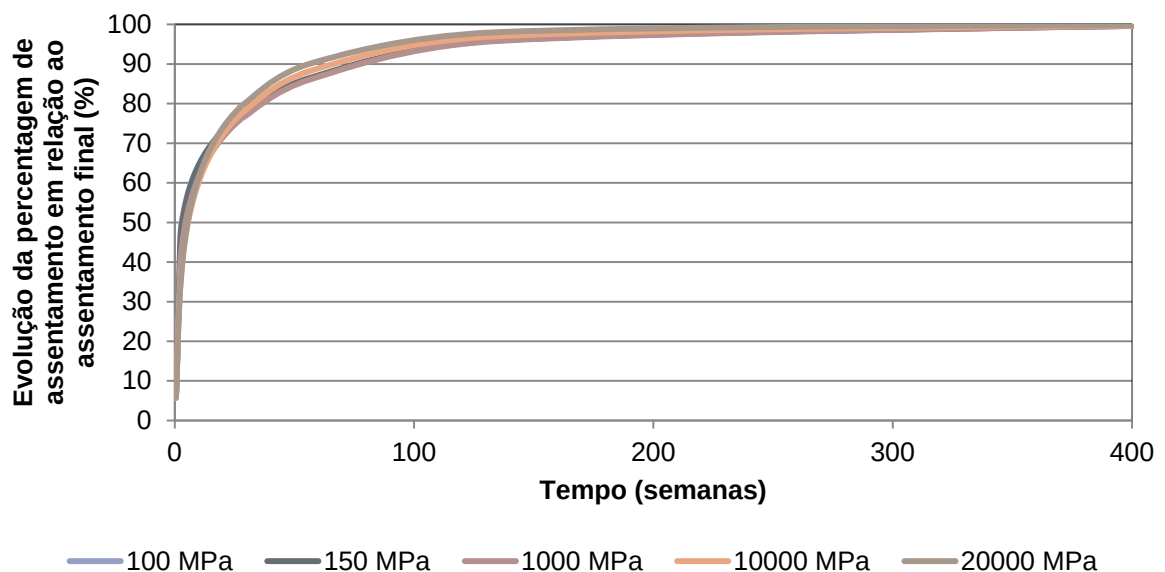


Fig. 6.19 - Evolução da percentagem de assentamento máximo do solo na base do aterro ($z=0$) em relação ao assentamento máximo final, para diferentes deformabilidades das colunas

6.3.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

A Fig. 6.20 mostra que o coeficiente de efeito de arco não apresenta alterações significativas com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas. Dada a constância dos assentamentos observados nas Fig.s 6.15 e 6.16, este comportamento seria expectável.

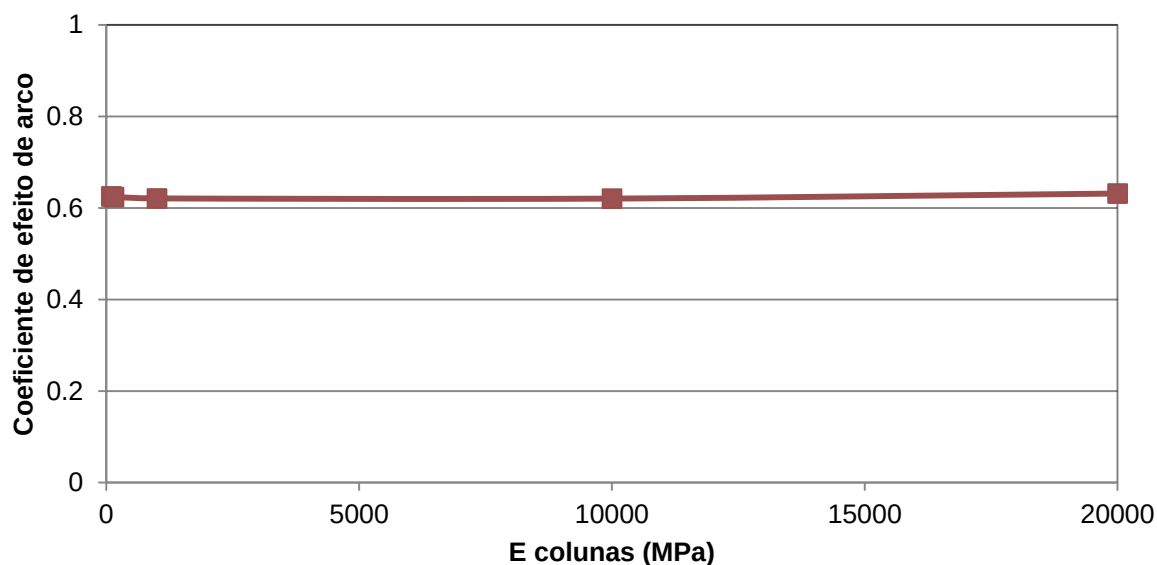


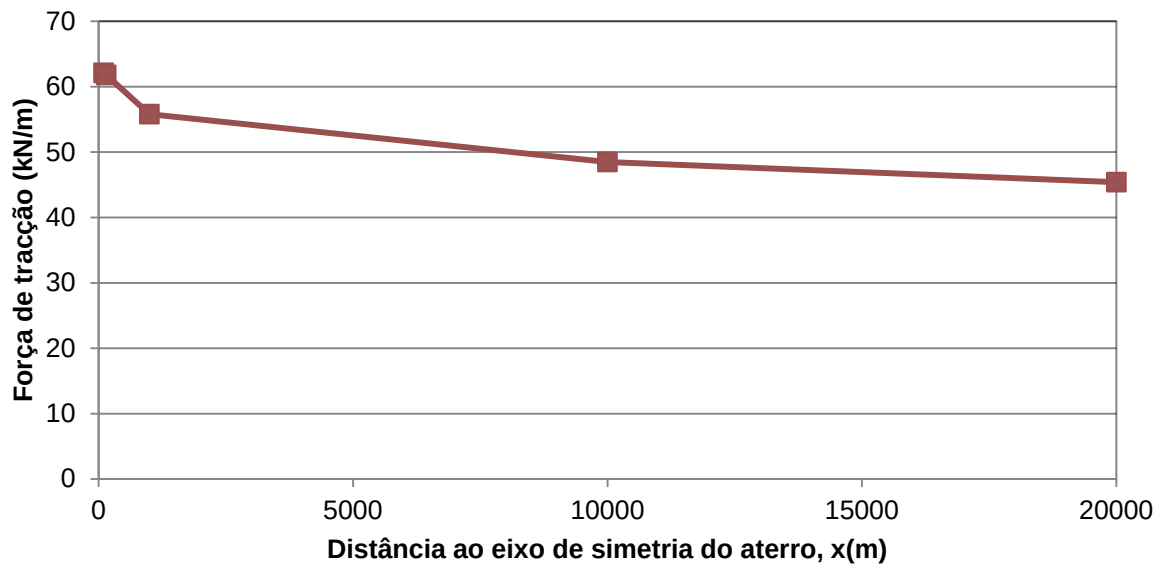
Fig. 6.20 - Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas

6.3.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO

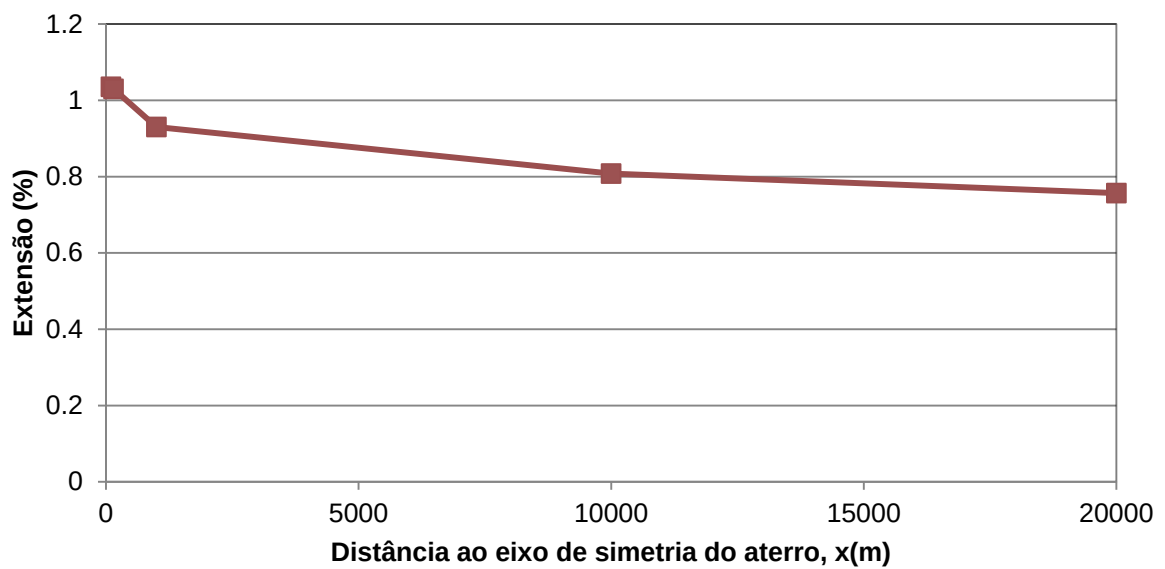
À semelhança da tendência global de redução dos assentamentos com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas, a força de tracção máxima no geossintético também diminui (Fig. 6.21 a).

Han e Garb (2002) fizeram referência, no seu estudo com estacas de betão, que um aumento no módulo de deformabilidade da coluna promove o desenvolvimento de assentamentos diferenciais, o que resulta na mobilização de uma força de tracção maior no geossintético. Porém a ocorrência de deslocamentos laterais do sistema de reforço em estudo, particularmente para as colunas com menores valores do módulo de deformabilidade justifica a diminuição da força de tracção máxima no geossintético com o aumento da rigidez das colunas.

Na Fig. 6.21 b) ilustra-se a extensão máxima no geossintético e na Fig. 6.22 a configuração das deformadas do aterro no final da construção com um factor de ampliação de 10, para diferentes deformabilidades das colunas. A diminuição da extensão máxima do geossintético pode ser corroborada com a menor deformação da base do aterro com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas.



a)



b)

Fig. 6.21 - Força máxima de tracção (a) e extensão máxima (b) no geossintético, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas

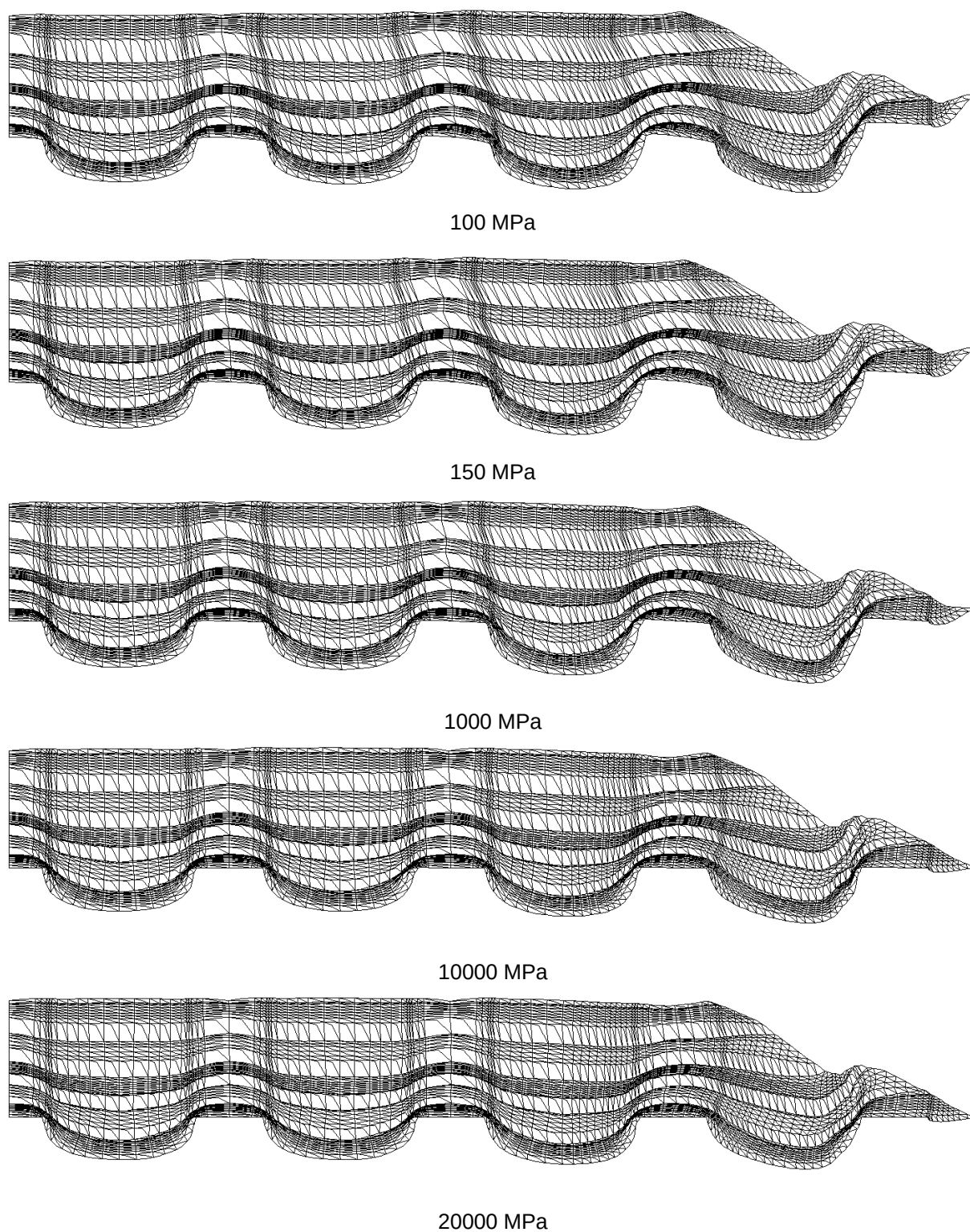


Fig. 6.22 – Configuração das deformadas do aterro no final da construção deste, para diferentes deformabilidades das colunas

6.3.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA

Pela observação da Fig. 6.23 verifica-se que o coeficiente de eficácia do sistema de reforço aumenta com o módulo de deformabilidade das colunas.

Para as colunas com módulo de deformabilidade até 1000 MPa o coeficiente de eficácia do sistema aumenta significativamente, estabilizando próximo de 0,95 para valores superiores.

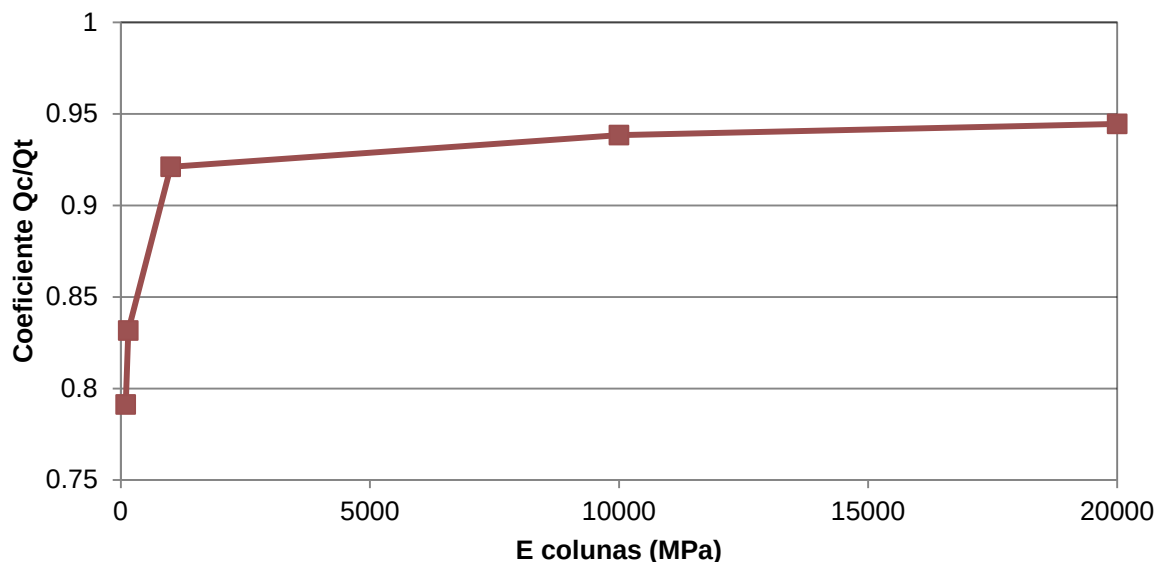


Fig. 6.23 - Coeficiente de eficácia do sistema do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas

6.3.6. NÍVEIS DE TENSÃO

Nas Figs 6.24 e 6.25 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação para todos os cálculos. Pela análise das Figs 6.24 e 6.25 podemos constatar que os níveis de tensão no final da construção diminuem com o aumento da rigidez das colunas.

No final da construção (Fig. 6.24), para as colunas com deformabilidades até 1000 MPa, praticamente todo o solo mole sob o aterro encontra-se em estado crítico.

No final da consolidação (Fig. 6.25), constata-se que o solo mole próximo das colunas atinge estados próximos do crítico até profundidades mais elevadas com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas. O substancial aumento do módulo de deformabilidade das colunas em relação ao solo, proporciona o desenvolvimento de atrito lateral entre os dois materiais e o “apoio” do solo sobre as colunas, o que faz com que o efeito de arco mobilizado no solo mole de fundação seja mais pronunciado, justificando assim em parte, o aumento da eficácia do sistema de reforço (Fig. 6.23).

Este aumento da eficácia do sistema de reforço através do aumento da rigidez das colunas repercute-se no aumento da carga suportada pelas colunas e na diminuição da carga suportada pelo solo mole.

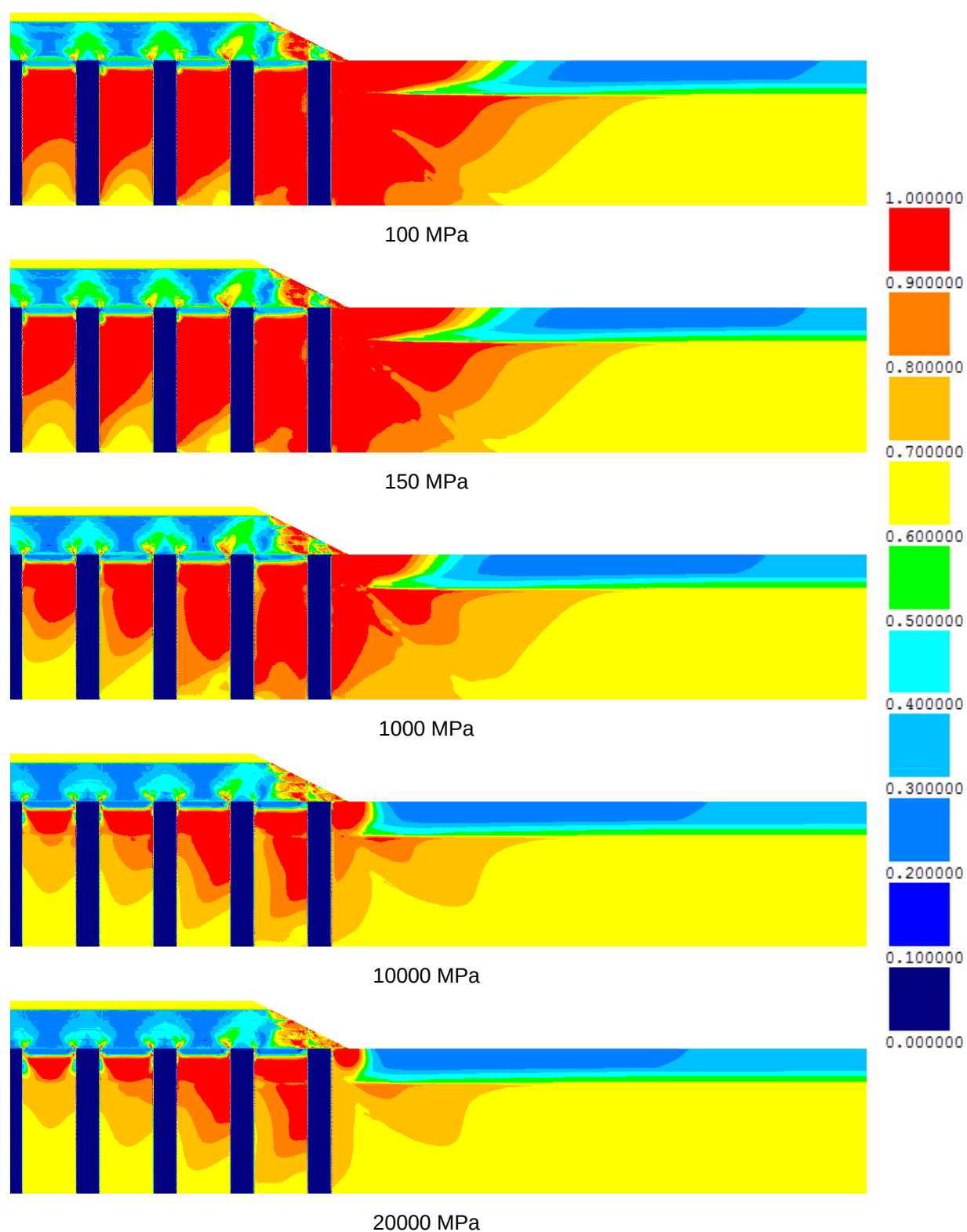


Fig. 6.24 - Níveis de tensão no final da construção, para diferentes deformabilidades das colunas

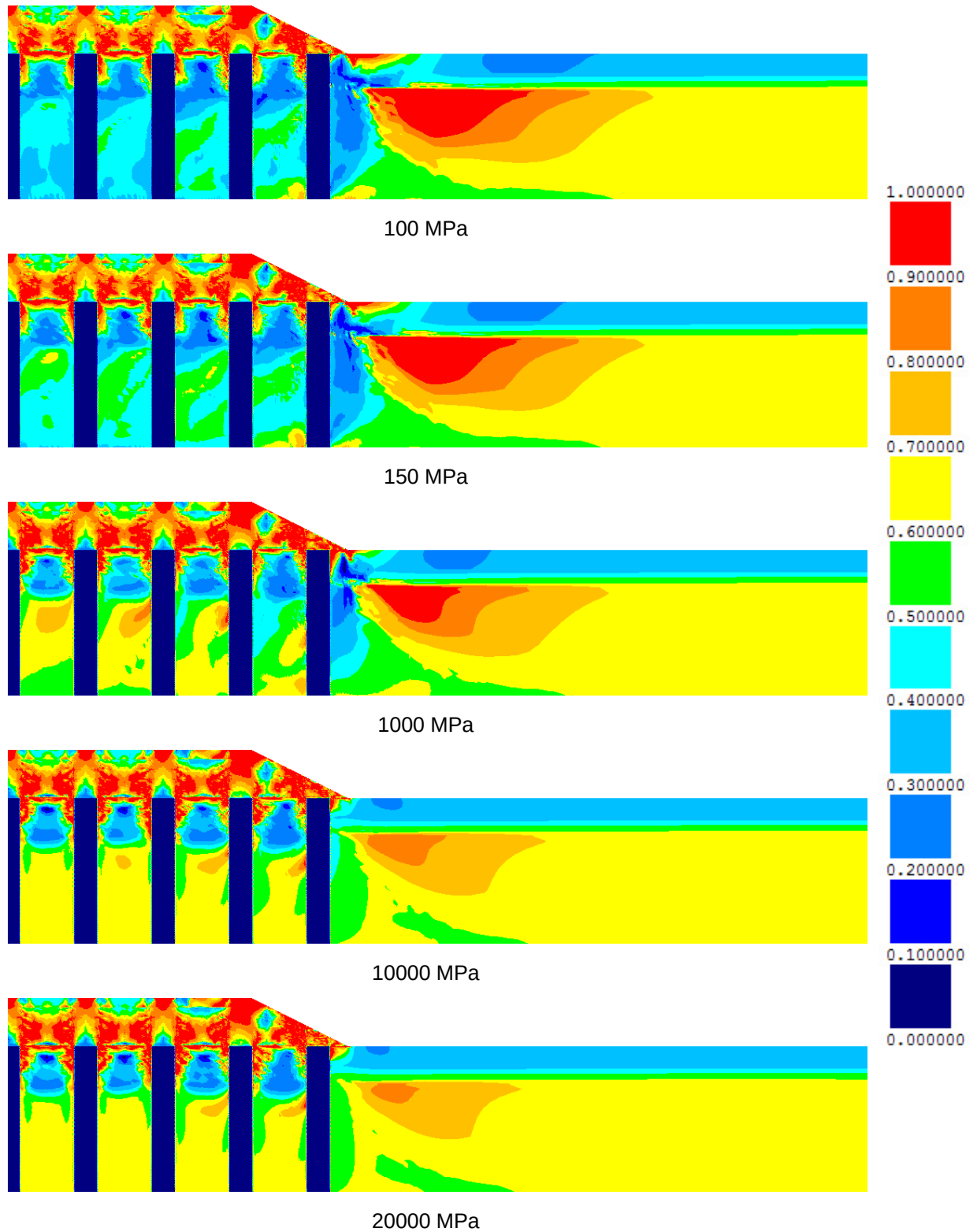


Fig. 6.25 - Níveis de tensão no final a consolidação, para diferentes deformabilidades das colunas

6.3.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Na Fig. 6.26 são apresentados os excessos de pressão neutra para o final do processo construtivo. Verifica-se que quando a coluna é mais deformável (100 MPa) se observa um excesso de pressão

neutra máximo, superior ao observado para os outros cálculos com colunas menos deformáveis. Esta diferença deve-se ao facto de as colunas mais rígidas “atraírem” para estas mais cargas, aliviando a acção que se transmite ao solo saturado durante a construção, isto é, gerando menos excessos de pressão neutra no solo mole.

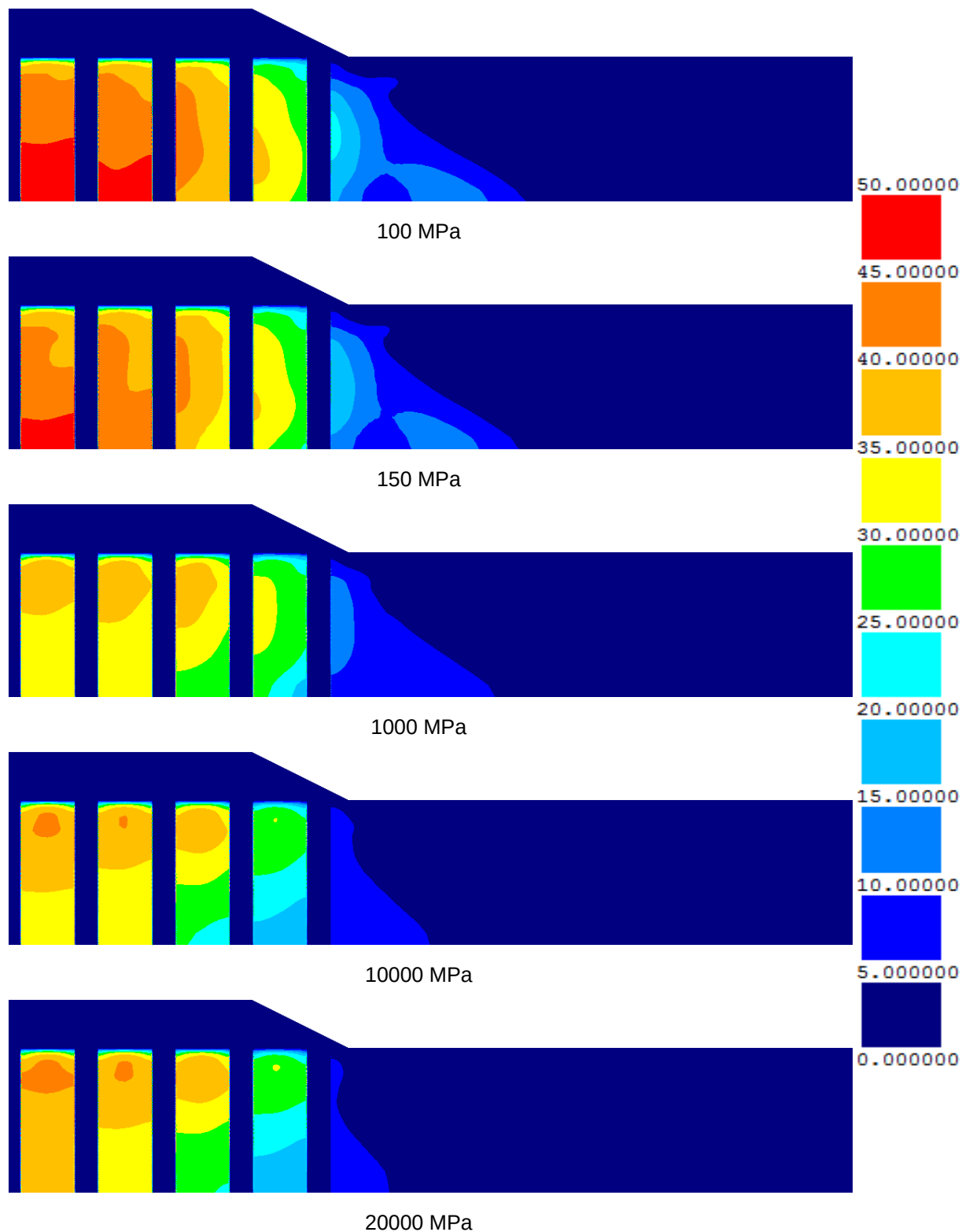


Fig. 6.26 - Excessos de pressão neutra no final da construção, para diferentes deformabilidades das colunas

6.4. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À TRACÇÃO DO GEOSSINTÉTICO

6.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste ponto é estudada a influência da rigidez à tracção do geossintético sobre o comportamento do sistema. Para tal efectuou-se uma variação paramétrica que compreende cinco cálculos, incluindo o problema base (J0). O cálculo J1 contempla a situação da não existência do geossintético, constituindo assim as colunas de jet grout o único elemento de reforço do aterro. No Quadro 6.4 apresenta-se a rigidez à tracção do geossintético para os cinco casos em estudo.

Com este estudo pretende-se averiguar, para as condições do problema base, qual o impacto no comportamento do sistema da inclusão, ou não, do geossintético e, no caso de ser aplicado como elemento de reforço, de que forma a rigidez à tracção influencia o sistema.

Quadro 6.4 - Rigidez à tracção do geossintético

CÁLCULO	RIGIDEZ À TRACÇÃO (kN/m)
J0	6000
J1	-
J2	1000
J3	3000
J4	12000

O cálculo J0 corresponde ao problema base do capítulo anterior. Uma vez mais, para todos os cálculos, os restantes parâmetros mantiveram-se constantes.

6.4.2. DESLOCAMENTOS

Na Fig. 6.27 ilustra-se os assentamentos no final da consolidação na base do aterro para os diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético. Os assentamentos aumentam com o aumento da distância ao eixo de simetria do aterro e reduzem-se com o aumento da rigidez à tracção do geossintético.

Na proximidade do eixo de simetria do aterro não se observam diferenças significativas na evolução dos assentamentos qualquer que seja a rigidez do geossintético, nem mesmo na situação em que se considera que não existe qualquer geossintético de reforço.

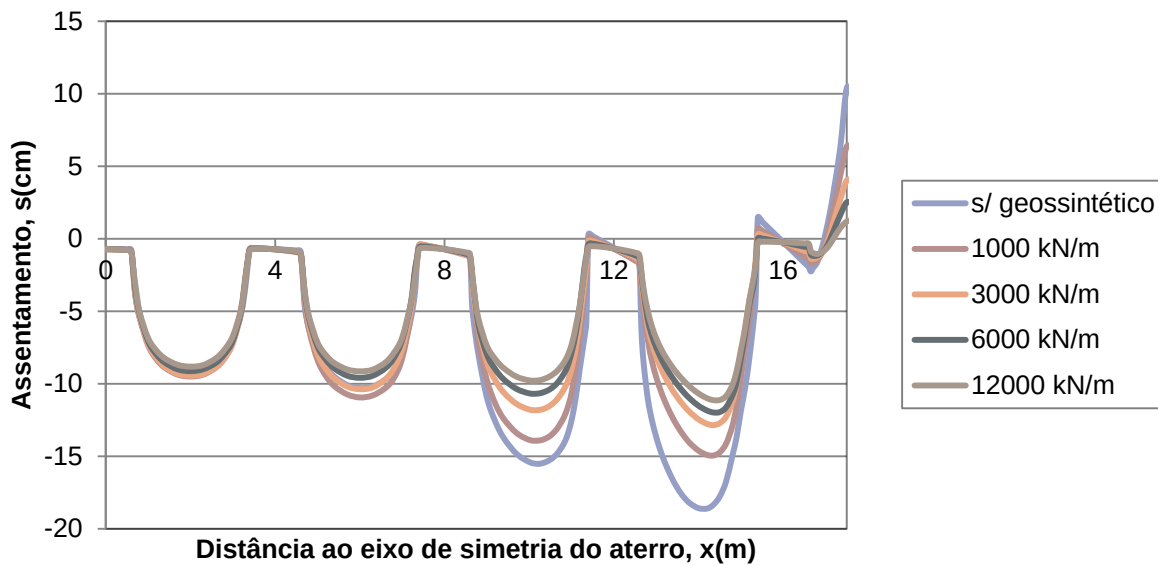


Fig. 6.27 - Assentamentos na base do aterro ($z=0$), no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

Na Fig. 6.28 ilustra-se os assentamentos no final da consolidação no topo do aterro para os diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético. Os assentamentos diminuem com o aumento da rigidez à tracção do geossintético, sendo a sua diminuição pouco expressiva para valores superiores a 6000 kN/m.

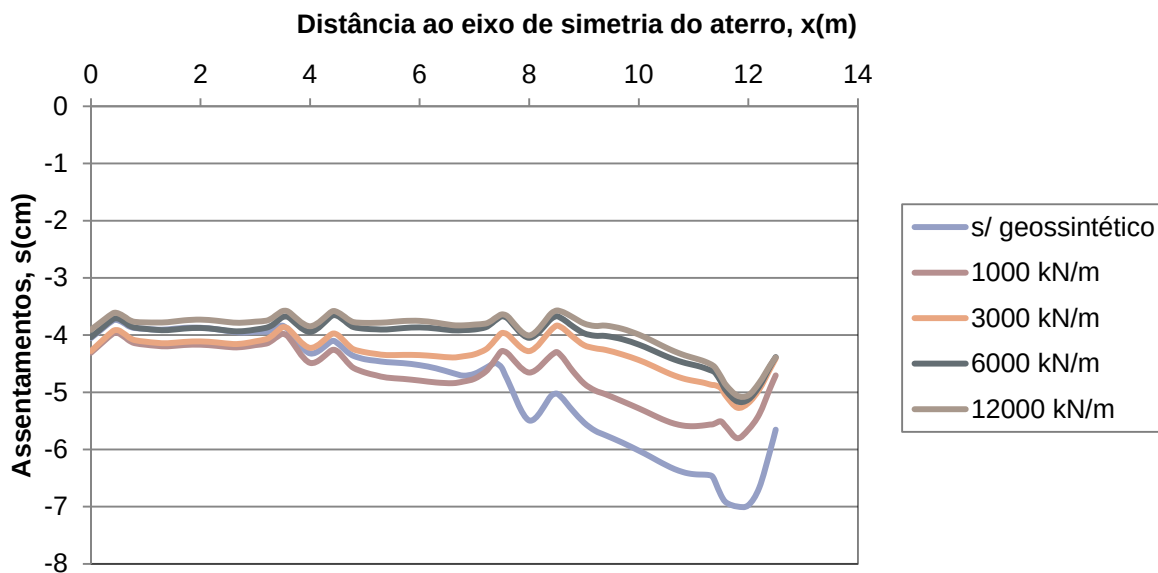


Fig. 6.28 - Assentamentos no topo do aterro ($z=-2,5$ m), no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

Na Fig. 6.29 encontram-se representados os assentamentos máximos na base do aterro, sobre o solo mole e nas colunas de jet grout, para os diferentes cálculos efectuados, no final da consolidação.

Os assentamentos na base do aterro, tanto no solo como nas colunas, diminuem com o aumento da rigidez do geossintético, como esperado. O cálculo J1, situação em que o reforço do sistema é constituído apenas pelas colunas de jet grout, apresenta naturalmente um comportamento mais gravoso em relação aos restantes cálculos.

A redução dos assentamentos no solo tem alguma expressão quantitativa quando a rigidez à tracção do geossintético passa de 1000 a 6000 kN/m, sendo menos expressiva para valores superiores a 6000 kN/m.

Os assentamentos máximos nas colunas são reduzidos e apresentam uma ligeira redução com o aumento da rigidez do geossintético. Dada a maior diminuição do assentamento no solo mole relativamente às colunas de jet grout, o assentamento diferencial máximo também diminui com o aumento da rigidez à tracção do geossintético, como é possível verificar pela observação da Fig. 6.30.

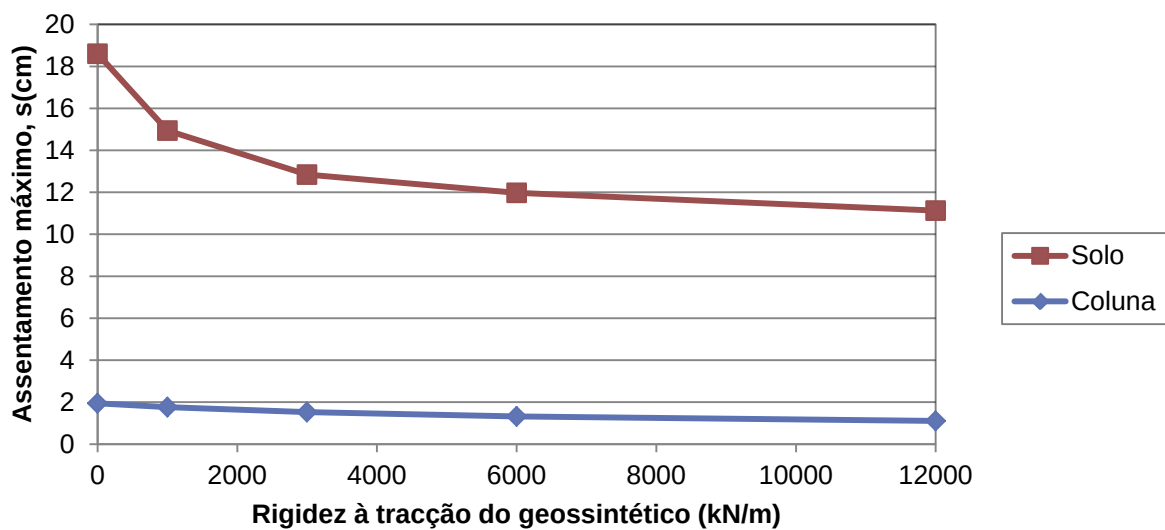


Fig. 6.29 - Assentamentos máximos na base do aterro e nas colunas, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

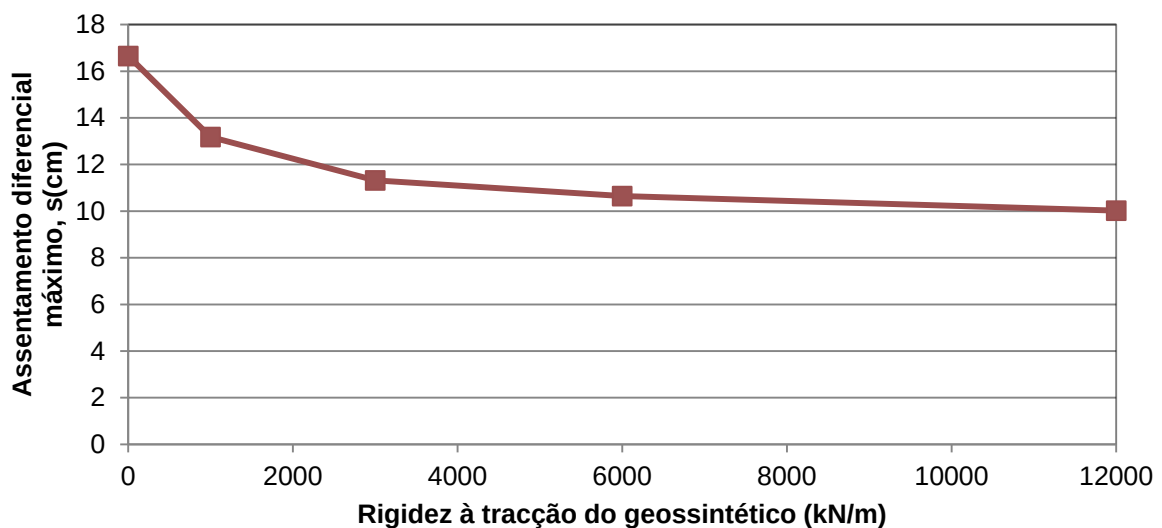


Fig. 6.30 - Assentamentos diferenciais máximos na base do aterro, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

A Fig. 6.31 apresenta a evolução no tempo dos assentamentos máximos no solo mole na base do aterro, para todos os cálculos efectuados. Estes resultados permitem referir que a variação da rigidez à tracção do geossintético não introduziu alterações significativas na evolução temporal dos assentamentos. Valores de rigidez à tracção do geossintético acima de 3000 kN/m apresentam comportamentos muito semelhantes. A partir aproximadamente da semana 100 os assentamentos atingiram um valor muito próximo do final.

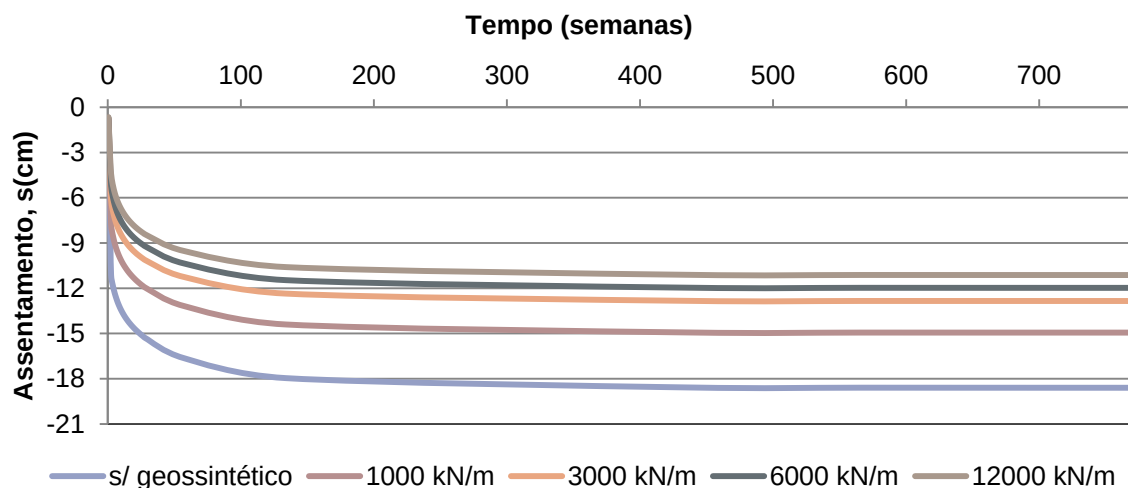


Fig. 6.31 - Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

Analisando os resultados da Fig. 6.32, constata-se também que o assentamento máximo nas colunas de jet grout diminui com o aumento da rigidez à tracção do geossintético (Fig. 6.33). A partir aproximadamente da semana 25 os assentamentos atingiram um valor próximo do máximo. A redução dos assentamentos máximos, quer nas colunas quer no solo mole, está essencialmente associada à diminuição das distorções na fundação (solo mole mais colunas) do aterro devido ao reforço com o geossintético na direcção horizontal, o que provoca a diminuição dos níveis de tensão no solo mole, como à frente se verá.

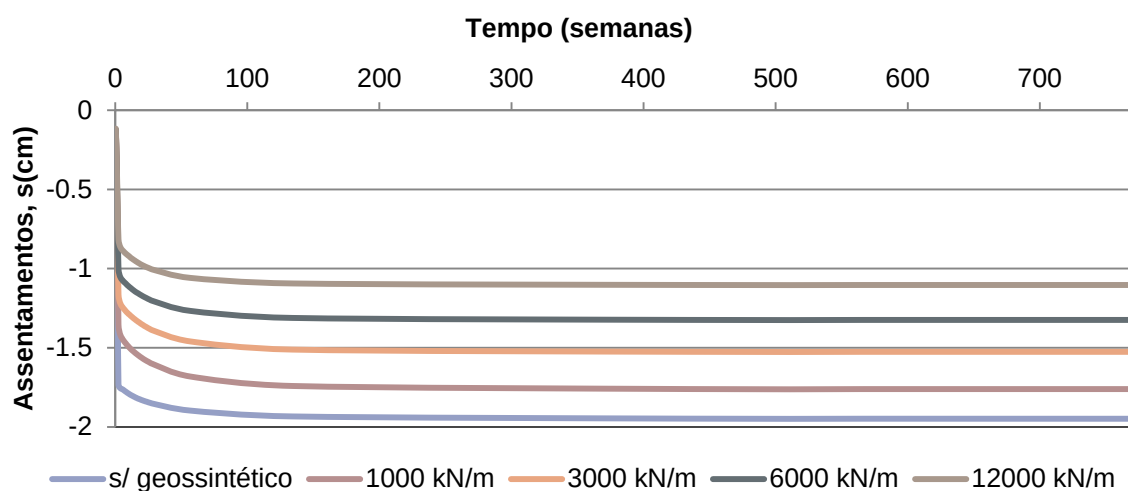


Fig. 6.32 - Evolução temporal dos assentamentos máximos nas colunas, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

6.4.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

O aumento do valor da rigidez à tracção do geossintético conduz a uma diminuição da sua deformação aquando da sua solicitação por uma carga vertical de igual valor, que para o problema em estudo repercute-se numa diminuição do assentamento na base do aterro. Todavia este aumento da rigidez do geossintético resulta numa plataforma de transferência de carga mais rígida, reduzindo o efeito de arco no corpo do aterro devido à diminuição das diferenças de rigidez entre as colunas e o geossintético, o que “atrai” mais carga para o geossintético (Fig. 6.34).

Pela análise da Fig. 6.33 podemos verificar no entanto que o coeficiente de efeito de arco não é afectado significativamente pela variação da rigidez do geossintético, notando-se uma pequena diminuição quando a rigidez do geossintético varia de 1000 para 6000 kN/m e um ligeiro aumento para valores superiores a 6000 kN/m.

O cálculo J1, situação sem geossintético, apresenta um coeficiente de efeito de arco inferior ao verificado para os restantes cálculos, evidenciando uma maior transferência de carga do aterro para as colunas.

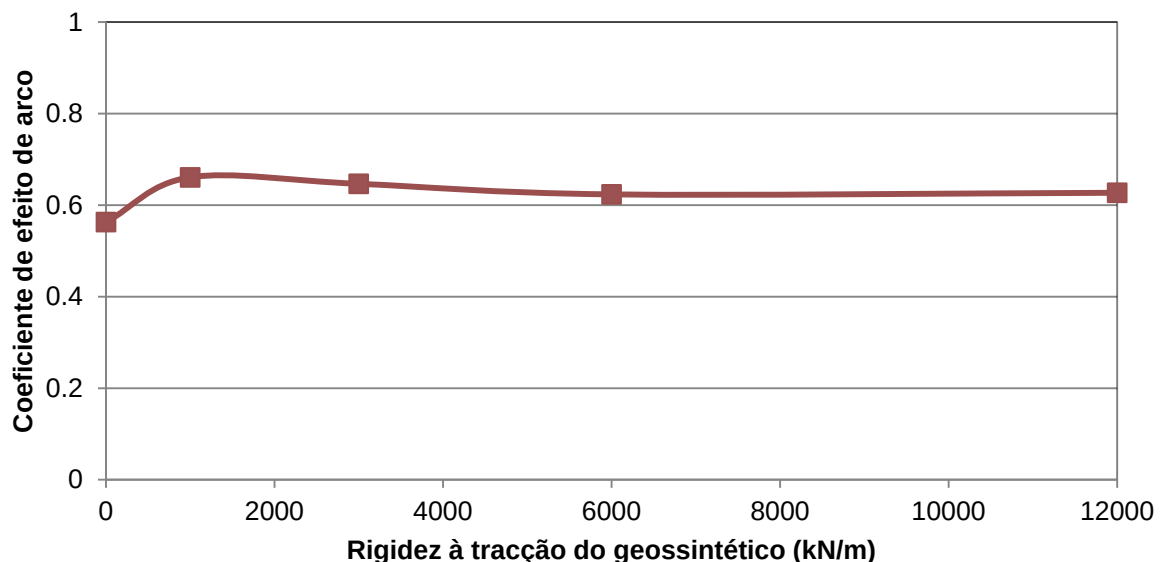
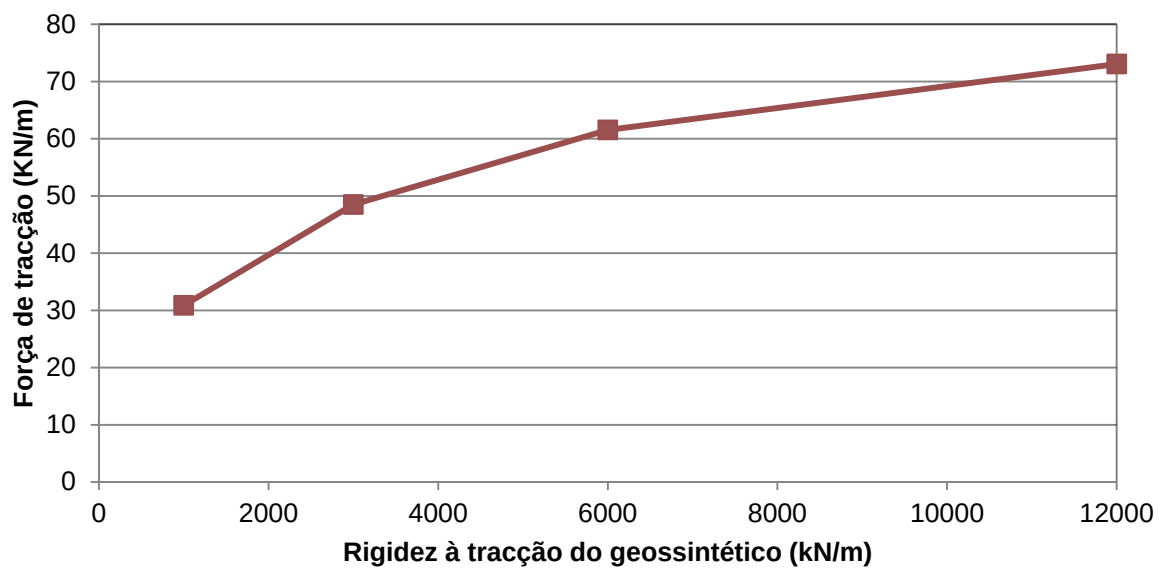


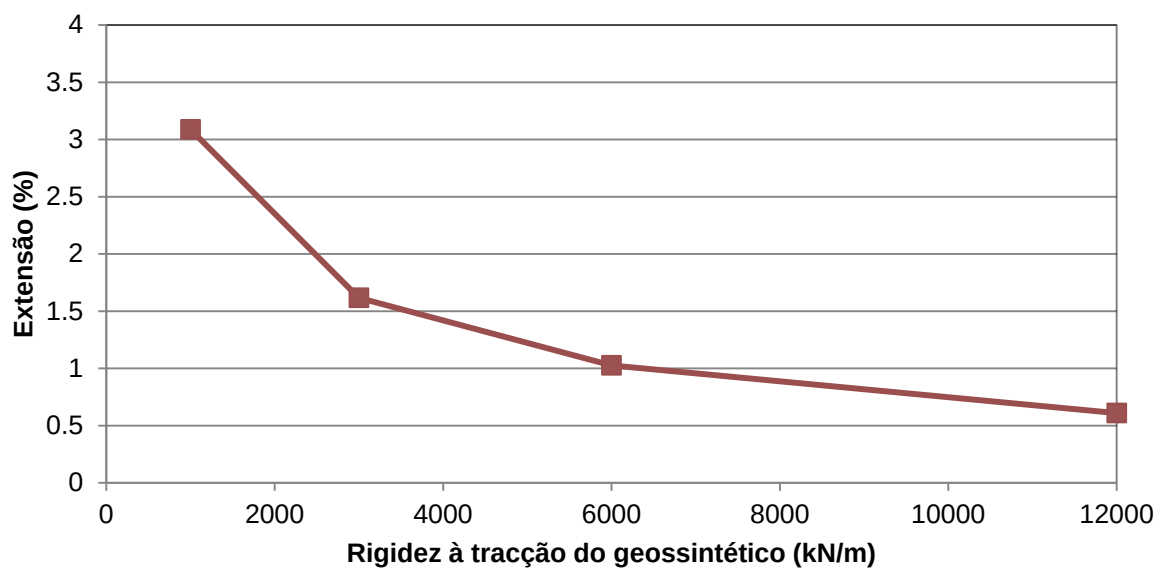
Fig. 6.33 - Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

6.4.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO

Como se pode ver na Fig. 6.34, as forças de tracção máximas no geossintético aumentam com o aumento da sua rigidez, não obstante constatar-se uma pequena diminuição da sua extensão máxima (Fig. 6.34 b), facto que está relacionado com a diminuição dos assentamentos na base do aterro entre as colunas 3, 4 e 5, como atrás se constatou (Fig. 6.27).



a)



b)

Fig. 6.34 - Força máxima de tracção (a) e extensão máxima (b) no geossintético, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

6.4.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA

Analisando os resultados da Fig. 6.35, constata-se que, à excepção do cálculo sem geossintético em que o coeficiente de eficácia é um pouco menor, não existe variação significativa da eficácia do sistema com a variação da rigidez do geossintético. Este facto está em consonância com os assentamentos observados na base do aterro (Fig. 6.27), que são semelhantes para todos os cálculos excepto nas proximidades das extremidades da base do aterro; no entanto, como se referiu anteriormente, estas diferenças devem-se a diferentes distorções na fundação (que são menores para maiores rigidezes do geossintético) e não a diferentes transmissões de carga vertical para as colunas.

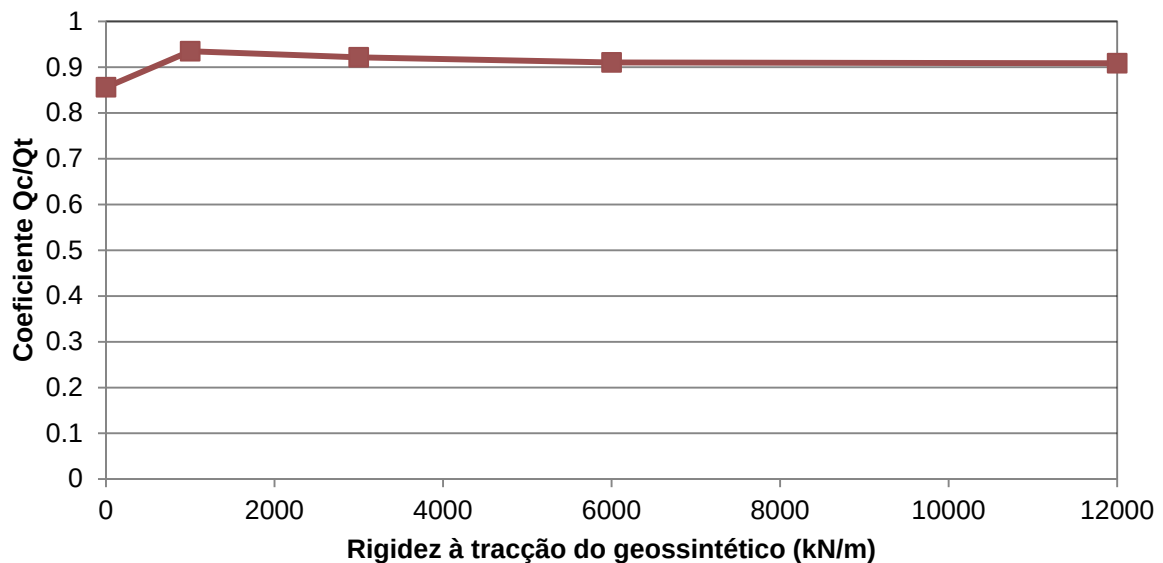


Fig. 6.35 - Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

6.4.6. NÍVEIS DE TENSÃO

As Figs 6.36 e 6.37 mostram os níveis de tensão mobilizados, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação. No final da construção do aterro, o aumento da rigidez do geossintético é acompanhado de uma diminuição significativa da área em estado crítico no solo mole nas zonas mais laterais (nas proximidades das colunas 4 e 5). Como referido anteriormente, este facto está relacionado com a diminuição das distorções na fundação devido ao reforço com o geossintético na direcção horizontal. Este efeito é, naturalmente, mais significativo à medida que aumenta a rigidez do geossintético.

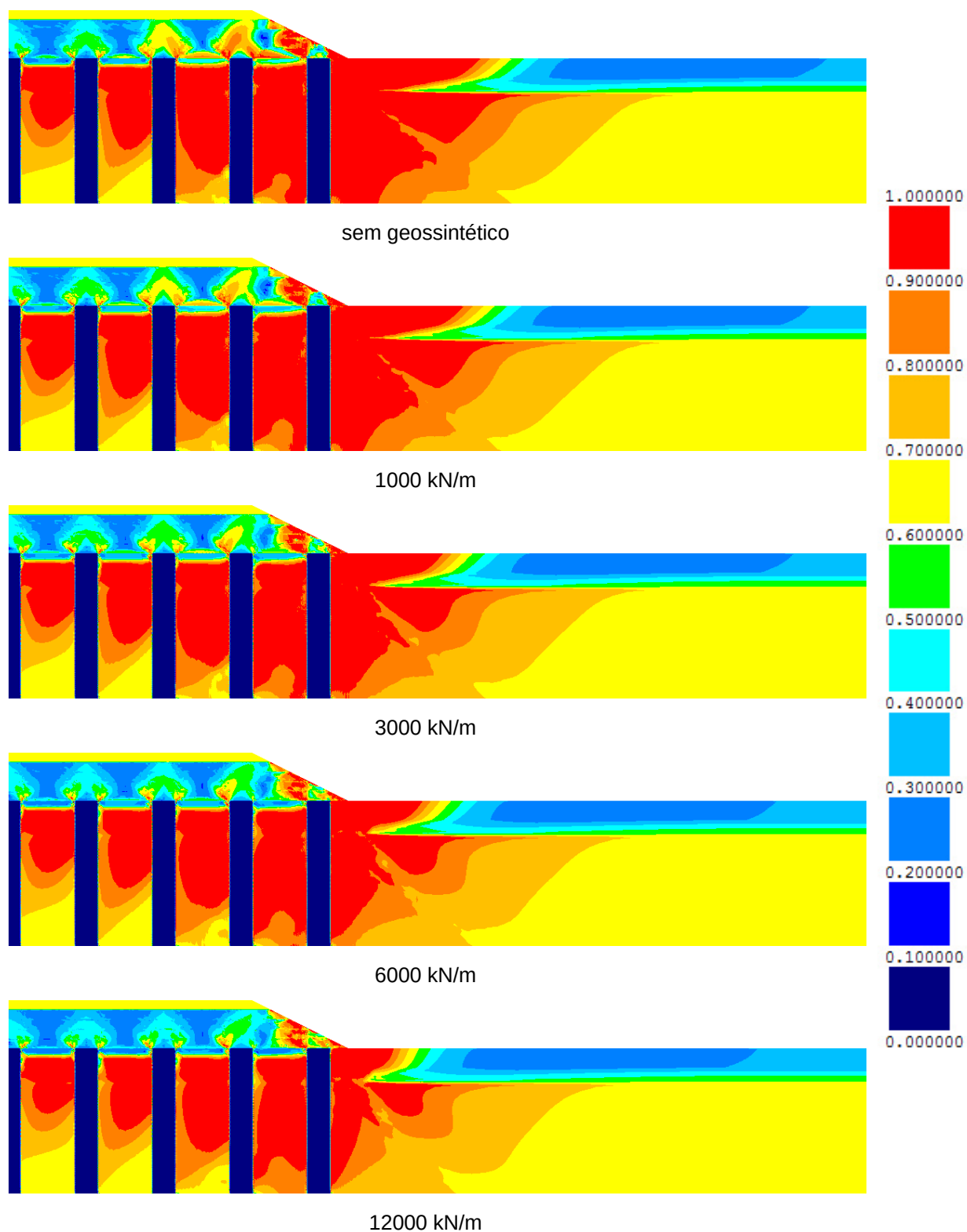


Fig. 6.36 - Níveis de tensão no final da construção, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

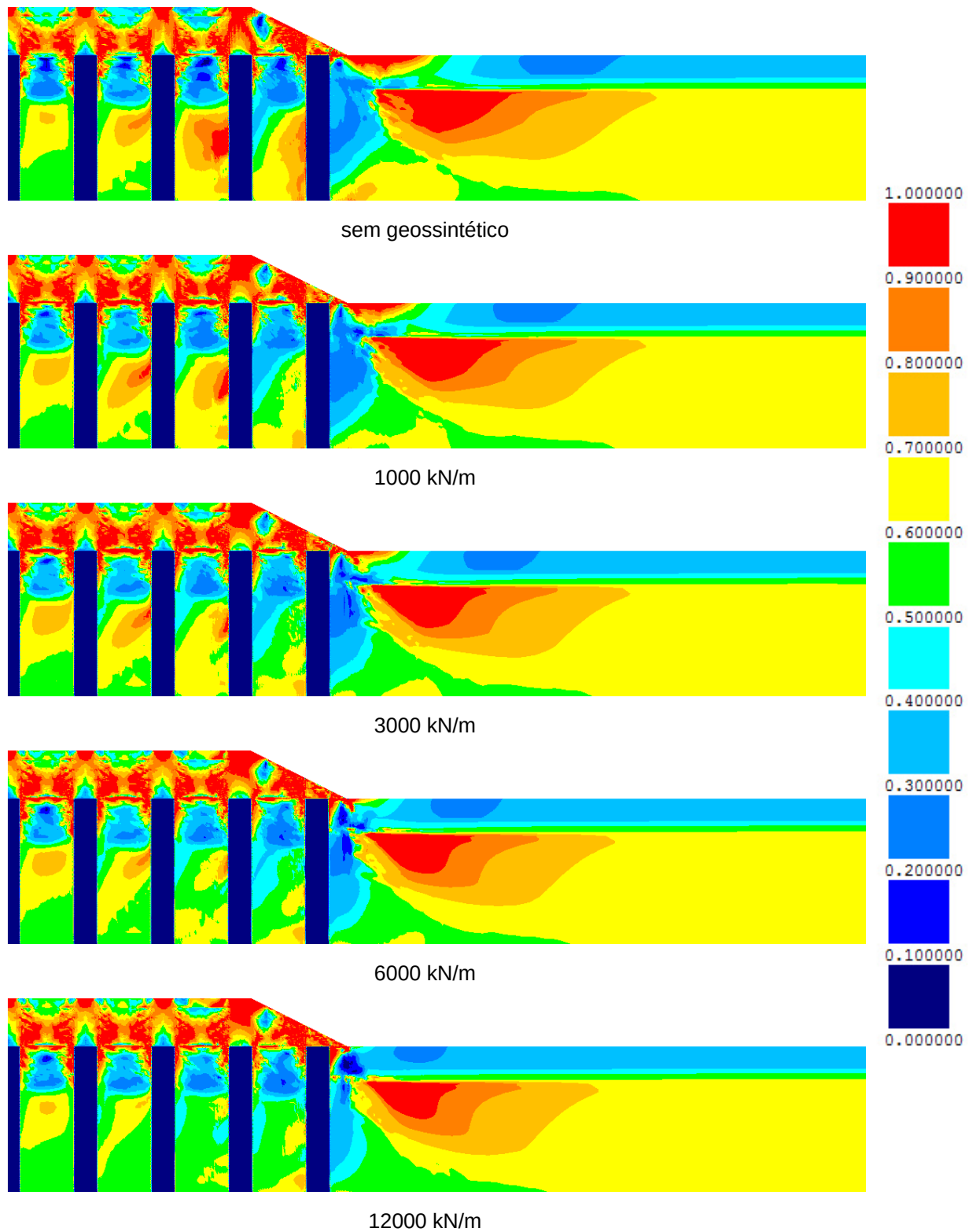


Fig. 6.37 - Níveis de tensão no final a consolidação, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

6.4.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Na Fig. 6.38 são apresentados os excessos de pressão neutra para o final do processo construtivo. Verifica-se que, nas zonas mais laterais da fundação, quanto maior é a rigidez do geossintético menor são os excessos de pressão neutra corroborando o aumento da eficácia do sistema nessa zona. O caso J1 apresenta menores excessos de pressão neutra em resultado do melhor coeficiente de efeito de arco em relação aos outros estudos, como se viu anteriormente.

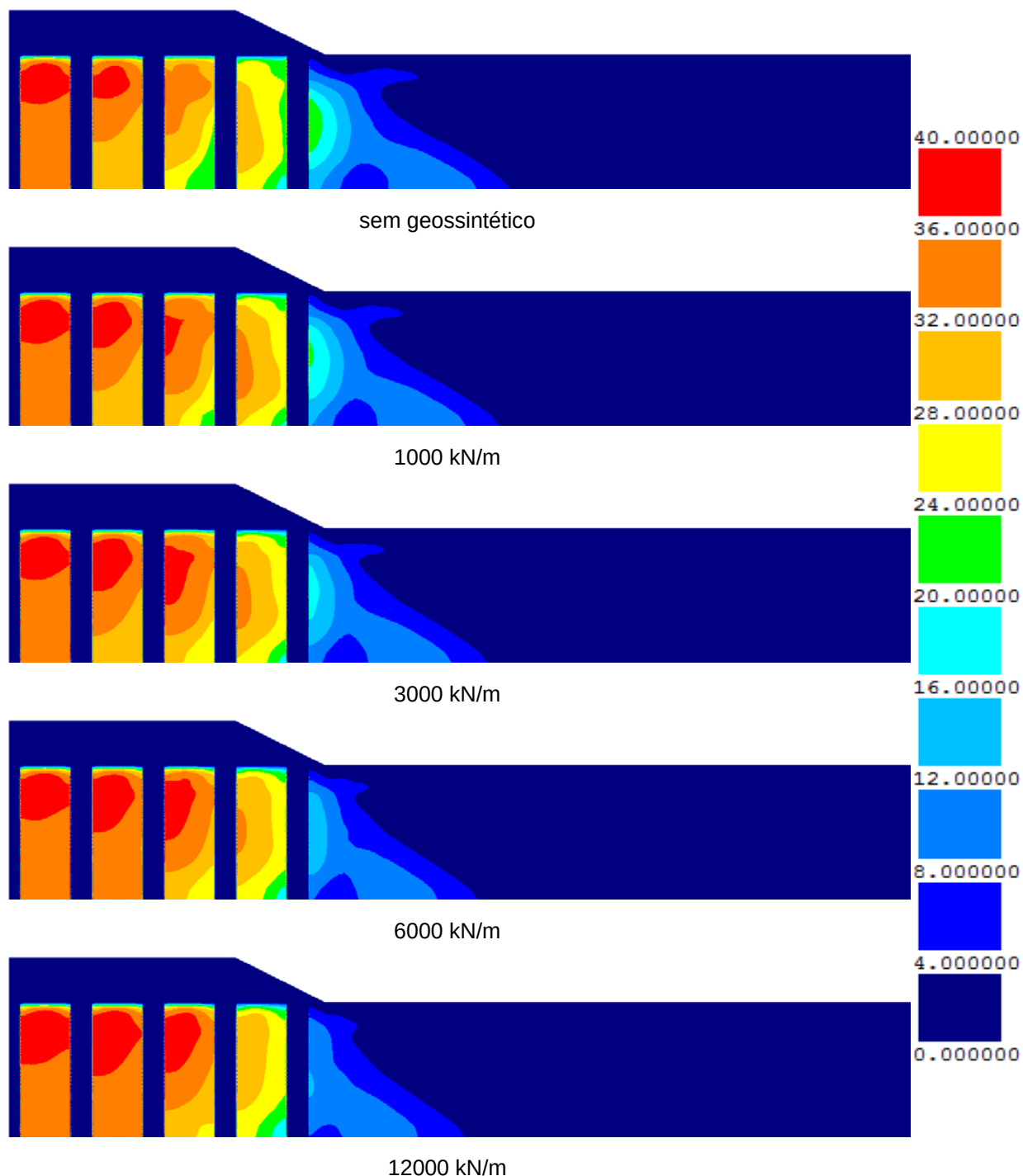


Fig. 6.38 - Excessos de pressão neutra no final da construção, para diferentes valores de rigidez à tracção do geossintético

6.5. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS

6.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O espaçamento entre colunas e, consequentemente, a área de influência de cada coluna, é um dos parâmetros com maior importância no comportamento do sistema estrutural. O aumento da área de influência das colunas resulta numa maior tensão suportada pelos elementos de reforço e pelo solo mole.

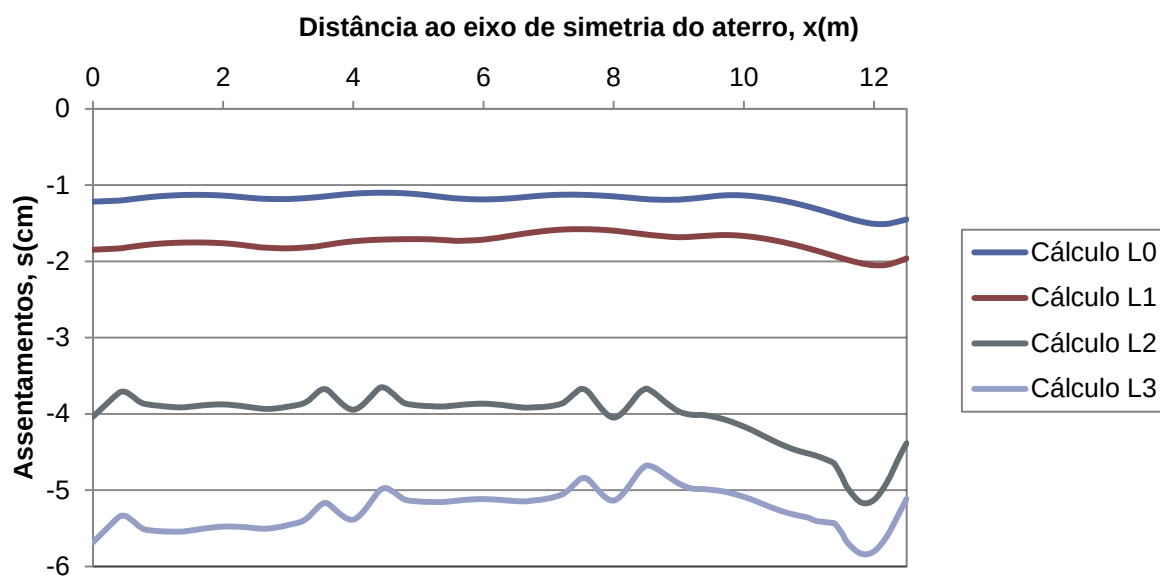
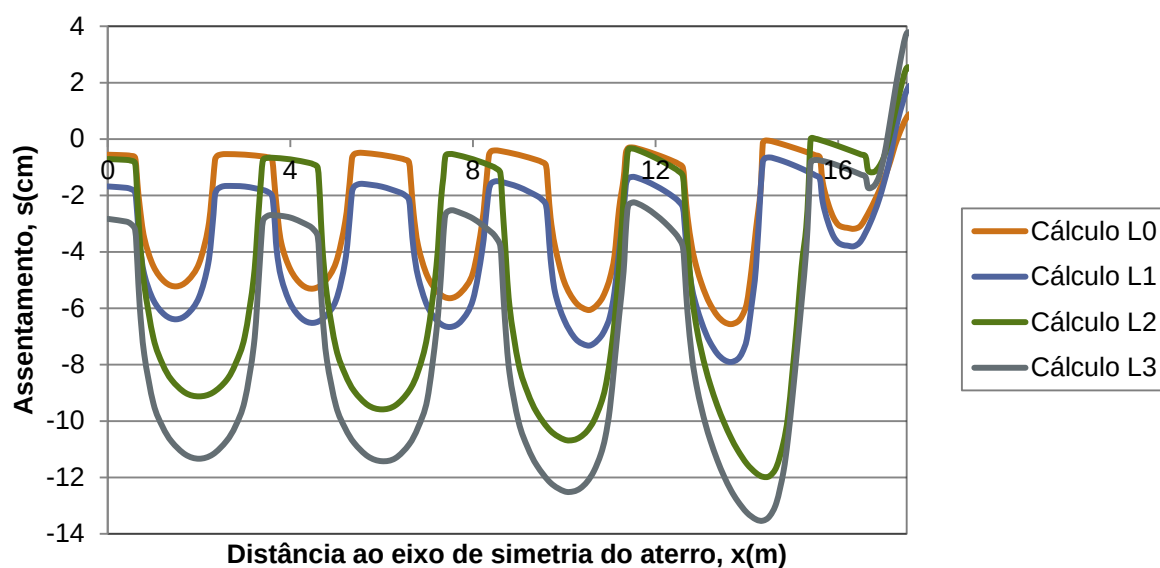
Com o objectivo de avaliar a influência deste parâmetro no comportamento do sistema estrutural e a sua importância para diferentes disposições das colunas, efectuaram-se quatro cálculos apresentados no Quadro 6.5. em que se varia o espaçamento entre colunas, quer longitudinalmente quer transversalmente.

Quadro 6.5 - Espaçamento entre colunas

CÁLCULO	ESPAÇAMENTO TRANSVERSAL ENTRE COLUNAS (m)	ESPAÇAMENTO LONGITUDINAL ENTRE COLUNAS (m)
L0	3	Secantes
L1	3	3
L2	4	Secantes
L3	4	4

6.5.2. DESLOCAMENTOS

Nas Fig.s 6.39 e 6.40 ilustram-se os assentamentos no final da consolidação na base e no topo do aterro, respectivamente, para todos os cálculos efectuados. Estes resultados, como seria expectável, permitem referir que os assentamentos aumentam com o aumento do espaçamento das colunas de jet grout.



Os assentamentos máximos na base do aterro crescem com o aumento do espaçamento entre colunas de jet grout (Fig. 6.41), sendo este crescimento muito mais significativo no solo mole do que nas colunas, como seria de esperar.

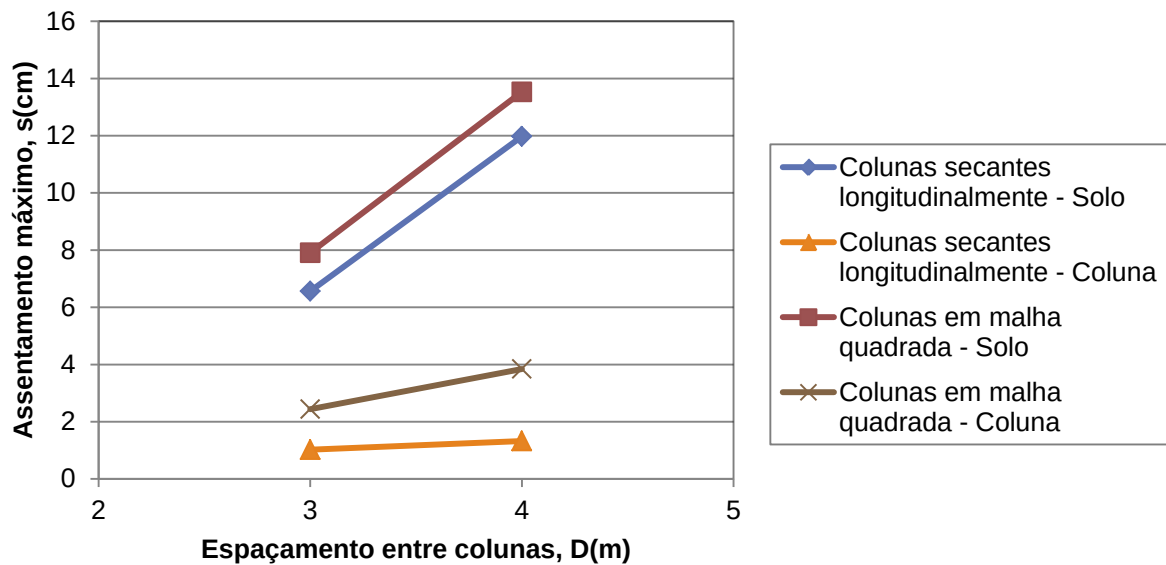


Fig. 6.41 - Assentamentos máximos na base do aterro, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

Apresenta-se nas Fig.s 6.42 e 6.43 a evolução temporal dos assentamentos máximos na base do aterro para diferentes cálculos efectuados, no solo mole e nas colunas respectivamente.

O aumento do espaçamento entre colunas repercute-se numa demora do processo de consolidação, constatado pelo aumento do tempo necessário à estabilização dos assentamentos. Este efeito deve-se, como se verá à frente, não só ao facto do aumento do volume de solo mole em consolidação, mas também à maior carga aplicada ao solo mole (menor eficácia na transferência de carga para as colunas), o que origina, no final da construção, maiores excessos de pressão neutra (ver à frente Fig. 6.50).

Para explicitar a evolução do assentamento máximo no solo em relação ao seu assentamento máximo no final da consolidação, apresenta-se na Fig. 6.44 a evolução da percentagem de assentamento em função do tempo, para diferentes cálculos. O processo de consolidação para as colunas espaçadas de 4 m secantes longitudinalmente é igual das dispostas em malha quadrada. Verifica-se que aproximadamente meio ano (26 semanas) após a construção do aterro, para o cálculo L1, o assentamento máximo no solo atingiu 95,25% do assentamento máximo; no cálculo L0, 95,17% e nos cálculos L2 e L3 apenas 77%.

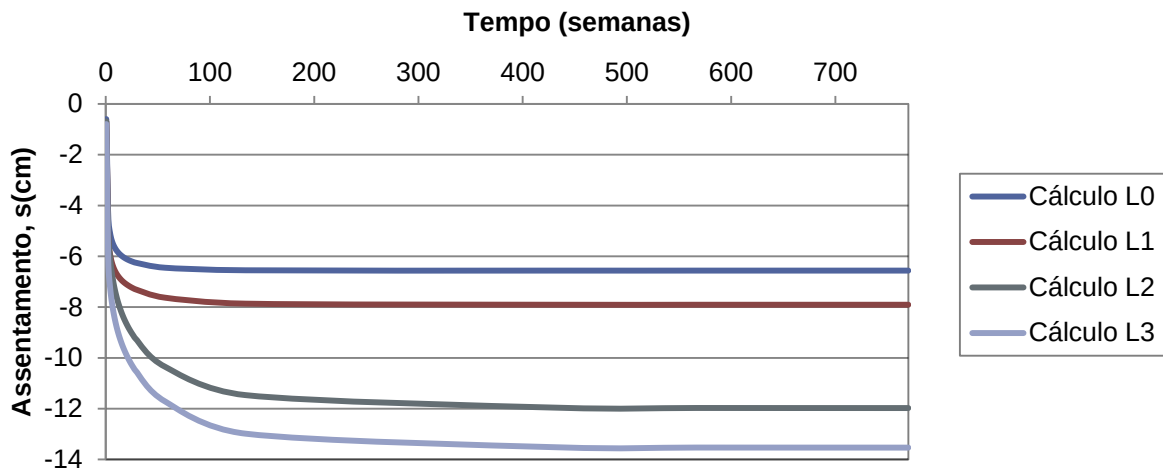


Fig. 6.42 - Evolução temporal dos assentamentos máximos do solo na base do aterro, para diferentes espaçamentos entre colunas

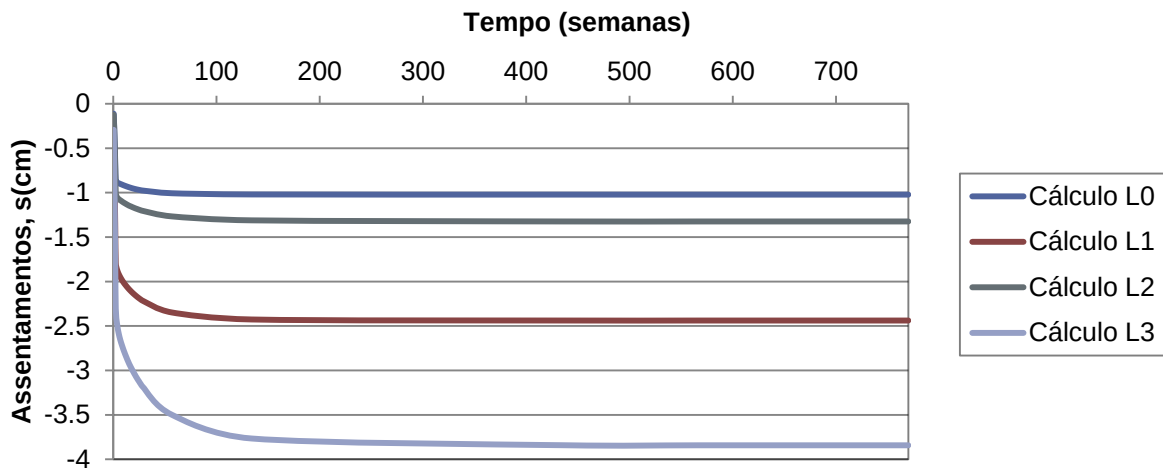


Fig. 6.43 - Evolução temporal dos assentamentos máximos nas colunas, para diferentes espaçamentos entre colunas

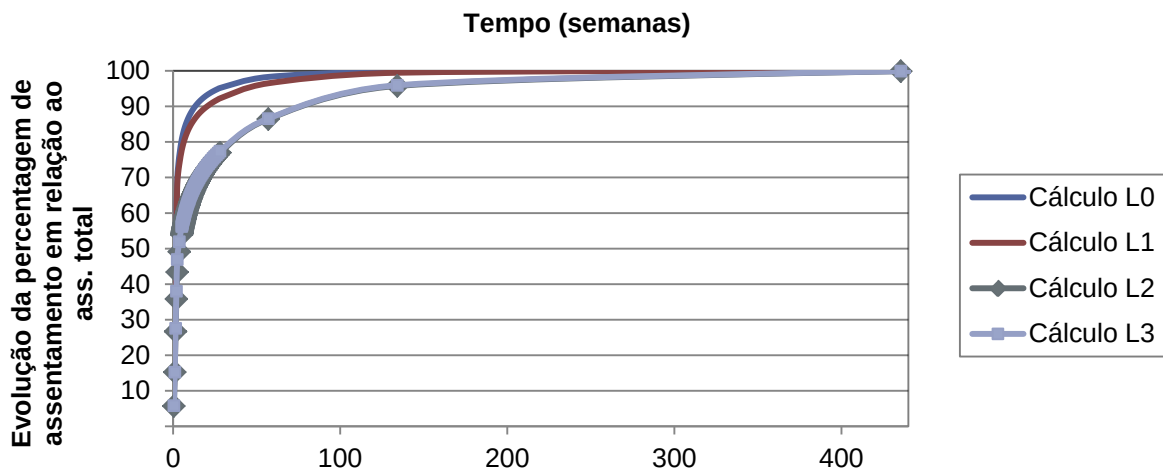


Fig. 6.44 - Evolução da percentagem de assentamento em função do tempo, para diferentes espaçamentos entre colunas

6.5.3. COEFICIENTE DE EFEITO DE ARCO

O coeficiente de efeito de arco apresenta um valor crescente com o aumento do espaçamento entre as colunas de jet grout para ambas disposições em análise, o que significa que quanto maior é a área de influência das colunas, menor é a percentagem de carga transmitida para estas por efeito de arco no corpo do aterro.

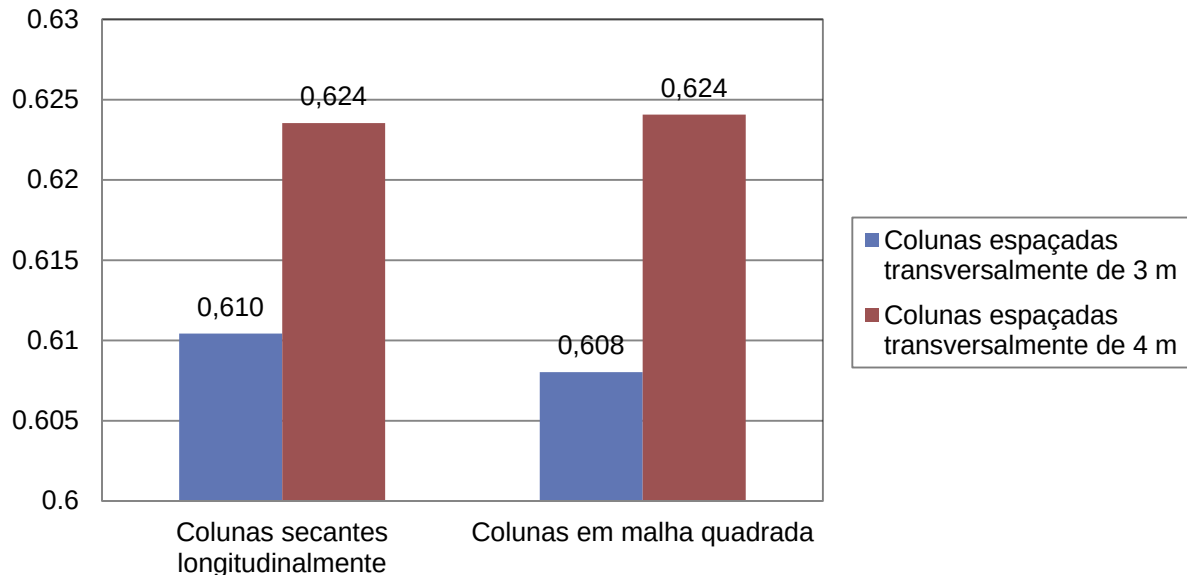
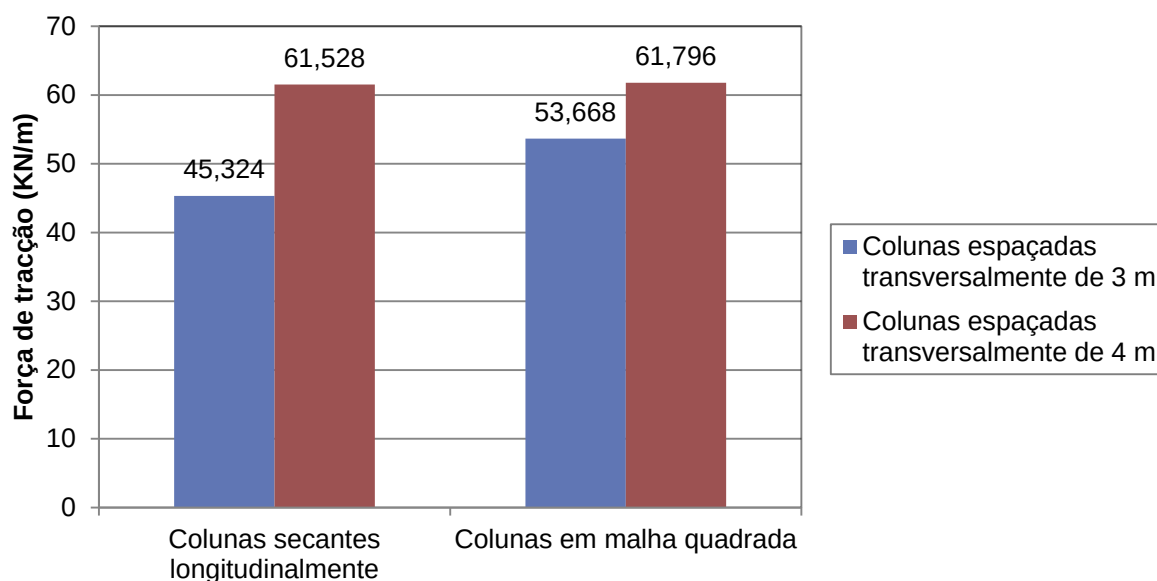


Fig. 6.45 - Coeficiente de efeito de arco, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

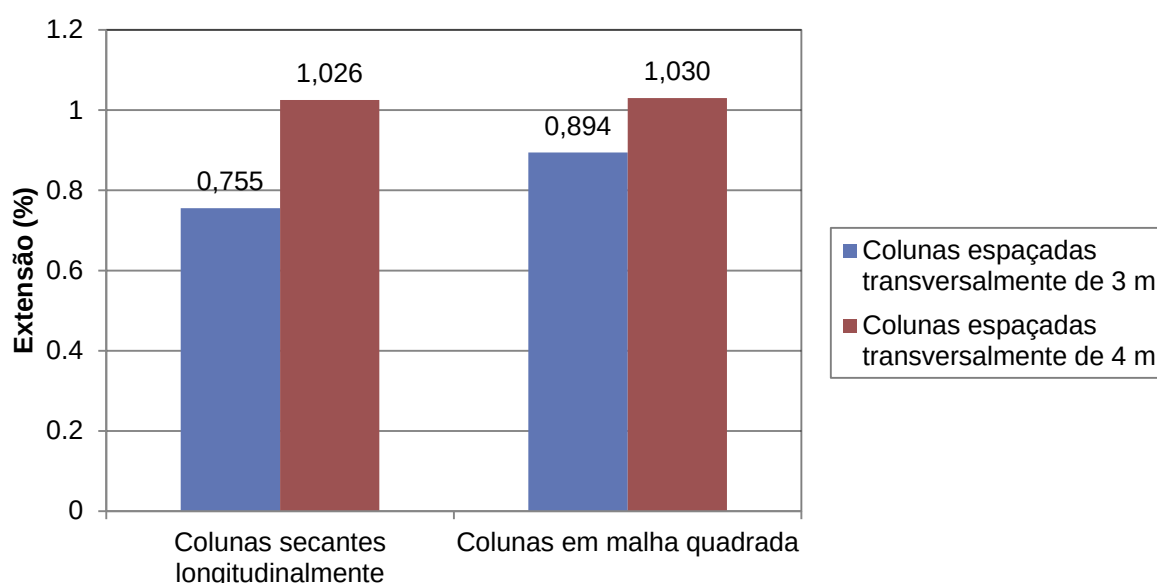
6.5.4. FORÇA DE TRACÇÃO NO GEOSSINTÉTICO

A força de tracção no geossintético aumenta com o aumento do espaçamento entre colunas de acordo com a Fig. 6.46. Este comportamento está intimamente relacionado, por um lado, com a diminuição da carga transferida para as colunas por efeito de arco no corpo do aterro, aumentando assim a parcela de carga do aterro sobre o geossintético, e por outro, com o aumento do “vão” entre colunas em que o geossintético funciona como membrana (catenária).

Verifica-se também um ligeiro aumento da força de tracção no geossintético para o modelo com colunas dispostas em malha quadrada em relação ao modelo das colunas secantes na direcção longitudinal, devido à maior área de geossintético sobre solo mole, que por sua vez conduz a maiores cargas sobre o geossintético entre colunas o que se repercute num aumento da sua força de tracção.



a)



b)

Fig. 6.46 - Força máxima de tracção (a) e extensão máxima (b) no geossintético, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

6.5.5. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA

O coeficiente de eficácia do sistema diminui com o aumento do espaçamento entre colunas (Fig. 6.47).

Tal como referido anteriormente, a transferência de cargas por efeito de arco no corpo do aterro diminui com o aumento da distância entre colunas, diminuindo assim a percentagem de cargas transmitidas directamente para o topo das colunas e aumentando a tensão de tracção no geossintético. Porém a mobilização de tensões de tracção no geossintético não é suficiente para compensar a carga

não transmitida directamente para o topo das colunas como se constata pela diminuição do coeficiente de eficácia do sistema (Fig. 6.47), resultando pois no aumento da parcela de carga transmitida para o solo de fundação.

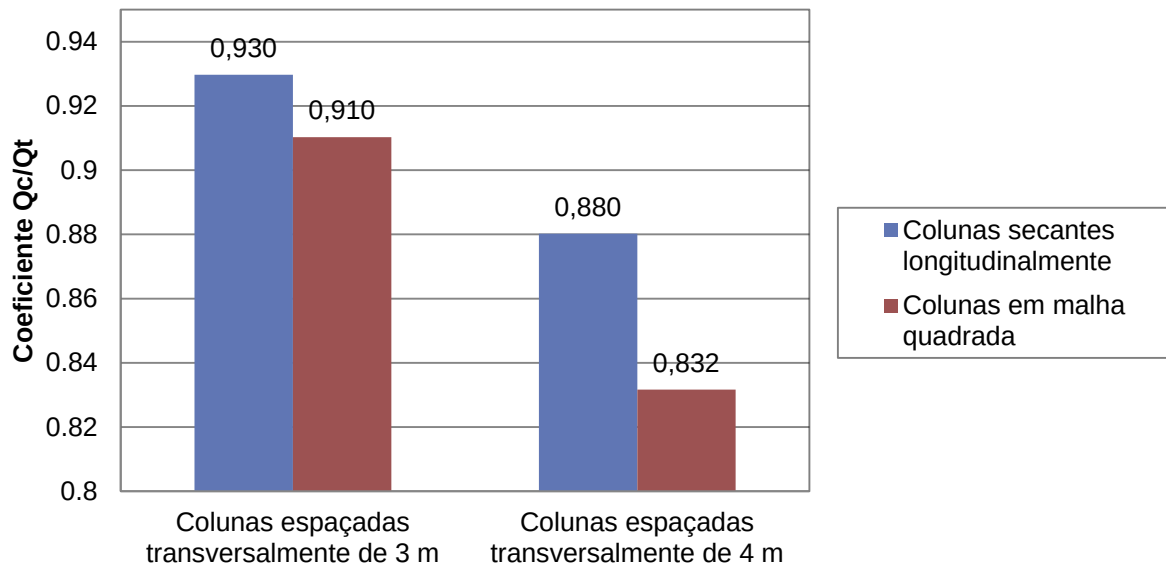


Fig. 6.47 - Coeficiente de eficácia do sistema do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

6.5.6. NÍVEIS DE TENSÃO

As Fig.s 6.48 e 6.49 apresentam os níveis de tensão mobilizados, respectivamente, no final da construção do aterro e no final da consolidação para os quatro cálculos efectuados.

Em resultado da maior carga a solicitar o solo mole com o aumento do espaçamento entre colunas, verifica-se no final da construção, uma maior área em estado crítico. No final da consolidação, com o aumento do espaçamento entre colunas, as cargas do aterro têm uma maior dificuldade de serem transmitidos para as colunas por efeito de arco no corpo do aterro, pelo que as tensões de corte desenvolvidas para mobilizar a transmissão das cargas fazem com que o solo no corpo do aterro atinja maior área de estado crítico.

Como visto na Fig. 6.47, a transmissão da carga vertical do aterro para as colunas de jet grout pelo geossintético não é suficiente para compensar a redução do efeito de arco no aterro, devido ao aumento do espaçamento entre colunas, resultando numa maior tensão transmitida para o solo mole de fundação. Assim o solo mole, solicitado por tensões mais elevadas, transmite tensões para as colunas por atrito lateral. É possível verificar na Fig. 6.49 que quanto maior é o espaçamento entre as colunas de jet grout, maior é a profundidade até à qual o solo mole atinge o estado crítico nas interfaces coluna-solo mole.

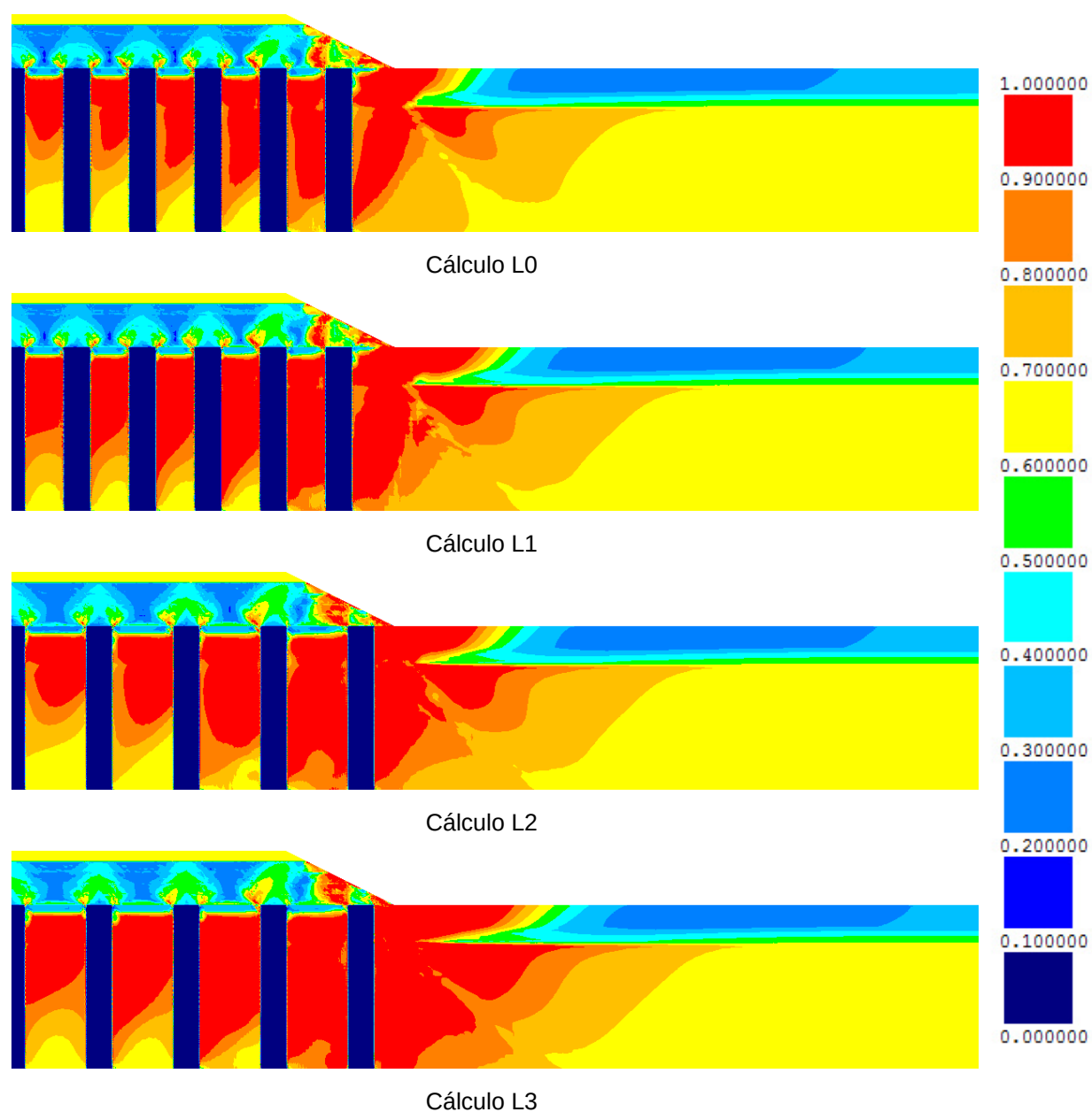


Fig. 6.48 - Níveis de tensão no final da construção, para diferentes espaçamentos entre colunas

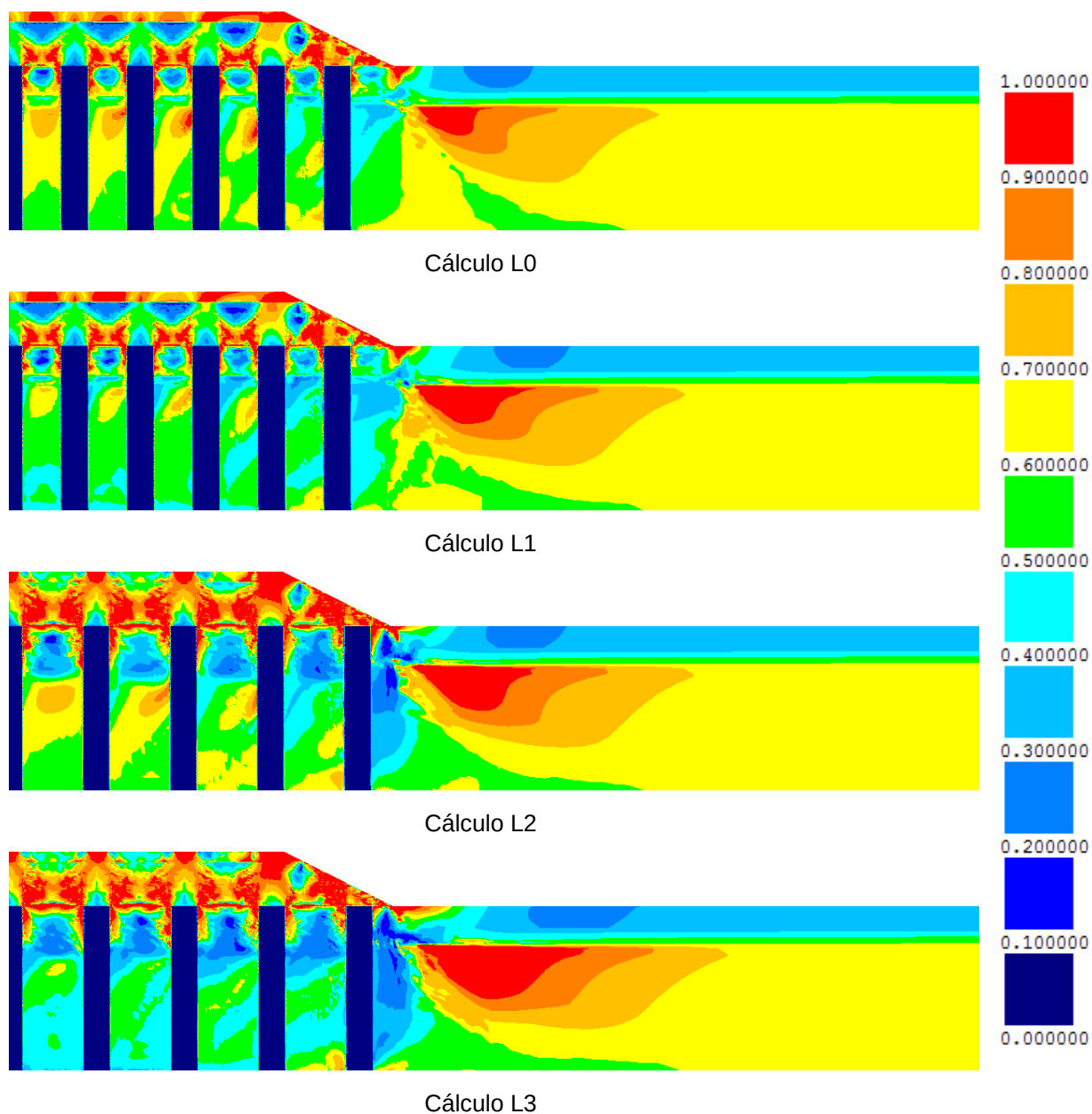


Fig. 6.49 - Níveis de tensão no final a consolidação, para diferentes espaçamentos entre colunas

6.5.7. EXCESSOS DE PRESSÕES NEUTRAS

Na Fig. 6.50 são apresentados os excessos de pressões neutra para o final da construção do aterro. É possível verificar que quanto maior é a área de influência das colunas, mais elevados são os excessos de pressão neutra no solo mole. Como já referido anteriormente, o aumento da distância entre colunas, resulta numa maior carga transmitida ao solo mole e numa mais difícil transmissão para as colunas. Aumentando a parcela a solicitar o solo mole, verificam-se excessos de pressão neutra mais elevados resultantes duma solicitação praticamente não drenada do solo mole.

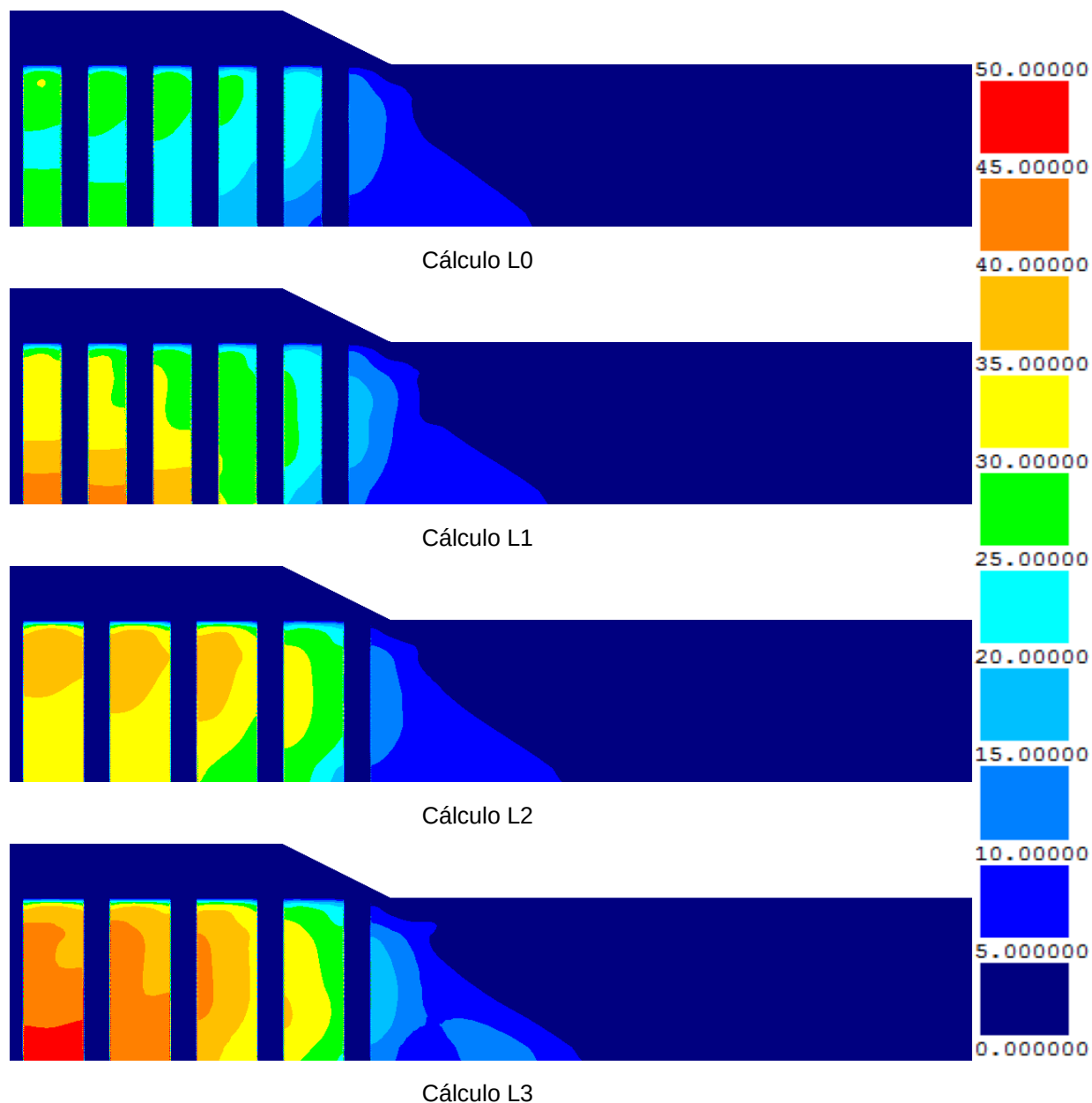


Fig. 6.50 - Excessos de pressão neutra no final da construção, para diferentes espaçamentos entre colunas

6.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentadas diversas análises paramétricas que procuram explicar a influência dos parâmetros estudados no comportamento de aterros sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de jet grout encabeçadas por plataformas de transferência de carga em geossintético.

Os resultados das análises numéricas demonstraram que a disposição em planta das colunas de jet grout e o espaçamento entre as colunas são os parâmetros a que a resposta do sistema é mais sensível. Os restantes parâmetros, deformabilidade das colunas de reforço e rigidez do geossintético, têm uma influência menor no comportamento do solo reforçado, para as condições do problema estudado.

Relativamente à disposição em planta das colunas de jet grout, que no caso em estudo repercute-se na variação da área de influência, tem uma influência significativa nos assentamentos na base do aterro. Não apresenta influência na velocidade de consolidação. Os mecanismos de transferência de carga assumem relativa variação que se repercute na eficácia do sistema de reforço.

Quanto ao módulo de deformabilidade das colunas, a influência deste parâmetro no comportamento do sistema é muito significativa em termos globais. Este facto deve-se à diferença de rigidez entre o solo mole de fundação e a coluna. O comportamento do sistema estrutural demonstrou que à medida que se aumenta a rigidez das colunas, existe uma redução significativa no valor dos assentamentos (tanto na coluna como no solo mole), a velocidade do processo de consolidação é mais célere e a eficácia do sistema de reforço aumenta. Estes efeitos assumem elevada expressão para colunas com módulo de deformabilidade até 1000 MPa. Para colunas com módulo de deformabilidade superior a 10000 MPa este parâmetro não introduz alterações significativas.

Quanto à rigidez do geossintético, a resposta do sistema estrutural permite evidenciar que este parâmetro é pouco significativo em termos globais. Este facto prende-se com a reduzida importância do mecanismo de transferência de carga vertical para as colunas através do geossintético. A grandeza que sofre alterações significativas é a de tracção no geossintético. A eficácia do sistema de reforço é pouco influenciada por este parâmetro.

Quanto à variação do espaçamento entre colunas as análises efectuadas permitiram verificar que a área de influência das colunas tem uma grande influência no assentamento máximo tanto na base como no topo do aterro e no assentamento máximo. O comportamento diferido no tempo do assentamento máximo relativamente ao assentamento máximo final também é afectado por este parâmetro. Este parâmetro tem grande influência nos mecanismos de transferência de tensões, variando a importância relativa de cada um dos mecanismos. Como tal, a eficiência do sistema de reforço é afectada de forma significativa.

Em síntese, os resultados do estudo numérico mostram que, para as condições adoptadas, os assentamentos quer na base quer no topo do aterro crescem significativamente com área de influência das colunas de jet grout na análise da disposição em planta das colunas de jet grout e na variação do espaçamento entre colunas.

O coeficiente de efeito de arco aumenta com o aumento da área de influência das colunas e mantém-se praticamente constante com o aumento da rigidez do geossintético e do módulo de deformabilidade das colunas. Este facto, para as condições específicas deste problema, está de acordo com os métodos de Hewlett e Randolph (1988) e a Norma Britânica BS8006 (1995) que negligenciam a influência destes dois últimos parâmetros no cálculo teórico do coeficiente de efeito de arco.

A eficácia do sistema aumenta com o aumento do módulo de deformabilidade das colunas até ao valor de 1000 MPa, a partir do qual permanece constante; permanece constante com a variação da rigidez do geossintético e diminui com o aumento da área de influência das colunas.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar o presente trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para o aprofundamento da compreensão dos complexos fenómenos associados à construção de aterros sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético, entende-se ser pertinente tecer algumas sucintas considerações finais e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Nesta dissertação, foi feita uma apresentação dos fundamentos associados aos métodos de dimensionamento e aos de transferência de carga desenvolvidos numa obra com esta concepção estrutural, em particular para a plataforma constituída por apenas uma camada de geossintético funcionando como membrana (cabo ou catenária), assim como da tecnologia de jet grouting e dos geossintéticos.

Com um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, foi modelado um problema-base relativo a um aterro sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout e plataforma de transferência de carga com geossintético, tendo como objectivo a compreensão do comportamento da obra, durante e após a construção. O modelo numérico baseia-se numa formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento, tendo em conta as relações constitutivas do solo em termos de tensões efectivas. Para a simulação constitutiva do solo adoptou-se o modelo $p-q-\theta$, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

Interpretou-se o comportamento do problema base, analisando detalhadamente diversas grandezas, tais como deslocamentos verticais, tensões efectivas, pressão neutra, deformação e força de tracção no geossintético, factor de concentração de tensões, coeficiente de efeito de arco, factor de redução de assentamentos e o coeficiente de eficácia do sistema de reforço.

Complementarmente, foram realizadas diversas análises paramétricas, de forma a avaliar a influência de diversos parâmetros no comportamento do problema.

O problema-base e as análises paramétricas efectuadas permitiram avaliar o comportamento destas obras, cujas conclusões mais gerais se passa a enunciar.

- A carga materializada pela construção do aterro é transmitida para as colunas essencialmente através de três mecanismos: efeito de arco no corpo do aterro, transferência de cargas através do geossintético e efeito de arco no solo de fundação (tensões tangenciais nas interfaces solo mole-colunas);
- A redistribuição de tensões no sistema influencia a distribuição dos excessos de pressão neutra no solo mole e, consequentemente, os estados de tensão efectiva. No final da consolidação, os acréscimos de tensão vertical no solo de fundação são consideravelmente inferiores aos que se

encontrariam instalados num sistema não reforçado. Esta parcela de acréscimo de tensão vertical é devida à parcela de carga do aterro que não é transferida para as colunas;

- A técnica de reforço com colunas de jet grout encabeçadas por geossintético em solos moles, sob acção de um carregamento exterior, reduz claramente os assentamentos na base do aterro;
- A distribuição de tensões na coluna de jet grout não é uniforme. No topo da coluna, a tensão vertical é maior na periferia do que no centro. A parte externa da coluna é uma zona de grande concentração de tensões, pois recebe o geossintético e a carga por ele transmitida e desenvolvem-se nessa zona tensões de corte muito expressivas, por efeito de arco, no corpo do aterro.

Em termos de desenvolvimentos futuros dentro do âmbito deste tema, sugere-se um estudo mais aprofundado sobre os seguintes aspectos:

- A realização de estudos paramétricos versando outros parâmetros não objecto de estudo do presente trabalho, tais como a deformabilidade do solo de fundação, a deformabilidade do aterro, etc.;
- A monitorização completa de casos de obra que possam posteriormente ser comparados com resultados numéricos;
- A realização de análises numéricas tridimensionais de forma a melhor simular o comportamento real de certas obras, tendo em conta as dimensões finitas do aterro em planta.

BIBLIOGRAFIA

- Abdullah, C.H. (2006). *Evaluation of Load Transfer Platforms and Their Design Methods for Embankments supported on geopiers*. Dissertação de Doutoramento, University of Wisconsin.
- Afonso, M.R.F.L. (2009). *Ensaio de Corte Directo na Caracterização da Interface Solo-geossintético-efeito da Variação da Tensão Normal*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S. (2004). *Aterros sobre camadas espessas de solos muito compressíveis*. 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Abril, Aveiro, 103-112.
- Almeida, M.S.S., Ehrlich, M., Spotti, A.P., Marques, M.E.S. (2007). *Embankment supported on piles with biaxial geogrids*. In Proceedings of the Institution of Civil Engineering – Geotechnical Engineering 160, Outubro, 185-192.
- Almeida, M.S.S. (1996). *Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho*. 1ª edição, Editora UFRJ, Rio de Janeiro.
- Alzamora, D., Wayne, M.H., Han, J. (2000). *Performance of SRW supported by geogrids and jet grout columns*. In Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities, Geotechnical Special Publication No. 94, 456–466.
- ASCE Geo-Institute. (1997). *Ground improvement, ground reinforcement, ground treatment developments, 1987–1997*. Geotechnical Special Publication No. 69.
- Baumann, V., Dupeuble, P. (1984). *The Jet Grouting Process and its Utilization in Some European Countries*. In *Situ and Rock Reinforcement*. Coletânea Teixeira Duarte, Paris, 165-172.
- Biot, M.A. (1935). *Les problemes de la consolidation des matieres argileuses sous une charge*. Annales de la Société Scientifique de Bruxelles, Series B. 55, 110-113
- Biot, M.A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics, Vol. 12, 155-164.
- Borba, A.M. (2007). *Análise de Desempenho de Aterro Experimental na Vila Pan-Americana*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Borges, J.M.L. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- British Standard 8006. (1995). *Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and other Fills*, British Standards Institution.
- Carreto, J. (1999). *Jet Grouting A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- Carreto, J. (2000). *Jet Grouting. Uma tecnica em desenvolvimento*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1043-1054.
- Collin, J.G. (2004). *Column Supported Embankment Design Considerations*. 52nd Annual Geotechnical Engineering Conference, University of Minnesota.
- Falcão, J., Pinto, A., Pinto, F. (2000). *Casos práticos de soluções de jet grouting vertical*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Vol. 2, 1055-1065, Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Fernandes, M.M. (2006). *Mecânica dos Solos Volume I*. FEUP Edições, Porto.

- Fernández, S.P.E. (2006). *Efeitos de Arqueamento em Aterros sobre Solo Estaqueado*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília.
- Gangakhedkar, R. (2004). *Geosynthetic Reinforced Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado, University of Florida.
- Guatterì, G., Mosiici, P., Koshima, A. (1994). *Túneis em Solos Tratados com Jet Grouting*. 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, Brasília, 1-13.
- Han, J. (1999). *Design and Construction of Embankments on Geosynthetic Reinforced Platforms Supported by Piles*. ASCE/PaDOT Geotechnical Seminar, 1999, Hershey.
- Han, J., Gabr, M.A. (2002). *Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over soft soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 01/2002, 44-53, 128(1), ASCE.
- Hewlet, W.J., Randolph, M. F. (1988). *Analysis of piled embankments*. Ground Engineering Vol. 21, No. 3, 12-18.
- Holmberg, S. (1978). *Bridge approaches on soft clay supported by embankment piles*. Geotechnical Engineering, Bangkok, Thailand.
- Holtz, R.D., Massarsch, K.R. (1976). *Improvement of an embankment by piling and reinforced earth*. Sixth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Outubro 1994, Budapeste, 473-478.
- Huat, B.B.K., Craig, W.H., Ali, P. (1994). *The Mechanics of Piled Embankment*. Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, 1069-1082.
- Ingold, T.S. (1994). *The Geotextiles and Geomembranes Manual*. Elsevier Advanced Technology, Oxford, United Kingdom.
- Jaritngam, S. (2003). *Design Concept of Soil Improvement for Road construction on soft clay*. Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 10/2003, Vol. 4.
- John, N.W.M. (1987). *Geotextiles*. Blackie, Chapman and Hall, New York.
- Jones, C.J.P.F., Lawson, C.R., Ayres, D.J. (1990). *Geotextile Reinforced Piled Embankments*. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Maio 1990, The Hague, Holland, 155-160.
- Kempfert, H.G., Stadel, M., Zaeske, D. (1997). *Design of geosynthetic reinforced bearing layers over piles*. Bautechnik, Vol. 74, No. 12 (Dezembro), 818-825.
- Kempfert, H.G., Gobel, C., Alexiew, D., Heitz, C. (2004). *German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements*. In Proceedings of Third European Geosynthetics Conference, Munich, 279-284.
- Koerner, R.M. (1991). Geomembrane overview - significance and background. In *Geomembranes Identification And Performance Testing*, edição de A.Rollin e J.M.Rigo; Chapman and Hall.
- Lawson, C.R. (1992). *Soil reinforcement with geosynthetics*. Applied Ground Improvement Techniques, Southeast Asian Geotechnical Society (SEAGS), 55-74.
- Lawson, C.R. (1995). *Basal reinforced embankment practice in the United Kingdom*. The practice of soil reinforcing in Europe, 173-194, Thomas Telford, London.

- Lewis, R.W., Schrefler, B.A. (1987). *The finite element method in deformation and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Chichester.
- Lopes, M.L. (1992). *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Lopes, M.L. (1998). *Comportamento ao arranque de reforços danificados*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia, No. 83, 27-36, Lisboa.
- Low, B.K., Tang, S.K., Choa, V. (1994). *Arching in piled embankment*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 11 (Novembro), 1917-1938.
- Marques, D.A.O. (2008). *Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto.
- McGown A., Andrawes, K. Z., Wilson-Fahmy, R.F., Brady, K.C A. (1981). *Strength testing of geotechnical fabrics*. Suppl. Report 703, Transport and Road Research Laboratory, U.K.
- Mello, L.G.F.S., Bilfinger, W. (2004). Aplicação em Reforço de Solo. In *Manual Brasileiro de Geossintéticos* de José Carlos Vertematti, 1ª Edição., Capítulo 4, Editora Edgard Blucher, São Paulo.
- NP EN ISO 10318. (2010). Geossintéticos - Termos e definições.
- Ooi, T.A., Chan, S.F., Wong, S.N. (1987). *Design, Construction, and Performance of Pile Supported Embankments*. Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand, 2-1 - 2-12.
- Paviani, A. (1989). *Panelist contribution*. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 3019-3024.
- Pereira, D.A.B. (2011). *Geotêxteis, Geogrelhas e Geocompósitos no Reforço de Obras de Terra*. <http://www.engenhariacivil.com/geotexteis-geogrelhas-geocompositos-reforco-obras-terra>. Consultado em Julho/2011.
- Pham, H.T.V., Suleiman, M.T., White, D.J. (2004). *Numerical analysis of geosynthetic – rammed aggregate pier supported embankments*. Geotechnical Special Publication No. 126, ASCE, Vol. 1, 657-664.
- Pinho Lopes, M. J. (2005). *Estudos de Coeficientes de Segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos*. Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Rao, K.N. (2006). *Numerical Modeling and Analysis of Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado, University of Texas at Arlington.
- Rathmayer, H. (1975). *Piled Embankment Supported By Single Pile Caps*. Proceedings of the Istanbul Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, 283–290.
- Reid, W.M., Buchanan, N.W. (1983). *Bridge Approach Support Piling. Piling and Ground Treatment*. Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations, Institution of Civil Engineering, 1984, London, 267-274.
- Ribeiro, A.L.S. (2010). *Técnica de tratamento de solos – Jet Grouting*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.
- Rogbeck, Y., Gustavsson, S., Sodergren, I., Lindquist, D. (1998). *Reinforced Piled Embankments in Sweden - Design Aspects*. Proceedings, Sixth International Conference on Geosynthetics, 755-762.

Russell, D., Pierpoint, N. (1997). *An assessment of design methods for piled embankments*. Ground Engineering, Vol. 30, No. 11, November, 39-44.

Sandroni, S.S. (2006). *Sobre a prática brasileira de projeto geotécnico de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles*. In Anais do III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Volume único, Curitiba, 1-20.

Sieira, A.C.C.F. (2003). *Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha*. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Spotti, A.P. (2006). *Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Tavares, P.J.F. (2009). *Reforço de Substruturas de Vias Férreas com Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. 3ª edição, Nova York, John Wiley & Sons.

Tsukada, Y., Isoda, T., and Yamanouchi, T. (1993) *Geogrid subgrade reinforcement and deep foundation improvement*. Proceedings of the Geosynthetics Case Histories, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Committee TC9, Yono City, Japan, 158-159.

[1] <http://www.haywardbaker.com>. [Consultado em Junho/2011]

[2] <http://www.foundation-engineering.bilfinger.com>. [Consultado em Junho/2011]

[3] <http://www.huesker.com>. [Consultado em Junho/2011]

