

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM COLUNAS DE JET GROUT E PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM BETÃO ARMADO

LINO RAFAEL DA SILVA SOUSA

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

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

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

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

A meus Pais e Irmãos

*“A coisa mais indispensável a um Homem é reconhecer
o uso que deve fazer do seu próprio conhecimento”*

Platão

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento desta dissertação teve o apoio e colaboração de diversas pessoas, às quais quero deixar o meu agradecimento:

- ao meu orientador, Professor José Leitão Borges, pela inextinguível disponibilidade, apoio, interesse e entusiasmo que sempre demonstrou e que foram imprescindíveis para a elaboração da mesma;
- aos meus amigos e colegas, pelo companheirismo, amizade, ânimo, compreensão, ajuda e partilha de conhecimentos, deixo o reconhecimento merecido;
- à minha família, pelas alegrias, afectos e força que sempre me transmitiram ao longo de todo este caminho já percorrido;
- às minhas irmãs por todo o carinho, paciência, apoio e amizade demonstrada durante a minha vida;

Por fim, à minha mãe e ao meu pai, que sempre foram e sempre serão os meus modelos de vida, por todo o amor, confiança, oportunidade, apoio e incentivo demonstrada ao longo destes anos, bem como a educação e base de valores que me transmitiram, tornando-se na pessoa que sou hoje.

A todos o mais profundo e sentido obrigado.

RESUMO

A presente dissertação tem como objectivo o estudo das obras de aterro construídas sobre solos moles reforçadas com colunas de jet grout e plataformas de transferência de carga em betão armado. É analisado o comportamento evolutivo no tempo resultante do processo de consolidação.

Através de um modelo numérico bidimensional, baseado no método dos elementos finitos, pretende-se investigar as interacções colunas-solo-plataforma de transferência de carga em betão armado e compreender os mecanismos de transferência de carga no sistema.

Inicialmente, recorrendo à bibliografia da especialidade, examinam-se, os fundamentos associados aos aterros sobre solos moles reforçados com colunas/estacas e por plataformas de transferência de carga.

Em seguida, apresenta-se uma descrição da técnica de jet grouting, designadamente no que se refere às diversas aplicações e respectivos sistemas, às características do terreno melhorado, aos procedimentos executivos, às geometrias, aos equipamentos utilizados, às vantagens e desvantagens e ao controlo de qualidade.

É utilizado um programa de cálculo automático, RECRIB, que permite proceder a análise 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. A modelação do comportamento do solo é feita através de um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na mecânica dos solos dos estados críticos (modelo p-q- θ).

Com o programa de cálculo automático modela-se e analisa-se um problema base, em estado plano de deformação. O comportamento da obra é estudado desde o início da construção até ao final do período de consolidação.

Posteriormente, realizam-se diversas análises paramétricas com o objectivo de avaliar a influência de alguns parâmetros no comportamento global da obra, nomeadamente a altura do aterro, o módulo de deformabilidade das colunas e a sua disposição em planta.

Por último, extraem-se as mais relevantes conclusões de carácter geral e sugerem-se vias para futuras investigações.

PALAVRAS-CHAVE: reforço de solos moles, colunas de jet grout, plataforma de transferência de carga em betão armado, modelação numérica, consolidação.

ABSTRACT

The aim of this dissertation is the study of embankments on soft soils reinforced with jet grout columns and reinforced concrete load transfer platforms. The time-dependent behaviour, resulting from the consolidation process, is analysed.

Through a bidimensional numerical model, based on the finite element method, one intends to investigate the interaction of the column-soil-load transfer platform and understand the load transfer mechanisms of the system.

Initially, based on the bibliography, the fundamentals of the embankments on soft soils-reinforced with columns and load transfer platforms are described.

In addition, a description of the jet grouting technique is presented, namely in terms of applications, systems, improved ground characteristics, procedures, equipments, advantages and disadvantages and quality control.

An automatic calculation program, RECRIB, is used which allows the analysis of consolidation through a coupled mechanical-hydraulic formulation (extension of Biot theory), where the soil behaviour is defined in effective stress. The modelling of the soil behaviour is made through a non-linear elastoplastic constitutive model based on critical state soil mechanics (model p-q- θ).

With the computer program the numerical modelling of a base problem is modelled and analysed in plane strain state. The behaviour of the work is analyzed from the beginning of construction to the end of consolidation period.

Afterwards, several parametric analyses are performed in order to evaluate the influence of some parameters on the global behaviour of the work, namely the height of the embankment, the deformability modulus of the columns and their disposal.

Finally, overall conclusions are indicated and future investigations suggested.

KEYWORDS: reinforcement of soft soils, jet grout columns, reinforced concrete load transfer platform, numerical modelling, consolidation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO

1

2. ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS.....

5

2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	5
2.3. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE COLUNAS OU ESTACAS	6
2.4. TIPOS DE COLUNAS OU ESTACAS REFORÇADAS COM PTC	8
2.5. TIPOS DE PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA	9
2.5.1. PTC CONVENCIONAL GRANULAR NÃO REFORÇADA	10
2.5.2. PTC EM BETÃO ARMADO (RÍGIDO)	10
2.5.3. PTC COM GEOSSINTÉTICO FUNCIONAL COMO MEMBRANA (CABO, CATENÁRIA).....	11
2.5.4. PTC EM VIGA FLEXÍVEL REFORÇADA COM GEOSSINTÉTICOS (MÉTODO DE COLLIN).....	11

3. JET GROUT

13

3.1. INTRODUÇÃO	13
3.2. SISTEMAS DE JET GROUTING	14
3.3. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO MECANISMO FÍSICO	19
3.4. SUPER JET.....	21
3.5. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO MELHORADO.....	22
3.5.1. DIMENSÕES DAS COLUNAS	23
3.5.2. RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MATERIAL MELHORADO	24
3.5.3. PERMEABILIDADE.....	27
3.6. GEOMETRIAS.....	28
3.7. DIMENSIONAMENTO PARA PROJECTO	29
3.8. PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS	30
3.9. EQUIPAMENTOS	31
3.10. CONTROLO DE QUALIDADE	34

3.11. VANTAGENS, DESVANTAGENS E CONDICIONALISMOS.....	37
--	-----------

4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM PROBLEMA BASE 39

4.1. INTRODUÇÃO	39
------------------------------	-----------

4.2. MODELO NUMÉRICO BIDIMENSIONAL	39
---	-----------

4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	39
-----------------------------------	----

4.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS.....	40
---	----

4.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/MODELO P-Q- θ	41
--	----

4.3. PROBLEMA BASE	44
---------------------------------	-----------

4.3.1. INTRODUÇÃO	44
-------------------------	----

4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE.....	44
--	----

4.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS DO PROBLEMA BASE.....	49
--	----

4.3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	49
-------------------------------------	----

4.3.3.2. TENSÕES.....	50
-----------------------	----

4.3.3.3. DESLOCAMENTOS	82
------------------------------	----

4.4. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS DOS PROBLEMAS BASE REFORÇADO E NÃO REFORÇADO	87
---	-----------

4.4.1. INTRODUÇÃO	87
-------------------------	----

4.4.2. MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NA MASSA DE ATERRO	87
---	----

4.4.3. ASSENTAMENTOS - COMPARAÇÃO DE DIFERENTES SOLUÇÕES ESTRUTURAIS.....	94
---	----

5 ANÁLISES PARAMÉTRICAS..... 97

5.1. INTRODUÇÃO	97
------------------------------	-----------

5.2. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ATERRO	100
--	------------

5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	100
-------------------------------------	-----

5.2.2. DESLOCAMENTOS	100
----------------------------	-----

5.2.3. MOMENTOS FLECTORES	102
---------------------------------	-----

5.2.4. COEFICIENTES DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO	103
---	-----

5.2.5. NÍVEIS DE TENSÃO.....	104
------------------------------	-----

5.2.6. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA	106
---	-----

5.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS	107
---	------------

5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	107
-------------------------------------	-----

5.3.2. DESLOCAMENTOS	107
5.3.3. MOMENTOS FLECTORES	109
5.3.4. COEFICIENTES DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO	110
5.3.5. NÍVEIS DE TENSÃO	111
5.3.6. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA	113
5.4. INFLUÊNCIA DA DISPOSIÇÃO DAS COLUNAS	114
5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	114
5.4.2. DESLOCAMENTOS	114
5.4.3. MOMENTOS FLECTORES	116
5.4.4. COEFICIENTES DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO	117
5.4.5. NÍVEIS DE TENSÃO	118
5.4.6. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA	120
5.5. CONCLUSÕES.....	121
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	123
BIBLIOGRAFIA	127

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 - ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS

Fig. 2.1 - Solução de aplicação da plataforma de transferência de carga (PTC) sobre colunas	7
Fig. 2.2 - Diferentes tipos de plataforma de transferência de carga (adaptado de Abdullah, 2006)	10

CAPÍTULO 3 - JET GROUT

Fig. 3.1 - Equipamento de jet grouting: a) máquina de injeção em realização; b) Pormenor de jactos horizontais (Gazaway et al., [s. d.])	13
Fig. 3.2 - Sistemas de jet grouting (adaptado de Hayward Baker, 2004)	14
Fig. 3.3 - Pormenores interiores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet grouting (adaptado de Carreto, 1999)	16
Fig. 3.4 - Injectores inclinados (Neves, 2010)	19
Fig. 3.5 - Sistema super jet (adaptado de Hayward Baker, 2004)	21
Fig. 3.6 - Colunas de jet grout (Bilfinger, 2010)	22
Fig. 3.7 - Limites máximos e mínimos do diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 1999)	24
Fig. 3.8 - Limites máximos e mínimos do diâmetro das colunas realizadas em solos coerentes (Carreto, 1999)	24
Fig. 3.9 - Geometrias possíveis para os corpos de jet grout (adaptado de Francisco, 2007)	28
Fig. 3.10 - Formas correntes de corpos de jet grout (adaptado de Francisco, 2007)	28
Fig. 3.11 - Disposição característica de colunas de jet grout (Giuseppe e Giovanni, 2008): a) fiada de colunas secantes; b) fiadas múltiplas de colunas secantes; c) grupo de colunas secantes; d) elementos isolados	29
Fig. 3.12 - Controlo de Qualidade (Ribeiro, 2007)	30
Fig. 3.13 - Fases do processo de execução das colunas de jet grouting (adaptado de Hayward Baker, 2004)	31
Fig. 3.14 - Estaleiro necessário à realização da técnica jet grouting (Ribeiro, 2010)	32
Fig. 3.15 - Silo de cimento (Rodrigues, 2009)	32
Fig. 3.16 - Central misturadora e bomba de argamassa (Ribeiro, 2010)	33
Fig. 3.17 - Máquina de perfuração e injeção (Hayward Baker, 2004)	33
Fig. 3.18 - Controlo dos parâmetros de execução da técnica jet grouting, registos automáticos (Ribeiro, 2010)	34
Fig. 3.19 - Resistência da mistura de solo-cimento ao longo do tempo (adaptado de Hayward Baker, 2004)	36

Fig. 3.20 - Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (adaptado de Carreto, 1999)... 38

CAPÍTULO 4 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM PROBLEMA BASE

Fig. 4.1 - Elementos finitos bidimensionais 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 (Borges, 1995) 41

Fig. 4.2 - 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) 43

Fig. 4.3 – Esquema tridimensional do problema base: a) representação global; b) pormenores dimensionais 45

Fig. 4.4 - Representação esquemática das condições fronteiras 46

Fig. 4.5 - Fase construtiva - malha de elementos finitos 47

Fig. 4.6 - Excesso de pressão neutra durante a construção 50

Fig. 4.7 - Excesso de pressão neutra no período pós-construção 52

Fig. 4.8 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , na fase construtiva 53

Fig. 4.9 - Incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância horizontal, na base da PTC em betão armado ($z=0$ m) em vários instantes de tempo da fase construtiva 54

Fig. 4.10 - Incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância horizontal, à profundidade $z=0,5$ m na fase construtiva 54

Fig. 4.11 - Incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância horizontal, à profundidade $z=2$ m na fase construtiva 55

Fig. 4.12 - Incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância horizontal, à profundidade $z=6,5$ m na fase construtiva 55

Fig. 4.13 - Evolução do acréscimo médio de tensão total vertical na coluna 1 e no solo mole da sua área de influência na zona 1 em profundidade, no final da construção 56

Fig. 4.14 - Evolução da tensão tangencial, τ , em profundidade ao longo da interface entre a coluna 1 e o solo mole da zona 1 no final da construção 57

Fig. 4.15 - Cruzetas das tensões principais efectivas na coluna 1 e no solo da zona 1, no final da construção 57

Fig. 4.16 - Evolução do coeficiente de concentração de tensões, definido em termos de tensões totais, para a coluna 1, em função da profundidade, na fase construtiva 58

Fig. 4.17 - Evolução do coeficiente de concentração de tensões para a coluna 1, definido em termos de tensões efectivas, na fase construtiva 59

Fig. 4.18 - Evolução do acréscimo médio de tensão efectiva vertical na coluna 1 e no solo mole da sua área de influência na zona 1 em profundidade, no final da construção 60

Fig. 4.19 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , na fase pós-construtiva 61

Fig. 4.20 - Incrementos de tensão efectiva vertical, na base da PTC em betão armado ($z=0$ m) em vários instantes de tempo da fase pós-construtiva	62
Fig. 4.21 - Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=0,5$ m na fase pós-construtiva ..	62
Fig. 4.22 - Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=2$ m na fase pós-construtiva	63
Fig. 4.23 - Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=6,5$ m na fase pós-construtiva ..	63
Fig. 4.24 - Acréscimos médios de tensão total vertical na coluna 1 e no solo argiloso da zona1 em profundidade, no final da consolidação	64
Fig. 4.25 - Evolução da tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna/solo argiloso na coluna nº1, no final da consolidação	64
Fig. 4.26 - Cruzetas das tensões principais efectivas no final da consolidação	65
Fig. 4.27 - Evolução do coeficiente de concentração de tensões, definido em termos de tensões totais, para a coluna 1, em função da profundidade, na fase pós-construtiva	66
Fig. 4.28 - Evolução do coeficiente de concentração de tensões, definido em termos de tensões efectivas, entre o pilar 1 e o solo da zona1, em função da profundidade, na fase construtiva	66
Fig. 4.29 - Acréscimos de tensão vertical na coluna 5, σ_y : a) no final da construção; b) no final da consolidação	67
Fig. 4.30 - Evolução da diferença de tensão total horizontal na face esquerda e na face direita da coluna 5, na fase construtiva	68
Fig. 4.31 - Evolução da diferença de tensão total horizontal na face esquerda e na face direita da coluna 5, na fase pós-construtiva	68
Fig. 4.32 - Momento flector na coluna 5 de jet grout, em função da profundidade, no final da construção	69
Fig. 4.33 - Esforço transversal na coluna 5 de jet grout, em função da profundidade, no final da construção	69
Fig. 4.34 - Momento flector na coluna5 de jet grout, em função da profundidade, no final da consolidação	69
Fig. 4.35 - Esforço transversal na coluna 5 de jet grout, em função da profundidade, no final da consolidação	69
Fig. 4.36 - Níveis de tensão na fase construtiva	71
Fig. 4.37 - Níveis de tensão na fase pós-construtiva	72
Fig. 4.38 - Cruzetas das tensões principais no aterro	73
Fig. 4.39 - Níveis de tensão para diferentes instantes na fase pós-construtiva, em função da distância horizontal, na base da PTC ($z=0$ m)	74
Fig. 4.40 - Níveis de tensão para diferentes instantes na fase pós-construtiva, em função da distância horizontal, à profundidade $z=1,5$ m	74
Fig. 4.41 - Cruzetas das tensões principais efectivas na zona de ligação da PTC à coluna 1, no final da consolidação	75

Fig. 4.42 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 1	76
Fig. 4.43 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 2	76
Fig. 4.44 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 3	76
Fig. 4.45 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 4	76
Fig. 4.46 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 5	76
Fig. 4.47 – Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 1 (na área de influência da coluna 1).....	77
Fig. 4.48 - Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 1 e 2 (área de influência da coluna 2).....	77
Fig. 4.49 - Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 2 e 3 (área de influência da coluna 3).....	78
Fig. 4.50 - Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 3 e 4 (área de influência da coluna 4).....	78
Fig. 4.51 - Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 4 (área e influência da coluna 5)	78
Fig. 4.52 - Incrementos de tensão horizontal na PTC em betão armado, σ_h , no final da consolidação	79
Fig. 4.53 - Momentos flectores na PTC em betão armado, em função da distância, no final da consolidação	79
Fig. 4.54 - Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço, durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva.....	81
Fig. 4.55 - Configuração das deformadas para diferentes instantes de tempo	82
Fig. 4.56 - Evolução temporal do assentamento a meio de cada coluna para a base da PTC em betão ($z=0$).....	83
Fig. 4.57 - Evolução temporal do assentamento a meio do solo de cada zona (na zona 5 a $x=19,7$) para a base da PTC em betão ($z=0$)	83
Fig. 4.58 - Assentamento em diferentes instantes de tempo, da fase construtiva, na base da PTC em betão ($z=0$ m).....	84
Fig. 4.59 - Assentamento em diferentes instantes de tempo, da fase pós-construtiva, na base da PTC em betão ($z=0$ m).....	84
Fig. 4.60 - Assentamento no final da construção para diferentes profundidades	85
Fig. 4.61 – Assentamento no final da consolidação para diferentes profundidades	85
Fig. 4.62 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5 em profundidade e em diferentes instantes de tempo, na fase construtiva	85

Fig. 4.63 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5 em profundidade e em diferentes instantes de tempo, na fase pós-construtiva	86
Fig. 4.64 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro ($z=-3,0$ m), para $x=0$ m e $x=11,4$ m, e o assentamento diferencial entre eles	86
Fig. 4.65 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , na PTC granular não reforçada, ao longo da fase pós-construtiva	88
Fig. 4.66 - Níveis de tensão, para PTC granular não reforçada, durante a fase construtiva.....	89
Fig. 4.67 - Níveis de tensão, para a PTC granular não reforçada, durante a fase pós-construtiva	90
Fig. 4.68 - Cruzetas de tensões principais efectivas do aterro no final da consolidação junto à coluna 1 para: a) PTC em laje de betão armado; b) PTC granular não reforçada.....	91
Fig. 4.69 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 1	92
Fig. 4.70 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 2	92
Fig. 4.71 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 3	92
Fig. 4.72 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 4	92
Fig. 4.73 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 5	92
Fig. 4.74 - Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço para a solução com PTC granular não reforçada, duração: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva	93
Fig. 4.75 - Assentamento na base da PTC em betão armado e da PTC granular não reforçada ($z=0$ m): a) no final da construção; b) no final da consolidação.....	94
Fig. 4.76 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5 ao longo da profundidade para as soluções de PTC em betão armado e PTC granular não reforçada: a) no final da construção; b) no final da consolidação.....	95
Fig. 4.77 - Assentamento na superfície do aterro ($z=-3$ m) para as soluções de PTC em betão armado e PTC granular não reforçada, no final da consolidação	96

CAPÍTULO 5 - ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Fig. 5.1 - Disposição das colunas em planta numa faixa de 4 m na direcção longitudinal, no caso: a) D0 (problema base); b) D1; c) D2	99
Fig. 5.2 - Assentamento no plano da base da PTC em betão armado ($z=0$ m), no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro	100
Fig. 5.3 - Evolução temporal do assentamento máximo no solo mole, na profundidade $z=0$ m, para diferentes alturas de aterro	101

Fig. 5.4 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5, em profundidade, no final da construção, para diferentes alturas de aterro	101
Fig. 5.5 - Momento flector na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da construção, para diferentes alturas de aterro.....	102
Fig. 5.6 - Momento flector na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro.....	102
Fig. 5.7 - Momentos flectores na PTC em betão armado, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro.....	103
Fig. 5.8 - Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro.....	103
Fig. 5.9 - Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes alturas de aterro.....	104
Fig. 5.10 - Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro	105
Fig. 5.11 - Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes alturas de aterro ...	106
Fig. 5.12 - Assentamento ao longo da base da PTC em betão armado ($z=0$ m), no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas.....	107
Fig. 5.13 - Evolução temporal do assentamento máximo no solo mole, na base da PTC ($z=0$ m), para diferentes módulos de deformabilidade das colunas	108
Fig. 5.14 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5, em profundidade, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas	108
Fig. 5.15 - Momento flector na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da construção, para diferentes módulos de deformabilidade da coluna.....	109
Fig. 5.16 - Momento flector na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade da coluna.....	109
Fig. 5.17 - Momentos flectores na PTC em betão armado, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas	110
Fig. 5.18 - Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas	110
Fig. 5.19 - Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas.....	111
Fig. 5.20 - Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas.....	112
Fig. 5.21 - Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas	113
Fig. 5.22 - Assentamento ao longo da base da PTC em betão armado ($z=0$ m), no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas	114
Fig. 5.23 - Evolução temporal do assentamento máximo no solo mole, na profundidade $z=0$ m, para diferentes disposições de colunas.....	115
Fig. 5.24 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5, em profundidade, no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas	115

Fig. 5.25 - Momentos flectores na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da construção, para diferentes disposições de colunas	116
Fig. 5.26 - Momentos flectores na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da consolidação, para diferentes deformabilidade das colunas	116
Fig. 5.27 - Momentos flectores na PTC em betão armado, em função da distância, no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas	117
Fig. 5.28 - Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas	117
Fig. 5.29 - Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes disposições de colunas	118
Fig. 5.30 - Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas	119
Fig. 5.31 - Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes disposições de colunas	120

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 - ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS

Quadro 2.1 - Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas como reforço (adaptado de Collin, 2004; Marques, 2008)	9
---	---

CAPÍTULO 3 - JET GROUT

Quadro 3.1 - Principais características dos sistemas de jet grouting (adaptado de Carreto, 2000; Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000)	17
Quadro 3.2 - Síntese da análise comparativa dos sistemas (Carreto, 1999)	18
Quadro 3.3 - Parâmetros dos sistemas de jet grouting (Pereira, 2009)	20
Quadro 3.4 - Valores limite para os parâmetros intervenientes nos diferentes sistemas de jet grouting	20
Quadro 3.5 - Resistência à compressão de materiais melhorados por jet grouting (Carreto, 1999)	25
Quadro 3.6 - Resistência à tracção do solo melhorado por jet grouting (Carreto, 1999)	26
Quadro 3.7 - Resistência ao corte do solo melhorado por jet grouting (Carreto, 1999)	27
Quadro 3.8 - Resistência de provetes de solos melhorados com jet grout à compressão uniaxial, σ_R (adaptado de Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000)	35
Quadro 3.9 - Tipo de instrumentação utilizada em obras de jet grout (adaptado de Carreto, 1999)	36
Quadro 3.10 - Vantagens e desvantagens do jet grouting	37

CAPÍTULO 4 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM PROBLEMA BASE

Quadro 4.1 - Características do solo argiloso e do material de aterro	48
Quadro 4.2 - Valores de k_0 e OCR para a argila.....	48
Quadro 4.3 - Características da PTC em betão armado.....	48
Quadro 4.4 - Características do jet grout	48

CAPÍTULO 5 - ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Quadro 5.1 - Síntese dos estudos paramétricos realizadas	98
Quadro 5.2 - Altura do Aterro	100
Quadro 5.3 - Módulo de deformabilidade das colunas	107

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

LETRAS LATINAS

A_c - áreas de coluna

A_s - áreas de solo mole

E - módulo de Young, módulo de deformabilidade

E_c - módulo de deformabilidade da coluna

E_{eq} - módulo de deformabilidade equivalente

E_s - módulo de deformabilidade do solo mole

$E_{50\%}$ - módulo de deformabilidade secante para 50% da resistência à compressão simples

f - coeficiente de eficácia do sistema de reforço

H - altura média na área de influência da coluna

$H_{(aterro)}$ - altura de aterro

H_{PTC} - altura da PTC

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 jet grout

l_{base} - largura da base do aterro

$l_{(coluna)}$ - largura da coluna

l_{topo} - largura do topo do aterro

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

- momento flector

N - parâmetro do módulo (p, q, θ) correspondente ao volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica igual a 1 kPa

p - tensão média efectiva

q - tensão de desvio

- tensão vertical na face superior da PTC de betão armado (correspondente só à aplicação sobre o comprimento do solo mole da área de influência da coluna)

Q_c - carga suportada por coluna

q_i - tensão média vertical aplicada na superfície do solo mole

Q_t - carga total da PTC e do aterro, por metro de desenvolvimento da direcção longitudinal

q_t - tensão total vertical devida à carga da PTC e do aterro sobrejacente

q_u - tensão de compressão não confinada

T - esforço transversal

x, y, z - coordenadas cartesianas

z - profundidade

LETRAS GREGAS

γ - peso específico

$\gamma_{\text{(aterro)}}$ - peso específico do aterro

γ_{PTC} - peso específico do betão armado

Γ - parâmetro do modelo (p,q, θ) correspondente ao volume específico de solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual a 1 kPa

ΔL - assentamento médio

Δu - excesso de pressão neutra

$\Delta \sigma_y \text{ (coluna)}$ - acréscimo médio de tensão total vertical na coluna

$\Delta \sigma'_y \text{ (coluna)}$ - acréscimo médio de tensão efectiva vertical na coluna

$\Delta \sigma_y \text{ (solo)}$ - acréscimo médio de tensão total vertical no solo mole

$\Delta \sigma'_y \text{ (solo)}$ - acréscimo médio de tensão efectiva vertical no solo mole

$\epsilon_m \text{ (coluna)}$ - extensão média da coluna

ϵ_q - deformação distorcional

ϵ_v - deformação volumétrica

θ - invariante das tensões

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

ρ_i - percentagem de carga aplicada pela laje de betão armado na superfície do solo mole

$\sigma_{\text{(coluna)}}$ - acréscimo de tensão médio sobre a coluna

σ_h - tensão total horizontal

σ_R - resistência de provetes de solos melhorados com jet grout à compressão uniaxial

σ_y - tensão total vertical

σ'_y - tensão efectiva vertical

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ - tensões efectivas principais máximas, intermédia e mínima

τ - tensão tangencial

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

ABREVIATURAS

A/C - relação água/cimento

CPT - cone penetration test

FC - coeficiente de concentração de tensões, definido em termos de tensões efectivas

FC_t - coeficiente de concentração de tensões, definido em termos de tensões totais

JJGA - Japan Jet Grout Association

NF - nível freático

N_{SPT} – nº de pancadas do ensaio SPT

OCR - grau de sobreconsolidação

PTC - plataforma de transparência de carga

SL - nível de tensão

SPT - standard penetration test

1

INTRODUÇÃO

Até a algumas décadas atrás, as zonas ocupadas pelo homem eram dependentes da capacidade de utilização permitida pelo solo em questão; desta forma eram praticamente evitadas as zonas de más características geotécnicas.

Incluem-se neste conjunto extensas zonas aluvionares, compostas, essencialmente, por solos moles, apresentando-se estes em estado saturado (teor em água e índice de vazios elevados), sendo pouco resistentes, muito compressíveis e pouco permeáveis, com fraco comportamento mecânico, face às cargas exteriores determinadas pelas necessidades de utilização humana.

Tendo em conta, nas últimas décadas, a crescente evolução de ocupação das áreas superficiais em muitos países (incluindo Portugal), resultante do crescimento económico e social das populações, surge a necessidade de ocupar superficialmente zonas correspondentes a maciços de solo mole como fundação de múltiplas obras de engenharia, o que coloca, em geral, diversos constrangimentos. No que diz respeito a aterros sobre solos moles, estes constrangimentos estão relacionados com a dificuldade de garantir a segurança à estabilidade global da obra, por um lado, e a funcionalidade adequada em termos de assentamentos (totais e diferenciais), por outro, os quais, por regra, são elevados e processam-se lentamente no tempo (consolidação). Assim, um vasto leque de abordagens técnicas têm sido consideradas, sendo a escolha da solução a utilizar condicionada pelos objectivos a cumprir e, obviamente, muito dependente da relação custo/benefício que o seu uso proporciona.

Entre as várias técnicas construtivas utilizadas em aterros sobre solos moles, destacam-se a pré-carga ou sobrecarga temporal, o emprego de materiais leves no corpo do aterro, a remoção-substituição do solo mole, o reforço com geossintético, a utilização de drenos verticais (geodrenos ou drenos de areia), o reforço com colunas de brita, a construção do aterro por fases, a construção de bermas laterais, o reforço com colunas ou estacas “rígidas” com ou sem plataformas de transferência de carga, etc.

As vantagens da solução de reforço de solos moles através de colunas ou estacas e plataformas de transferência de carga prendem-se essencialmente com a redução significativa dos assentamentos totais e diferenciais, tanto na base da plataforma de transferência de carga como no topo do aterro, e a possibilidade de construir a superestrutura numa etapa única, evitando intervalos de tempo prolongados. As plataformas de transferência de carga podem ser constituídas por diversos materiais, dos quais se destacam o geossintético e o betão armado.

Variados tipos de colunas ou estacas podem ser usados no sistema de reforço com plataformas de transferência de carga, designadamente estacas de betão armado ou pré-esforçadas, estacas de aço, estacas de madeira, colunas de jet grout, etc.

A técnica de jet grout é uma técnica de injeção de solos relativamente recente, que tem encontrado nos últimos anos uma grande aceitação um pouco por todo o Mundo (incluindo Portugal) em virtude da sua versatilidade e competitividade face a outras soluções de colunas.

Esta dissertação pretende contribuir para um melhor conhecimento sobre o comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout e plataformas de transferência de carga em betão armado.

Assim, através de um estudo numérico procura-se compreender de que forma se processam as transferências de carga, as distribuições de tensões, a evolução dos deslocamentos, assim como avaliar as grandezas interpretativas do funcionamento da obra, tais como os coeficientes de concentração de tensões, de efeito de arco, de eficácia do sistema de reforço. Investiga-se também a influência no comportamento do sistema de alguns parâmetros considerados importantes.

De seguida faz-se uma breve descrição de cada um dos capítulos constituintes da presente dissertação, seguintes ao presente capítulo, destinado a introduzir o tema.

No Capítulo 2 apresenta-se uma breve revisão bibliográfica relativa à construção de aterros sobre solos moles, dando-se destaque especial à solução construtiva de reforço com colunas rígidas e plataformas de transferência de carga. São apresentadas as aplicações mais correntes deste tipo reforço bem como os tipos de colunas ou estacas e de plataformas de transferência de carga.

No Capítulo 3 são abordados os vários sistemas de jet grouting utilizados, bem como a sua aplicação, variáveis que influenciam o processo construtivo, tais como as características geológicas do solo, entre outras. São também referidos os procedimentos de execução, as geometrias, o dimensionamento, os equipamentos utilizados, controlo de qualidade e as vantagens e desvantagens.

Nos Capítulos 4 e 5 é utilizado um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos denominado por “RECRIB”, desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Este programa 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 $p-q-\theta$).

No capítulo 4, é simulado o comportamento de um aterro sobre solos moles reforçado com colunas de jet grout e uma plataforma de transferência de carga em betão armado, em estado plano de deformação, que constitui o problema base. O estudo compreende a análise do comportamento da obra, quer no período construtivo, quer no período pós-construtivo até à total dissipação dos excessos de pressão neutra induzidos pelo carregamento.

Ainda neste capítulo, por forma a melhor se avaliar a eficácia da utilização de uma plataforma de transferência de carga em betão armado, analisam-se e comparam-se os desempenhos do problema base e do mesmo problema reforçado com colunas de jet grout mas sem utilização de PTC em betão armado (PTC granular não reforçada).

No que se refere ao capítulo 5, são efectuados neste capítulo estudos paramétricos, tendo por base o problema analisado no Capítulo 4, de forma a avaliar a influência de determinados parâmetros no comportamento da obra. Analisa-se a influência da altura do aterro, da disposição das colunas e do módulo de deformabilidade das colunas, avaliando-se de que forma a variação de cada um destes parâmetros influencia os estados de tensão, os deslocamentos e as transferências de carga no sistema, assim como a eficácia do sistema de reforço em cada situação.

Por fim, no Capítulo 6 apresentam-se algumas conclusões de carácter geral, na sequência das análises efectuadas ao longo da presente dissertação, salientando-se os aspectos julgados mais pertinentes. São ainda apontadas algumas vias para o desenvolvimento de trabalhos futuros nesta área.

2

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS

2.1. INTRODUÇÃO

Cada vez mais se tem tornado necessário realizar obras sobre terrenos que eram considerados no passado inadequados devido às suas fracas características geotécnicas, tendo desta forma sido largamente empregadas inúmeras metodologias de reforço desses solos.

Construir um aterro sobre um solo de fundação de baixa capacidade de carga é um desafio para os engenheiros geotécnicos que requer alguma solução de estabilização. Existem algumas soluções para esse efeito, que serão abordadas ao longo deste capítulo. Também, neste capítulo, serão apresentados, de maneira a enquadrar com o estudo desenvolvido nesta dissertação quanto ao reforço com colunas e plataformas de transferência de carga (PTC), as aplicações mais correntes deste tipo de reforço, bem como os tipos de colunas ou estacas a utilizar, como também os tipos de plataformas de transferência de carga.

2.2. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

O termo solo mole é usualmente utilizado para solos de baixa consistência, caracterizados por baixa resistência ao corte, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade. Os depósitos de solos moles caracterizam-se, em geral, por alguns aspectos em comum: situam-se em zonas planas, são constituídas por partículas minerais muito finas (argilas e/ou siltes) e apresentam-se por regra, saturados.

A construção de aterros sobre solo mole constitui por regra um desafio para a engenharia geotécnica. Nos diversos problemas decorrentes deste tipo de obras destacam-se os seguintes: insuficiente estabilidade, grandes deslocamentos, designadamente assentamentos totais e diferenciais excessivos, que muitas das vezes não são compatíveis com os assentamentos admissíveis (Abdullah, 2006; Rao, 2006).

Existem diversos métodos que permitem evitar os factores que levam à rotura global da obra ou a deslocamentos excessivos que se processam lentamente no tempo (consolidação). Os métodos mais correntes são (Abdullah, 2006):

- pré-carregamento, para melhoramento da resistência ao corte do solo e diminuição de assentamentos secundários;
- 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 solo de fundação;
- reforço horizontal do aterro através de elementos de reforço (como, por exemplo, geossintéticos), de maneira a aumentar a estabilidade;
- fundação com colunas ou estacas;
- fundação com colunas/estacas reforçadas por uma plataforma de transferência de carga (PTC).

A todos estes métodos são inerentes vantagens e desvantagens. Há métodos rápidos mas associados a custos muito elevados, como outros métodos menos dispendiosos, mas que acarretam um longo período de tempo até produzirem os efeitos pretendidos. Outra das questões que se coloca é a da aplicabilidade, ou seja, nem todas as soluções permitem obter os mesmos resultados e nem todos os projectos têm as mesmas imposições. Contudo, a solução óptima para cada situação não se resume à componente unicamente técnica, económica ou de tempo, será sempre o resultado da ponderação destes factores com aspectos construtivos e de disponibilidade de maquinaria e mão-de-obra.

No caso das fundações com colunas ou estacas sem ou com plataforma de transferência de carga (PTC), o processo de construção é relativamente rápido, contudo comporta custos muito elevados. Este último método, com plataforma PTC, é um método relativamente recente, consistindo na modificação do método convencional de reforço de aterros com estacas ou colunas, que utilizava somente o efeito de arco do material granular do aterro para transferir as cargas do aterro para as estacas ou colunas. Dando assim, com a PTC, a resistência à tracção que falta ao solo, permitindo uma maior transmissão de cargas para as colunas/estacas o que, conseqüentemente, proporciona uma redução das cargas transmitidas ao solo de fundação, sendo ela maior ou menor consoante o tipo de PTC a utilizar (Gangakhedkar, 2004).

No entanto, apesar de este último método de reforço de solos moles importar custos elevados, e devido às restrições de tempo e incertezas de adequabilidade de alguns outros métodos de reforço, na actualidade existe uma cada vez maior tendência para a utilização deste método, nomeadamente com PTC de geossintético, apresentando ainda adaptabilidade a terrenos difíceis e obras onde o espaço é reduzido, além de facilitar o processo executivo das obras.

2.3. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE COLUNAS OU ESTACAS

A construção de aterros sobre estacas ocorreu pela primeira vez há aproximadamente 70 anos, na Suécia, na construção de uma estrada. 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 m 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).

No entanto com a dificuldade de instalação de estacas inclinadas nas extremidades do aterro até ao maciço resistente, onde estas preveniam os deslocamentos laterais, surge assim, mais tarde, a necessidade de utilização das plataformas de transferência de carga. Provando desta forma a eficácia e a adequabilidade deste tipo de reforço de solo mole, fazendo com que hoje em dia a sua aplicação não necessite de instalação de estacas inclinadas.

Diversos tipos de estacas ou colunas podem ser utilizados na prática neste tipo de obras, designadamente colunas de betão, geopiers, colunas de cal/cimento, colunas de jet grout (sistema utilizado nesta dissertação), etc., com resultados muito satisfatórios (Marques, 2008); painel de deep mixing é um outro sistema de reforço de fundação utilizado recentemente no mercado nacional.

Neste sentido, o sistema de reforço de solos moles de fundação com estacas ou colunas reforçadas por uma plataforma de transferência de carga assume-se como boa solução de engenharia. Para esta solução, existem diversos tipos de plataformas de transferência de carga, como mais à frente se verá no subcapítulo 2.4., às quais estão associados determinados materiais de reforço.

As aplicações mais ajustadas para as plataformas de transferência de carga sobre solos moles reforçados com estacas ou colunas são:

- aterros na zona de encontros de pontes sobre estacas;
- apoio de muros de suporte;
- aterros sobre solos moles;
- aterros relativamente baixos nos quais o efeito de arco não se desenvolve completamente;
- novos aterros adjacentes a aterros ou estruturas já existentes;
- apoio de reservatórios.

A Fig. 2.1 mostra algumas soluções de aplicação da plataforma de transferência de carga, sobre colunas ou estacas, no reforço de solos moles de fundação.

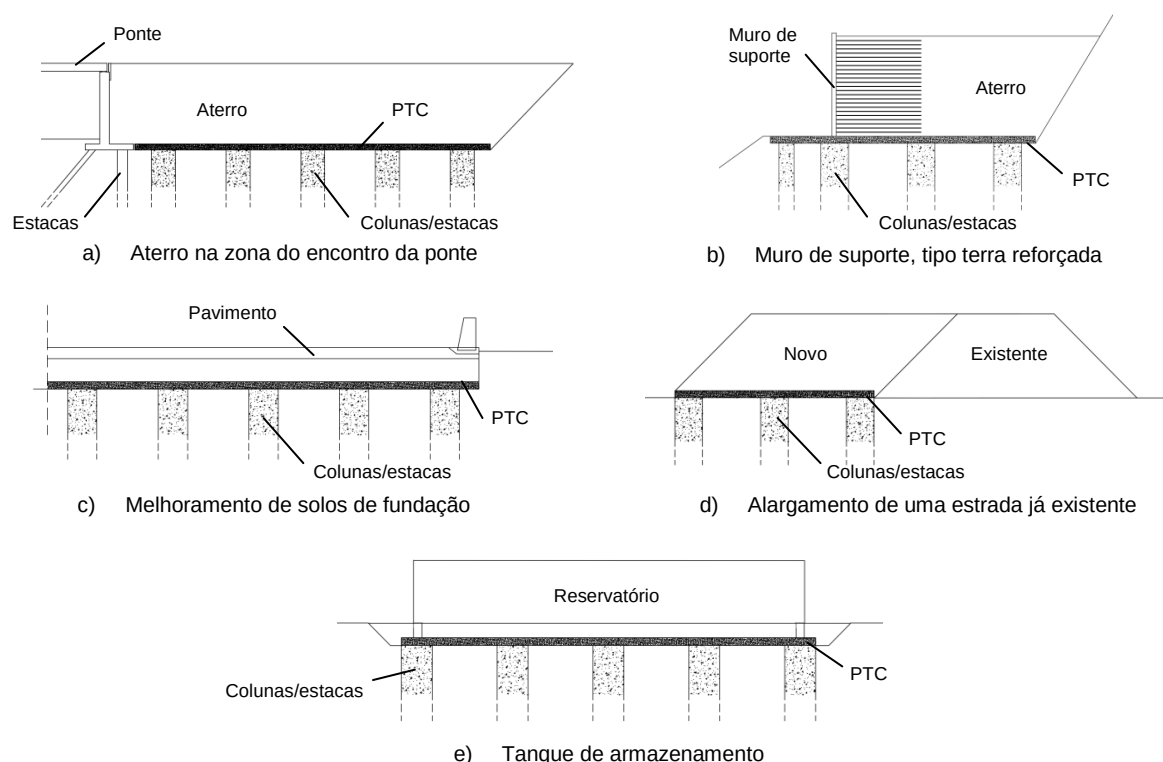


Fig. 2.1 - Soluções de aplicação de plataforma de transferência de carga (PTC) sobre colunas/estacas

2.4. TIPOS DE COLUNAS OU ESTACAS REFORÇADAS COM PTC

As colunas ou estacas são uma parte integrante deste tipo de sistema de reforço de solos moles de fundação, recebem grande parte da carga derivadas da construção do aterro e transferem-nas para o solo rígido. A sua função no sistema de reforço é assim minimizar a transferência de carga para o solo mole e, desta forma, minimizar os assentamentos do aterro por consequência de fenómenos existentes no solo mole quando solicitados, nomeadamente os assentamentos e os deslocamentos laterais, provenientes da consolidação e das tensões de desvio no solo mole (Abdullah, 2006).

Os sistemas de estacas pré-fabricadas, como as estacas de madeira, aço, betão pré-fabricado, betão pré-esforçado, etc., podem ser usados tanto nos sistemas convencionais de reforço de aterros como nos sistemas de reforço com plataformas de transferência de carga (PTC). 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 métodos actuais de análise e projecto de aterros a contribuição do solo mole para suportar o peso do aterro é ignorada. No quadro 2.1 apresenta-se uma lista de tipos de colunas ou estacas que podem ser usadas para o suporte de aterros e, nomeadamente, incluídas nos sistemas de reforço com plataformas de transferência de carga.

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

- a maioria das colunas são necessitam de encabeçamentos pois a coluna tem à partida uma área suficiente, ou caso isso não se verifica, 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 as tensões 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 espaciais, funcionando como um conjunto e não necessitando de encabeçamentos.

Quadro 2.1 - Diferentes tipos de estacas/colunas passíveis de serem usadas como reforço (adaptado de Collin, 2004; Marques, 2008)

Estaca/Coluna	Intervalo de capacidade de carga (kN)	Comprimentos habituais (m)	Diâmetros habituais (cm)
Estacas de madeira	100 – 500	5 – 20	30 – 55
Estacas de aço (perfil HED)	400 – 2000	5 – 30	15 – 30
Estacas de aço (perfil tubular)	800 – 2500	10 – 40	20 – 120
Estacas de betão pré-fabricadas	400 – 1000	10 – 15	25 – 60
Cast-in-place concrete shell (mandrel driven)	400 – 1400	3 – 40	20 – 45
Shell driven without mandrel	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
Geotextile Encased Column (GEC)	300 – 600	3 – 10	80 – 150
Geopier	130 – 650	3 – 8	60 – 90
Vidro concrete column	200 – 600	3 – 10	45 – 60
Combined Soil Stabilization (CSV)	30 – 60	3 – 10	12 – 18
Au-Geo	75 - 150	2 - 25	15

2.5. TIPOS DE PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

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

- PTC convencional granular não reforçada;
- PTC em betão armado (rígida);
- PTC com geossintéticos (1 ou 2 no máximo) funcionando como membrana (cabo, catenária);
- PTC em viga flexível reforçada com vários níveis geossintéticos.

Na Fig. 2.2 apresentam-se os esquemas estruturais das diferentes PTC, segue-se a descrição de cada uma delas.

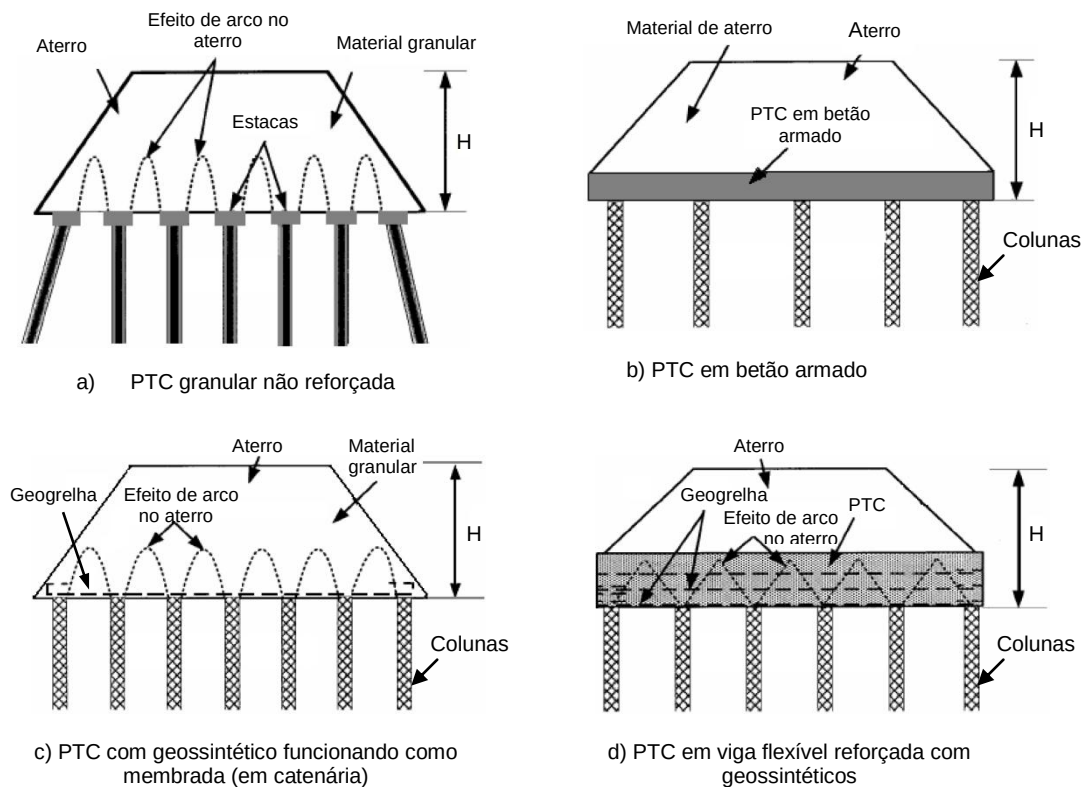


Fig. 2.2 - Diferentes tipos de plataforma de transferência de carga (adaptado de Abdullah, 2006)

2.5.1. PTC CONVENCIONAL GRANULAR NÃO REFORÇADA

Num aterro convencional sobre estacas (Fig. 2.2a), 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, 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 instalados pilares inclinados nessas extremidades. 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 ARMADO (RÍGIDA)

Este tipo de plataforma de transferência de carga é geralmente constituído por uma laje de betão armado betonada sobre as colunas. A laje é projectada como uma laje fungiforme, 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 da própria laje, são transferidas directamente às colunas. Dada a pequena deformabilidade da laje, o desenvolvimento de efeito de arco no aterro é praticamente nulo, pelo que o

material que constitui o aterro não é importante, desde que se trate de um material adequado para formar. A espessura da laje é dada em função do espaçamento das colunas, da altura do aterro e de eventuais sobrecargas, assumindo normalmente valores entre os 0,30 e os 0,50 de espessura (Abdullah, 2006).

Saliente-se que este tipo de solução, usada na presente dissertação, não é a mais usual praticamente em virtude de, na maioria dos casos práticos, ser mais económico a utilização de PTC com geossintéticos, sendo que a sua utilização é relevante quando se trata de obras com cargas muito elevadas, desadequada para a utilização do geossintético ou, em termos económicos, o reforço para tais cargas com geossintético é tão abusivo que é favorável à aplicação da PTC em betão armado ou, ainda, quando as necessidades de assentamento de projecto de um determinado aterro tenha imposições muito rígidas, ou seja, assentamentos admissíveis muito pequenos.

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

A plataforma de transferência de carga em catenária é constituída por um ou, no máximo, dois geossintéticos, colocados a alguma distância sobre as colunas. A plataforma é constituída por matéria 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):

- existe mecanismo de efeito de arco no 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; Nordic Handbook, 2003; Métodos alemão, 2004; Collin, 2004).

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

O método de Collin 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 baseia-se nos seguintes princípios:

- A espessura da PTC é maior ou igual que metade do vão livre entre colunas;
- Devem ser usadas pelo menos 3 camadas de reforço;
- A distância entre camadas é entre 0,30 e 0,45 m;
- O material de preenchimento da plataforma é seleccionado;
- A principal função do reforço é proporcionar confinamento para que o mecanismo de arco 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 geossintéticos é de 5%.

3

JET GROUT

3.1. INTRODUÇÃO

A técnica de tratamento de solos jet grouting consiste no melhoramento das características geotécnicas dos terrenos, realizada directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jactos horizontais de grande velocidade que, devido à sua elevada energia cinética, desagregam a estrutura do terreno natural permitindo a mistura das partículas do solo com calda de cimento introduzida (ver Fig. 3.1), dando origem a um material com características mecânicas melhores do que o inicial de menor permeabilidade (Carreto, 2000).

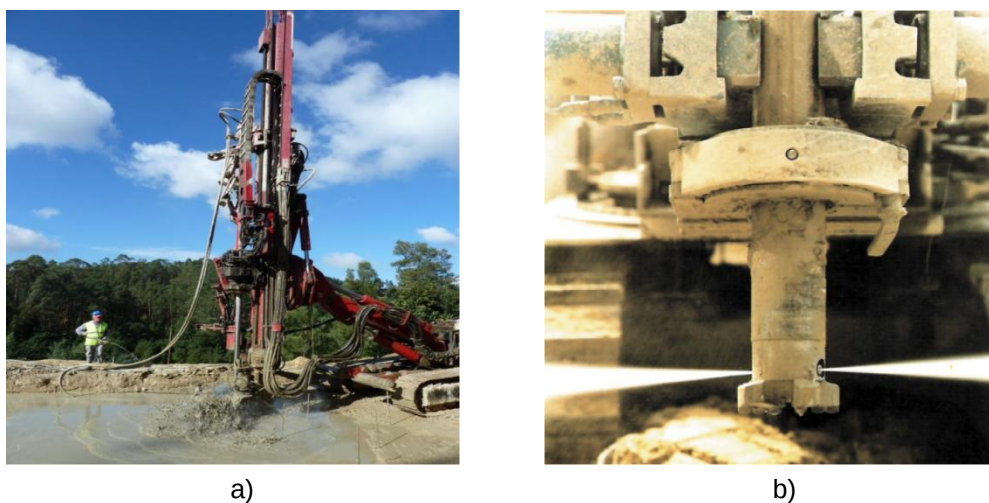


Fig. 3.1 - Equipamento de jet grouting: a) máquina de injeção em realização; b) Pormenor de jactos horizontais (Gazaway et al., [s. d.])

A sua origem e desenvolvimento datam da década de 70, no Japão, sendo introduzido na Europa no decorrer da mesma década através de empresas italianas. Em Portugal foi aplicada pela primeira vez em 1993, em Setúbal, e a sua generalização verificou-se a partir de 1994, em particular em obras subterrâneas, com destaque para os trabalhos de expansão do Metropolitano de Lisboa (Falcão et al., 2000).

Surgiu com a necessidade de se conceber uma técnica inédita, com diversas geometrias de tratamento e sem introduzir vibrações, que permitisse tratar solos com baixas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos em determinadas condições como as que se verificam em

zonas urbanas, densamente habitadas, para as quais a limitação das perturbações causadas e o respectivo controlo são obrigatórios.

O jet grouting é uma técnica muito versátil, podendo ser empregue na construção de túneis, em escavações e reforço de fundações, cortinas de estanquidade de barragens, consolidação de terrenos, estabilidade de taludes, selagem de terrenos constituídos por materiais contaminados, podendo até em algumas situações desempenhar simultaneamente mais que uma função.

Neste capítulo são definidos os vários sistemas de jet grouting utilizados, bem como a sua aplicação, variáveis que influenciam o processo construtivo, tais como as características geológicas do solo, entre outros. São também referidos, o dimensionamento de projecto, os procedimentos de execução, as geometrias, os equipamentos utilizados, controlo de qualidade e as vantagens e desvantagens.

3.2. SISTEMAS DE JET GROUTING

A evolução da técnica de jet grouting ao longo dos anos proporcionou, de forma a adequar-se às diversas situações que são propostas, o desenvolvimento de três tipos de sistemas base diferentes, que são os seguintes:

- jet 1 ou jacto simples;
- jet 2 ou jacto duplo;
- jet 3 ou jacto triplo.

Ilustra-se na Fig. 3.2 o processo físico da parte inferior da vara associada a cada um dos sistemas referidos anteriormente.

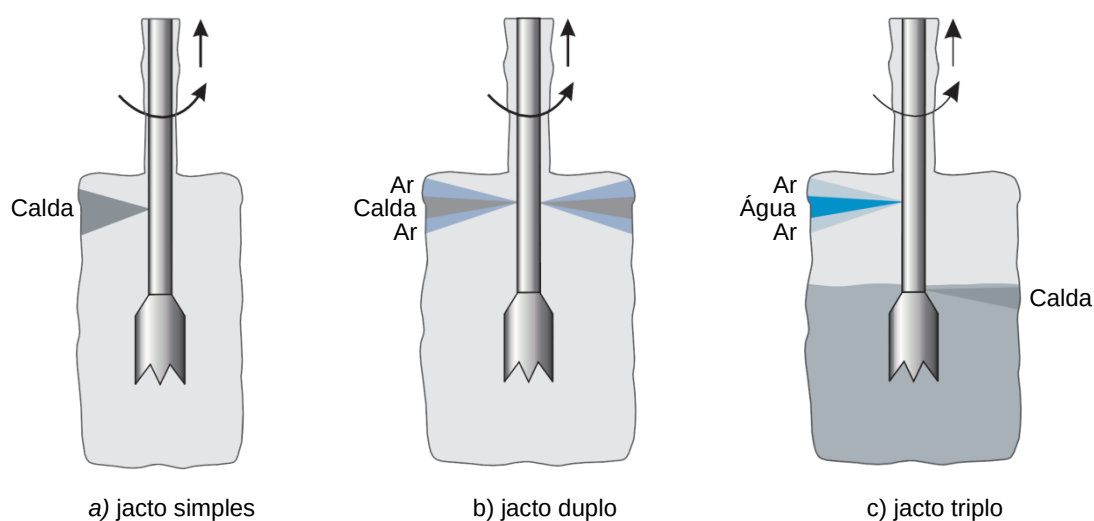


Fig. 3.2 - Sistemas de jet grouting (adaptado de Hayward Baker, 2004)

Salienta-se a existência de ainda um quarto sistema desenvolvido no âmbito da técnica base do jacto duplo, que é conhecido por *super jet*. Este é utilizado num número menor de situações e apenas em casos particulares, como adiante se especifica.

Em geral os diversos sistemas de jet grouting (Fig. 3.2) proporcionam bons resultados geotécnicos, pelo que a selecção do mais apropriado tem em consideração as características do terreno, o objectivo da intervenção, o prazo de execução da obra e dos custos associados (Carreto, 1999).

O sistema de jacto simples, como referido anteriormente, foi desenvolvido em 1970, no Japão por Nakanishi, o qual designou de *chemical churning pile* (CCP). Posteriormente e com a substituição dos produtos químicos por calda de cimento, o nome da técnica foi alterada para *cement churning pile* e, actualmente, é conhecido por jacto simples (Carreto, 1999).

Este sistema é o mais básico de todos e caracteriza-se pela forma como a calda é injectada no solo a pressões elevadas, através da vara, saindo de pequenos orifícios (bocais) a uma velocidade de aproximadamente 200 m/s (Rodrigues, 2009).

Neste sistema é a própria calda que, ao ser injectada, promove o corte e erosão entre as partículas e realiza, simultaneamente, a sua aglutinação. O principal objectivo é criar uma mistura solo-cimento, com características físicas, mecânicas e de permeabilidade adequadas ao tipo de construção a executar (Botto, 2001).

O campo de aplicação do sistema de jacto simples pode realizar-se em solos coesivos com valores de $N_{SPT} < 5$ a 10, e em solos incoerentes com valores de $N_{SPT} < 20$ (Carreto, 1999). A restrição aos valores não mencionados anteriormente é explicada 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. Em regra, é utilizado na consolidação de abóbadas de túneis, ancoragens e “impermeabilização” de solos.

O sistema de jacto duplo foi desenvolvido dois anos depois do anterior, também no Japão por Nakanishi, que o denominou por *jumbo special pile* (JSP). Em meados dos anos setenta e por desenvolvimento deste surgiu o *jet grout pile* (JGP). Durante os anos oitenta, deu-se a junção das duas técnicas, obtendo-se aquela que é conhecida por jacto duplo (Carreto, 1999).

Este sistema 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 bocal 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 jacto duplo pode realizar-se em solos coesivos com $N_{SPT} < 10$, e em solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$ (Carreto, 2000). Em regra, é utilizado na estabilização de solos, painéis “impermeabilizantes” e reforço de fundações (Rodrigues, 2009).

Por último, o sistema de jacto triplo foi também desenvolvido no Japão, em 1975, por um grupo de japoneses, Yahiro, Yoshida e Nishi, e foi inicialmente denominado de “Kajima” ou *colum jet grouting* (CGC) (Carreto, 1999).

Este sistema é o mais complexo, recorrendo a jactos de água, ar e calda. É constituído por dois bocais de saída, um deles injecta a calda de cimento e o outro injecta o ar comprimido e a água; este método tem como princípio básico a separação das acções de erosão e de preenchimento e/ou mistura da calda com o solo desagregado. Cada jacto apresenta uma funcionalidade distinta:

- Jacto de água: é utilizado para destruir a estrutura do terreno. Parte da água injectada sai através do furo trazendo algum do solo erodido.

- Jacto de ar: o ar é injectado através do mesmo bocal de injeção de água envolvendo-a e aumentando o efeito desagregador. O jacto de ar também provoca a emulsão da mistura água-solo erodido, reduzindo a sua densidade e facilitando a sua saída para o exterior.
- Jacto de calda: a calda, injectada através de um segundo bocal posicionado abaixo do bocal de injeção de água e ar, mistura-se com o terreno que permanece na cavidade após a passagem do jacto de água e ar, dando origem a um corpo solidificado.

O jacto triplo pode realizar-se em solos coesivos em que $N_{SPT} < 15$, e em solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$ (Carreto, 2000). Em regra, é utilizado na estabilização de solos, painéis “impermeabilizantes” e reforço de fundações (Rodrigo, 2009).

Na Fig. 3.3 estão representados pormenores interiores da parte inferior da vara para cada um dos sistemas base.

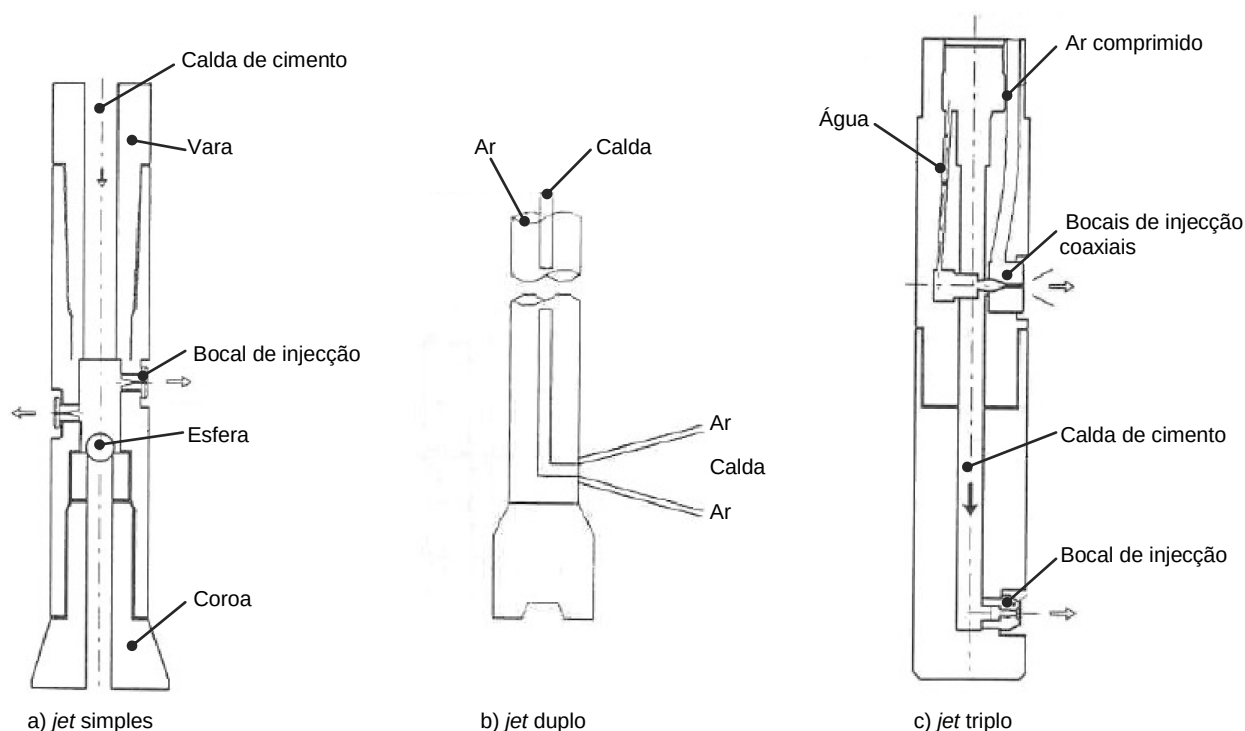


Fig. 3.3 - Pormenores interiores da parte inferior da vara para os três sistemas de jet grouting (adaptado de Carreto, 1999)

No Quadro 3.1, após uma breve abordagem das características dos três sistemas de jet grouting base realizada anteriormente, expõem-se de forma sintetizada as principais características dos três sistemas de jet grouting.

Quadro 3.1 - Principais características dos sistemas de jet grouting (adaptado de Carreto, 2000; Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000)

Método	Princípios básicos	Principais etapas do procedimento	Limites de aplicação	Diâmetro das colunas	Consumo médio de cimento/ml ^(*)
Jacto Simples	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para desagregar e misturar com as partículas de solo desagregado.	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bocais localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional.	- Solos coesivos com $N_{SPT} < 5$ a 10 - Solos incoerentes com $N_{SPT} < 20$	0,3 a 1,2 m	130 a 350 Kg
Jacto Duplo	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento envolvidos por ar comprimido, a grande velocidade, para desagregar e misturar-se com as partículas de solo desagregadas.	1) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) Injecção: termina a furação inicia-se a bombagem de calda que é injectada através de um ou mais bocais localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo do furo com um movimento rotacional.	- Solos coesivos com $N_{SPT} < 10$ - Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	0,6 a 2,0 m	450 a 900 Kg
Jacto Triplo	Utiliza um jacto horizontal de água envolvido por ar comprimido para desagregar o terreno. A substituição do material desagregado é efectuada por um jacto de calda que promove mistura com parte das partículas de solo desagregadas que permanecem no furo.	1) Furação: execução de um furo de pequeno diâmetro até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. 2) Injecção: terminada a furação inicia-se a injecção de água envolvida por ar através do bocal superior. No bocal inferior é feita a injecção da calda. À medida que a vara é elevada com movimento rotacional o jacto de água vai desagregando o solo, enquanto o jacto de calda, inferior, substitui e mistura-se com algum do material desagregado que permanece na cavidade.	- Solos coesivos com $N_{SPT} < 15$ - Solos incoerentes com $N_{SPT} < 50$	0,8 a 3,0 m	800 a 1400 Kg

^(*) Variável segundo o tipo de solo e os objectivos que se pretendem atingir.

Relativamente à resistência do material, para a mesma quantidade de cimento injectada por volume de solo, o sistema de jacto simples permite obter resistências mais elevadas em solos incoerentes. O jacto triplo permite obter resistências mais elevadas em solos coesivos. As colunas realizadas com jacto duplo apresentam normalmente as resistências mais baixas, em consequência da presença de ar no solo melhorado (Carreto, 1999).

O sistema de jacto simples produz menos material rejeitado que os outros sistemas. Não obstante, segundo a empresa SIF-BACHY, é o sistema mais propenso à ocorrência de obstruções à saída do refluxo, que podem culminar com movimentos não desejados à superfície do terreno. Este problema pode ser acautelado com a realização de um furo de diâmetro ligeiramente maior do que o que resulta da utilização do equipamento de jet grouting.

O quadro 3.2 apresenta uma síntese de aspectos comparativos dos três sistemas de jet grouting.

Quadro 3.2 - Síntese da análise comparativa dos sistemas (Carreto, 1999)

	Jacto simples	Jacto duplo	Jacto triplo
Aplicação	Sistema mais simples de aplicar.	Complexidade de aplicação intermédia.	Aplicação mais complexa. Maior quantidade de equipamento. Equipamento mais sofisticado.
	Desgaste do equipamento superior. As pressões a aplicar para obter uma coluna com o mesmo diâmetro são superiores à do jacto duplo	Menor desgaste do equipamento para o mesmo diâmetro de colunas.	-
	Tempo de execução do tratamento inferior ao do jacto triplo.	Tempo de execução do tratamento inferior ao do jacto triplo.	Tempo de execução do tratamento superior ao dos restantes métodos.
	Sistema mais adequado para realização de colunas sub-horizontais.	A eficiência da envolvente de ar decresce significativamente à medida que o jacto é levado da horizontal para a vertical.	A eficiência da envolvente de ar decresce significativamente à medida que o jacto é levado da horizontal para a vertical.
	Consumo de cimento por volume de solo melhorado superior ao do jacto duplo e triplo.	Consumo de cimento por volume de solo melhorado superior ao do jacto triplo.	Menor consumo de cimento por volume de solo melhorado relativamente aos restantes sistemas.
	Menor nível de ruído e vibração relativamente aos restantes sistemas.	Maior nível de ruído relativamente ao jacto simples.	Maior nível de ruído quando comparado com o jacto simples.
	Sistema mais propenso à ocorrência de obstruções à saída do refluxo.	Situação intermédia	Sistema menos propenso à ocorrência de obstruções à saída do refluxo.
Características do material melhorado	Diâmetro das colunas inferiores aos do jacto duplo e triplo (0,3 a 2,0 m).	Diâmetros das colunas superiores aos do jacto simples e inferiores aos do jacto triplo (0,6 a 2,0 m).	Diâmetro das colunas superior aos dos restantes métodos (0,8 a 3,0 m).
	A resistência de solos arenosos melhorados com o sistema de jacto simples é superior à resultante da aplicação dos sistemas jacto duplo e triplo, para a mesma quantidade de cimento injectada por unidade de volume de solo melhorado.	Material pelo sistema jacto duplo caracterizado por resistências inferiores às obtidas com os restantes sistemas, seja qual for o tipo de solo.	Material geralmente mais uniforme e com resistência superior à dos restantes sistemas, com excepção dos solos arenosos melhorados pelo sistema de jacto simples.
	-	-	Sistema mais efectivo no tratamento de solos coesivos.

Para além da escolha do tipo de jet grouting a utilizar, existe a hipótese de os jactos produzidos pelos injectores não serem horizontais, mas sim inclinados. Isto permite, como ilustrado na Fig. 3.4, que os jactos colidam entre si aumentando a área de impacto do jacto e, conseqüentemente, a geometria do corpo.

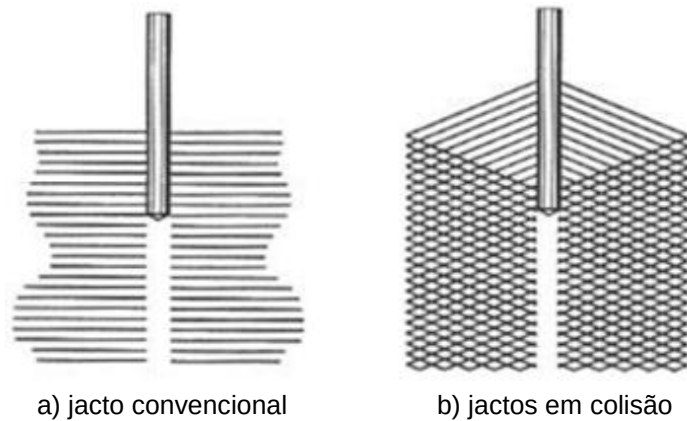


Fig. 3.4 - Injectores inclinados (Neves, 2010)

3.3. PRINCIPAIS PARÂMETROS INTERVENIENTES NO MECANISMO FÍSICO

O método de melhoria de solos – 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 consolidado, a sua resistência, deformabilidade e permeabilidade (Carreto, 1999).

Para todos os sistemas é necessário definir os seguintes parâmetros:

- pressão e caudal da calda de cimento;
- número e diâmetros dos bocais de injeção;
- relação água/cimento da calda;
- velocidade de subida e rotação da vara.

No caso do sistema duplo existem mais dois parâmetros que são necessários definir, a pressão e o caudal do ar comprimido. Estes parâmetros são condicionados pelas características do equipamento, nomeadamente, do compressor de ar comprimido.

No sistema triplo, para além de todos os parâmetros anteriormente mencionados, tem-se que determinar a pressão e o caudal da água, assim como o número e diâmetros dos bocais de injeção de água.

No Quadro 3.3 anuncia-se os parâmetros comuns aos três sistemas base e os necessários para o método de jacto duplo e para o método de jacto triplo.

Quadro 3.3 - Parâmetros dos sistemas de jet grouting (Pereira, 2009)

Parâmetros	Sistema utilizado		
Pressão e caudal da calda de cimento	Jet 1	Jet 2	Jet 3
Número e diâmetro dos bocais de injeção			
Relação água/cimento da calda			
Velocidade da subida e rotação da vara			
Pressão e caudal do ar comprimido			
Pressão e caudal da água			
Número e diâmetro dos bocais de injeção de água			

Os limites entre os quais os valores dos diversos parâmetros variam, são apresentados no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Valores limite para os parâmetros intervenientes nos diferentes sistemas de jet grouting (Carreto, 1999)

Parâmetros do procedimento		Jacto simples	Jacto duplo	Jacto triplo
Pressão	Calda (MPa)	20 a 60	20 a 55	0,5 a 27,6
	Ar (MPa)	-	0,7 a 1,7	0,5 a 1,7
	Água (MPa)	Pré-furação	Pré-furação	20 a 60
Caudal	Calda (l/min.)	30 a 180	60 a 150	60 a 250
	Ar (m ³ /min.)	-	1 a 9,8	0,33 a 6
	Água (l/min.)	Pré-furação	Pré-furação	30 a 150
Diâmetro dos bocais	Calda (mm)	1,2 a 5	2,4 a 3,4	2 a 8
	Água (mm)	Pré-furação	Pré-furação	1 a 3
Número de Bocais	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

Os valores constantes da bibliografia da especialidade são bastante variáveis. As diferenças detectadas são explicadas pelas investigações empreendidas em cada país ou por cada empresa especializada na técnica, com vista à optimização do procedimento e que conduziram a alterações do método original (Carreto, 1999).

Importa, também, 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 uma forma contínua ao longo da execução do tratamento.

3.4. SUPER JET

Posteriormente aos sistemas apresentados foi, ainda, desenvolvido no Japão, na década de noventa, o sistema *jumbo/super jet* (Warner, 2004). Este é um desenvolvimento do jacto duplo, uma vez que contém, também, dois injectores, um para o ar ou água e outro para a injeção de calda, diferindo apenas em alguns dos parâmetros de execução adoptados. A calda de cimento é injectada com grande energia, provocando a mistura desta com solo num maior volume (ver Fig. 3.5) (Hayward Baker, 2004).

As grandes diferenças deste sistema são as seguintes (Warner, 2004):

- Pressão de injeção da calda – 20 a 30 MPa;
- Caudal injectado – 500 a 600 l/min.;
- Velocidade de rotação da vara – 2.5 a 5 rpm.

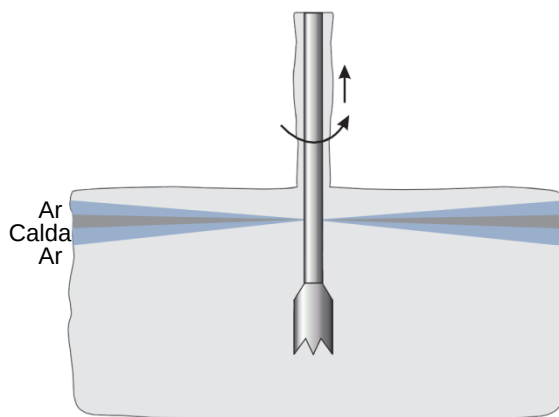


Fig. 3.5 - Sistema super jet (adaptado de Hayward Baker, 2004)

Outro factor de grande relevância é o diâmetro das colunas, que oscilam entre 4 e 6 m. Este sistema é, também, considerado o de maior produção e o mais eficaz para estabilizar grandes massas de solo.

Tal como os outros sistemas, este possui também ampla aplicabilidade e é utilizado com maior frequência na estabilização de solos à liquefacção, em painéis “impermeabilizantes” no controlo de águas subterrâneas e na estabilização de solos em túneis (Rodrigues, 2009).

Os vários sistemas de jactos podem atingir diferentes metros de profundidade num melhoramento. O jacto simples pode atingir 20 m, o jacto duplo 25 m, o jacto triplo 40 m e o sistema de super jet 30 m de profundidade.

3.5. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO MELHORADO

O maior constrangimento à integração da técnica de jet grouting em estudos de projectos baseia-se na dificuldade em conhecer, com alguma precisão, as características finais do solo melhorado, quer em termos de resistência à compressão e deformabilidade, quer em termos de resistência ao corte, quer ainda no que respeita à redução da permeabilidade do terreno melhorado por este processo (Carreto, 2000). Esta dificuldade é consequência da mistura da substância aglutinante com o terreno, e da não substituição total do solo. Desta forma, o resultado depende das características iniciais do terreno e da percentagem de substituição ocorrida, assim como da uniformidade de execução do tratamento em profundidade. As imagens que se seguem ilustram a forma final de algumas “colunas” de jet grout realizadas, sensibilizando desta forma, com a verificação de diferentes preenchimentos de reforço no solo ao longo da profundidade, a dificuldade citada anteriormente (ver Fig. 3.6).



Fig. 3.6 - Colunas de jet grout (Bilfinger, 2010)

A dificuldade na determinação da composição final exacta do produto constitui um entrave à determinação das suas características. Não obstante, a já grande experiência no tratamento de terrenos por jet grouting permite estabelecer, para cada tipo de solo, a faixa de variação de algumas das características do material melhorado. Os valores estabelecidos em projecto deverão ser aferidos e confirmados em fase de obra através de um controlo rigoroso do procedimento.

As características finais do solo melhorado dependem também dos parâmetros do procedimento, nos quais se distinguem a pressão e caudal do fluído de injeção, a velocidade de subida e de rotação da vara. Estes parâmetros são estabelecidos de acordo com os resultados pretendidos, sendo em geral aferidos, previamente à construção, através de um grupo de colunas de ensaio, realizadas em condições idênticas às que ocorrem nas colunas definitivas.

Relativamente à geometria do corpo consolidado, os parâmetros que influenciam esta característica são as condições e características iniciais do terreno, designadamente a sua compacidade ou consistência, o tipo de sistema utilizado (jacto simples, duplo ou triplo) e os parâmetros do

procedimento, entre os quais de distinguem a pressão de injeção, o caudal do fluído que procede à desagregação do solo e a velocidade de subida da vara.

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.

Como já abordado, os factores que influenciam o diâmetro das colunas são:

- o sistema de jet grouting;
- as características do solo;
- a energia aplicada na desagregação do terreno.

A influência do solo sobre o diâmetro da coluna é uma das principais incógnitas da técnica de jet grouting. A acção do jacto deverá ser suficiente para desagregar o terreno; a resistência oposta pelo solo é função da coesão em solos coesivos e da compacidade em solos incoerentes (Carreto, 1999).

Os diversos estudos realizados e divulgados na bibliografia da especialidade permitem retirar as seguintes conclusões que se indicam subsequentemente no que respeita ao diâmetro das colunas (Carreto, 2000):

- o diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes e coesivos pelo sistema de jacto simples é inferior ao resultante da aplicação do sistema de jacto duplo. Os maiores diâmetros resultam da aplicação do sistema de jacto triplo;
- o diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes é superior ao das colunas efectuadas em solos coesivos, para o mesmo valor de 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 pelos gráficos das Fig. 3.7 e 3.8 elaborados com base nos gráficos fornecidos por diversos autores, nomeadamente Tornaghi, Miki, Botto, Nisio e JJGA;
- o diâmetro das colunas realizadas, quer em solos coesivos quer em solos incoerentes, cresce com o aumento da pressão de injeção, quando se utiliza o sistema de jacto simples;
- com o aumento da velocidade de subida da vara decresce o valor do diâmetro, em qualquer tipo de solo e com qualquer sistema de jet grouting;
- com o aumento do diâmetro da coluna reduz-se o valor da energia por unidade de volume de material melhorado despendido na formação da coluna;
- a energia por unidade de volume de material melhorado necessária à execução de colunas pelo sistema triplo é superior à dispendida pelo sistema duplo que, por sua vez, é superior à gasta pelo sistema de jacto simples em colunas com o mesmo diâmetro.

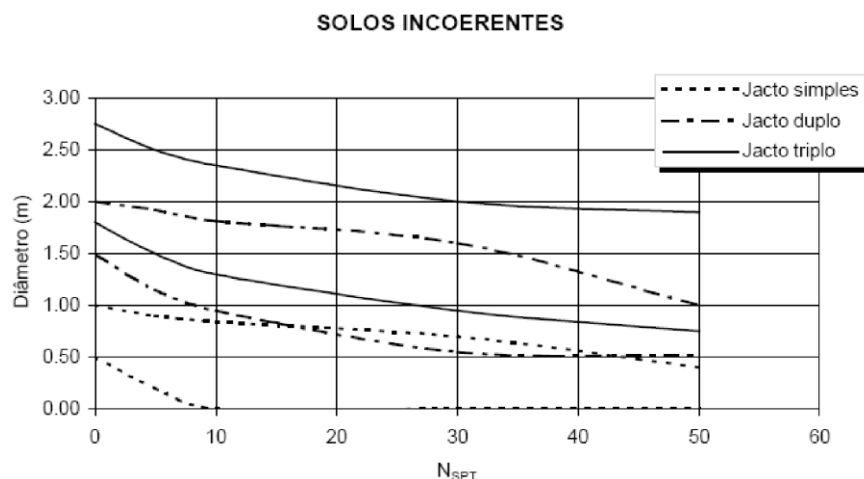


Fig. 3.7 - Limites máximos e mínimos do diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes (Carreto, 1999)

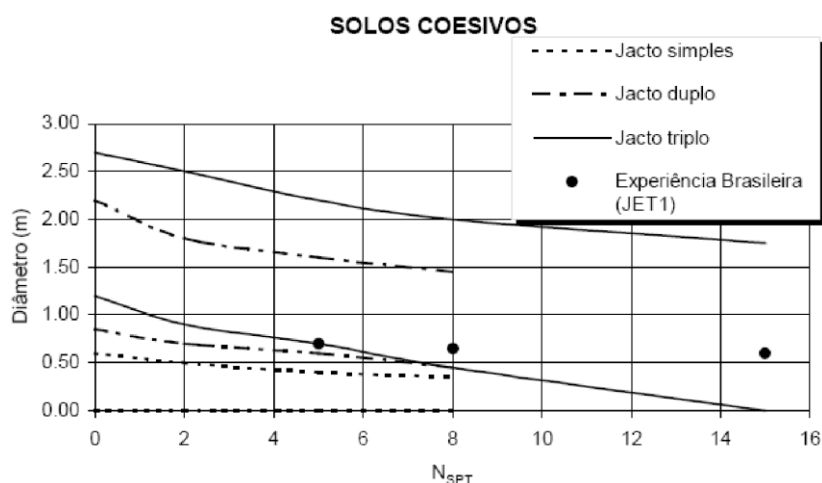


Fig. 3.8 - Limites máximos e mínimos do diâmetro das colunas realizadas em solos coerentes (Carreto, 1999)

3.5.2. RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MATERIAL MELHORADO

A resistência e deformabilidade do material melhorado também são condicionadas pelas condições iniciais do terreno, das respectivas características mecânicas e hidráulicas e pelo sistema adotado na realização do tratamento. Os parâmetros do procedimento que mais contribuem para o valor final destas características incluem a velocidade de rotação, a relação água/cimento da calda, a velocidade de subida da vara e o caudal, dos quais depende a quantidade de cimento existente no volume de material melhorado. A resistência e deformabilidade do solo melhorado são as características que apresentam maior dispersão, diferindo substancialmente de autor para autor (Carreto, 2000).

No que concerne à resistência mecânica dos materiais melhorado pela técnica de jet grouting sublinham-se os seguintes aspectos qualitativos (Carreto, 1999):

- em solos arenosos, os maiores valores de resistência são obtidos através da aplicação do sistema de jacto simples;
- em solos coesivos, os maiores valores de resistência resultam da aplicação do sistema de jacto triplo;

- os materiais melhorados pelo sistema de jacto duplo apresentam, em geral, menores valores de resistência por comparação com os restantes sistemas;
- os solos arenosos apresentam maior resistência relativamente aos solos coesivos melhorados pelo mesmo sistema de jet grouting;
- em solos coesivos, quanto maior é o teor em água natural do solo, menor é a resistência final do solo melhorado;
- quanto maior é o volume de calda injectada por unidade de volume de solo melhorado, maior é a resistência à compressão não confinada do material melhorado;
- quanto maior é a relação água/cimento da calda, menor é a resistência do material melhorado;
- com o aumento do tempo de impacto, proporcional ao inverso da velocidade de subida, aumenta a resistência do material quer se trate de solos incoerentes, quer de solos coesivos;
- quanto maior é a quantidade de cimento por unidade de volume de material melhorado, maior é a sua resistência.

No quadro 3.5 apresenta-se uma síntese de alguns parâmetros, referentes à resistência à compressão simples, sem particularizar o tipo de sistema utilizado.

Quadro 3.5 - Resistência à compressão de materiais melhorados por jet grouting (Carreto, 1999)

Autores/Data	A/C	Tipo de solo – resistência à compressão simples (MPa)				
		Argila orgânica	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Welsh e Burke/1991	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Baumann e tal./1984	1:1,5	-	-	6 a 10	10 a 14	12 a 18
	1:1,0	-	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10
Paviani/1989	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Teixeira e tal./1987	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
JJGA/1995	-	0,3	1	1 a 3	-	-
Guatterri e tal./1994	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-

A dificuldade de previsão das características de resistência do material melhorado é a grande barreira que se coloca à ainda maior utilização da solução de jet grouting. 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 melhorado; à difícil quantificação do teor em água do material melhorado, 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 melhorado; e pela heterogeneidade do material melhorado, que pode ser devida à heterogeneidade do próprio solo, a falta de controlo dos parâmetros de injeção ou à mistura insuficiente da calda com o solo desagregado (Carreto, 1999).

A resistência à tracção do material resultante da aplicação da técnica de jet grouting é raras vezes citada na bibliografia da especialidade, pois, por norma, as colunas são dimensionadas somente para esforços de compressão. Acresce que a realização de ensaios de determinação da resistência à tracção

simples é de difícil implementação. Em geral, são realizados ensaios de compressão diametral ou ensaio Brasileiro que permitem quantificar o valor da resistência à tracção diametral cujo valor é inferior ao valor da resistência à tracção simples. Gautteri et al. (1994) forneceram valores da resistência à tracção por flexão que se indicam no Quadro 3.6. Também a JJGA (1995) (Japanese Jet Grout Association) indica valores para vários tipos de solo de resistência à tracção por flexão.

Quadro 3.6 - Resistência à tracção do solo melhorado por jet grouting (Carreto, 1999)

Autores/Data	Tipo de solo	Resistência à compressão simples q_u (MPa)	Resistência à tracção simples/ q_u	Resistência à tracção na flexão/ q_u
Gautteri e Teixeira (1994)	Argila	1,5 a 3,5	0,14	0,25
	Silte	2,0 a 4,5	0,11	0,20
	Areia	2,5 a 8	0,08	0,14
JJGA (1995)	Argila orgânica	0,3	-	0,22
	Argila	1,0	-	0,20
	Areia	1a 3	-	0,11 a 0,13

A JJGA recomenda ainda que no projecto não sejam adoptados valores de resistência à tracção na flexão superiores a 2/3 da coesão do material. Esta associação fornece também valores para a grandeza em questão independentes da resistência à compressão simples do material:

- argila orgânica: 0,07 MPa;
- argila: 0,20 MPa;
- areia: 0,13 a 0,33 MPa, consoante o tipo de cimento utilizado na calda.

Relativamente à resistência ao corte do solo objecto de melhoramento por jet grouting é, em geral, assumida como sendo igual a 10 a 15% da resistência à compressão simples (Carreto, 1999). No entanto, existem outras referências atribuídas, segundo Welsh e Burke (1991) para solos granulares, o valor de resistência ao corte pode ser considerado igual a 0,5 MPa, e para solos coesivos igual a 0,3 MPa. No Quadro 3.7 são expostos os valores propostos por Gautteri e Teixeira, em 1987, e os valores recomendados pela JJGA, em 1995, estes últimos indicados para efeitos de projecto.

Quadro 3.7 - Resistência ao corte do solo melhorado por jet grouting (Carreto, 1999)

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

(*) A JJGA recomenda estes valores independente da resistência à compressão simples do material

No que se respeita à deformabilidade, os valores do módulo de deformabilidade constantes na bibliografia da especialidade caracterizam-se, de igual forma, por uma grande dispersão, mas são insuficientes para retirar conclusões fiáveis. Constata-se, porém, que os módulos de deformabilidade associados aos solos arenosos são superiores aos correspondentes a solos coesivos e que o tempo de cura influencia os resultados.

A “Japanese Jet Grout Association” (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.

3.5.3. PERMEABILIDADE

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

No entanto, este é um dos campos de aplicação do jet grouting com maiores potencialidades, em particular quando é necessário proceder ao tratamento de solos com alternâncias argilosas e arenosas, para os quais as técnicas tradicionais de injeção não são eficientes (Carreto, 1999).

3.6. GEOMETRIAS

A técnica jet grouting tem a particularidade de poder ser aplicável em praticamente qualquer situação, uma vez que não é necessária escavação para a sua execução e os equipamentos apresentam uma dimensão relativamente pequena, quando comparados com outros equipamentos da Engenharia Civil. A técnica pode ser aplicada em inúmeras situações. No que diz respeito às geometrias existem várias hipóteses possíveis consoante o objectivo final (Fig. 3.9), tais como:

- coluna circular;
- coluna semi-circular;
- coluna parcial;
- painel;

Como se referiu, elas dependem de como é efectuada a subida da vara, ou seja, das velocidades de rotação e de subida. Se a vara subir em rotação de 360° , obtêm-se colunas, se esta subir em rotação de apenas 180° obtêm-se meias colunas, e assim sucessivamente. Para se obter painéis, não pode existir rotação da vara durante a execução.

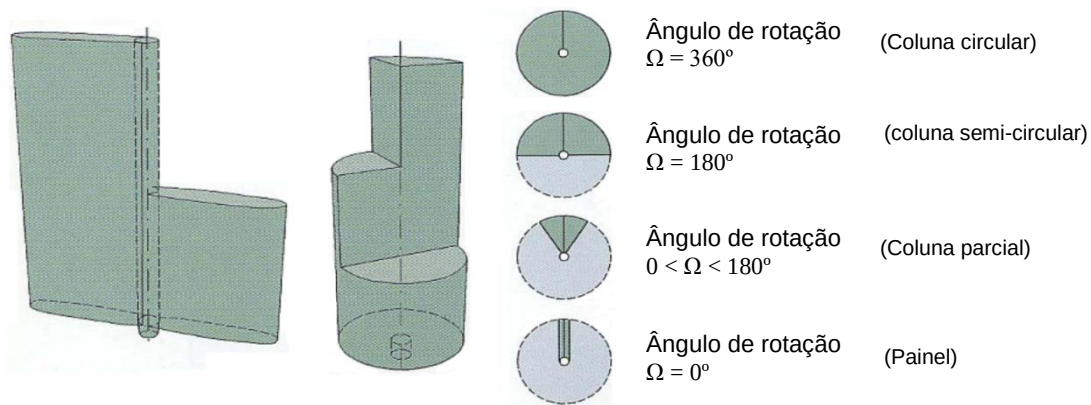


Fig. 3.9 - Geometrias possíveis para os corpos de jet grout (adaptado de Francisco, 2007)

Na Fig. 3.10 é possível observar várias formas correntes de corpos de jet grout consoante o tipo de finalidade.

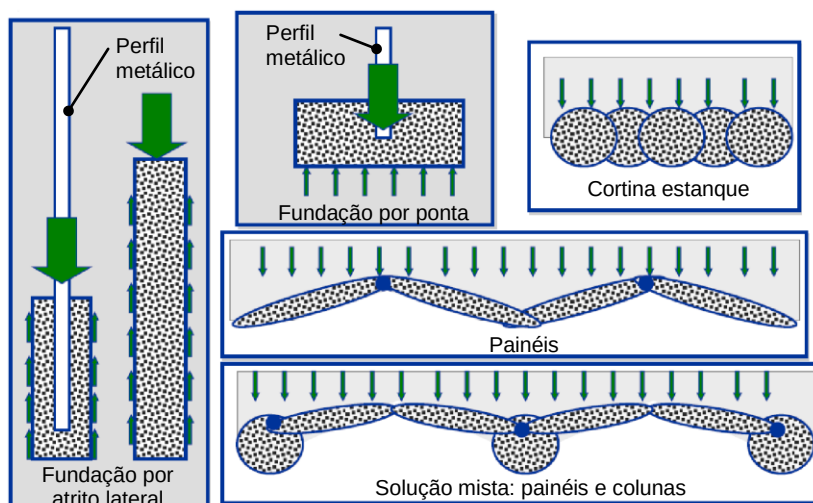


Fig. 3.10 - Formas correntes de corpos de jet grout (adaptado de Francisco, 2007)

A geometria depende, apenas, de como é realizada a subida da vara, ou seja, depende das velocidades de rotação e de subida. No caso de a vara subir em rotação de 360° obtêm-se colunas, e assim sucessivamente. No que diz respeito a execução de painéis, não há rotação da vara durante a execução. Geralmente, as geometrias em colunas são utilizadas em reforço de fundações, estabilização de taludes, em túneis, e quando se pertence impermeabilizar alguma zona é frequente realizar-se cortinas de colunas secantes. Nos casos de contenção, ou impermeabilização é, ainda, frequente utilizar-se a geometria de painéis (Warner, 2004).

Há que referir que quando se pretende colocar colunas de jet grout circulares com o intuito de impermeabilizar alguma superfície, devem ter-se algumas preocupações de sobreposição, uma vez que as colunas têm que ser estanques (Ribeiro, 2010).

Na Fig. 3.11, por sua vez, representam-se padrões de disposição característica de colunas de jet grout.

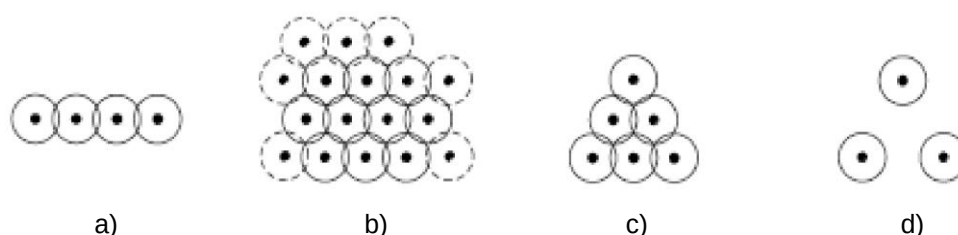


Fig. 3.11 - Disposição característica de colunas de jet grout (Giuseppe e Giovanni, 2008): a) fiada de colunas secantes; b) fiadas múltiplas de colunas secantes; c) grupo de colunas secantes; d) elementos isolados

3.7. DIMENSIONAMENTO PARA PROJECTO

No que diz respeito ao dimensionamento de um projecto de melhoramento de solos com jet grouting existem, ainda, algumas dificuldades, uma vez que é uma técnica que depende de várias condicionantes, das características do terreno inicial e dos parâmetros da técnica em si. Para além destes aspectos a técnica é relativamente recente, o que faz com que não existam tantos estudos quando comparada com outras técnicas de melhoramento de solos.

Tendo em consideração o que foi referido anteriormente entende-se que para fazer o dimensionamento no projecto é necessário realizar um programa de prospecções bem concebido, deve-se aferir o perfil geológico e geotécnico permitindo, deste modo, caracterizar física e mecanicamente o solo. De forma a avaliar os parâmetros geotécnicos necessários, realizam-se, geralmente, ensaios SPT, CPT e ensaios Lefranc (determinação da permeabilidade do solo) e ensaios geofísicos.

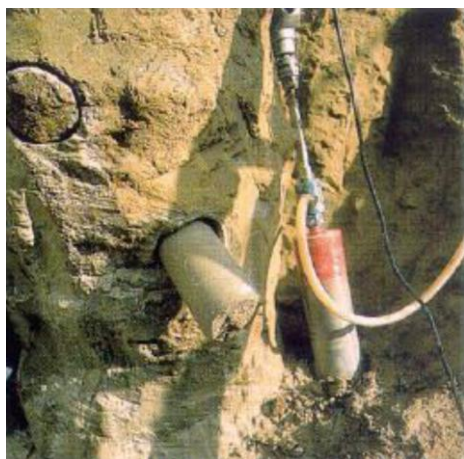
No dimensionamento deve ter-se em consideração um possível empolamento e assentamento do solo e de estruturas envolventes, portanto para que haja controlo sobre essas situações é necessário implementar um plano de observação e de instrumentação, onde possam ser registados todos os movimentos, superficiais e do subsolo.

Em projecto também tem que ser definido o procedimento executivo a adoptar, que por sua vez é sempre confirmado na fase de construção através da realização de colunas de teste assim como a composição final da calda.

Como foi referido anteriormente é difícil ter conhecimento absoluto das características do resultado final, assim as colunas teste possibilitam avaliar esses aspectos e verificar se o dimensionamento empírico de projecto está apropriado. Após a realização da coluna, escava-se, de forma a inspeccionar visualmente a geometria, sendo posteriormente recolhidas amostras (provetes cilíndricos) para

realizar-se ensaios de laboratório, como por exemplo ensaios à compressão uniaxial (ver Fig. 3.12). Para além da coluna teste é, ainda, avaliado o posicionamento e a verticalidade do furo.

O controlo de qualidade a executar em obra é um factor de elevada relevância que é necessário definir em projecto, uma vez que na realização da técnica jet grouting é difícil garantir que os parâmetros descritos no projecto correspondam aos obtidos em obra. Esta situação deve-se ao facto de a coluna ser constituída por solo e argamassa, não permitindo, assim, ter certezas da sua constituição (Ribeiro, 2010).



b) recolha de amostras



b) observação do estado da coluna

Fig. 3.12 - Controlo de Qualidade (Ribeiro, 2007)

3.8. PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS

Na escolha do processo construtivo da técnica jet grouting devem ser tidos em consideração as condições de execução, uma vez que é importante avaliar as condições do local, a profundidade do solo a melhorar, as condições de remoção do refluxo de jet, a posição do nível freático, entre outros. O diâmetro das colunas de jet ou a largura dos painéis, também são elementos fundamentais quando se define o processo construtivo. Assim como, o volume de trabalho e o faseamento construtivo, uma vez que influencia o prazo de execução.

Como já foi mencionado anteriormente, a técnica jet grouting tem como intuito desagregar o solo original e misturar com calda de cimento, melhorando assim as qualidades do solo (Ribeiro, 2010).

Este processo físico traduz-se essencialmente em três etapas distintas, como já foi referido:

- corte: a estrutura inicial do solo é desagregada e as partículas de solo ou fragmentos do solo são dispersos pela acção de um ou mais jactos horizontais de elevada velocidade;
- mistura e substituição parcial: uma parte das partículas ou fragmentos do solo é substituída e a outra parte é misturada intimamente com a calda injectada a partir dos bicos de injeção;
- cimentação: as partículas ou fragmentos de solo são aglutinados entre si pela acção auto-endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

No entanto o processo construtivo inicia-se na furação, de seguida efectua-se a injeção da calda, que irá apresentar as três etapas referidas anteriormente e por fim faz-se a selagem da coluna. Em cada fase do processo construtivo é necessário seguir determinados procedimentos (Carreto, 2000)

A furação inicia-se com 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 (Carreto, 1999).

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 ao 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. Na Fig. 3.13 observa-se um esquema do faseamento construtivo da técnica jet grouting (Carreto, 2000).

Por fim, o processo construtivo acaba com a selagem da coluna.

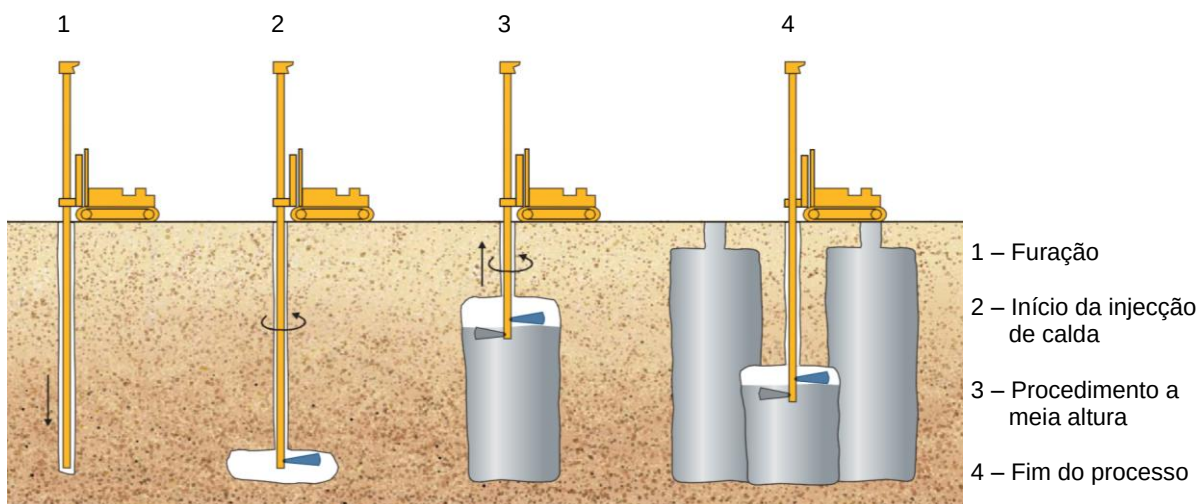


Fig. 3.13 - Fases do processo de execução das colunas de jet grouting (adaptado de Hayward Baker, 2004)

3.9. EQUIPAMENTOS

Os equipamentos para a realização da técnica jet grouting são adoptados tendo em consideração o solo em questão, uma vez que, apenas, depois das características do terreno definidas é que se escolhe o tipo de jet, os diâmetros dos bocais, o tipo de calda de cimento e o diâmetro das colunas.

Os equipamentos utilizados na aplicação da técnica são o silo de cimento, central misturadora, bomba de injeção, compressor (jacto simples e triplo) e máquina de furação e injeção. Na Fig. 3.14 apresenta-se o estaleiro para a realização da técnica de melhoramento de solo em questão (Ribeiro, 2010).

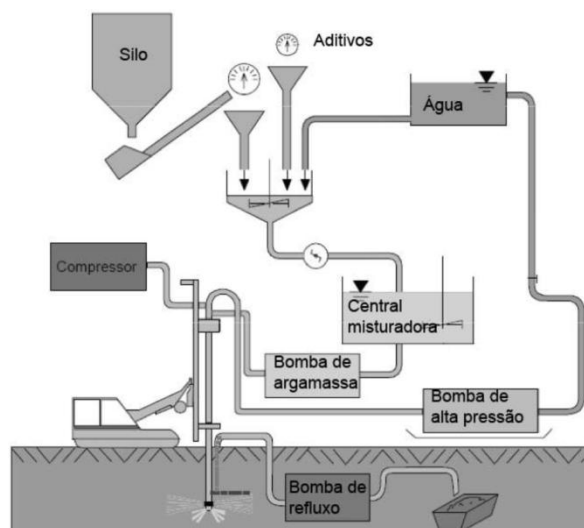


Fig. 3.14 - Estaleiro necessário à realização da técnica jet grouting (Ribeiro, 2010)

Geralmente, estes equipamentos são montados no estaleiro da obra, o mais próximo possível do local em causa, de forma a evitar custos adicionais de transporte de materiais e da calda de cimento para a obra.

Há que salientar que para além do equipamento mencionado anteriormente juntam-se, ainda, compressores, no caso da utilização de jacto duplo ou jacto triplo, e varas de furação, trialetas/trados ou injectores para a perfuração inicial.

Referenciam-se de seguida alguns aspectos relevantes relativos a alguns equipamentos.

O silo (ver Fig. 3.15) deverá estar sempre com cimento, para que em qualquer altura que se inicie o processo construtivo esteja todo preparado (Rodrigues, 2009).



Fig. 3.15 - Silo de cimento (Rodrigues, 2009)

A central misturadora encontra-se dividida em quatro partes: um tanque de água, um misturador, um agitador e um quadro eléctrico. O processo da mistura começa com a colocação de água no misturador, de seguida efectua-se a descarga de cimento, providentes do silo. Após a água e o cimento, junta-se os aditivos. A calda da injeção é preparada no conjunto misturador-agitador, permitindo uma produção de calda constante evitando assim que haja interrupções no processo de injeção (ver Fig. 3.16).

Após a produção da calda, esta é bombeada até a máquina de injeção, de forma a executar-se a técnica (Ribeiro, 2010).



Fig. 3.16 - Central misturadora e bomba de argamassa (Ribeiro, 2010)

A bomba deverá ser de pressão elevada e tem como função bombear a calda da central misturadora para a máquina de furação e injeção, através de tubos (Ribeiro, 2010).

Quanto à máquina de perfuração e injeção, pode apresentar ou não monitor computadorizado que regista todas as etapas de execução. Deverá apresentar capacidade de furação até a profundidade pretendida (ver Fig. 3.17) (Ribeiro, 2010).



Fig. 3.17 - Máquina de perfuração e injeção (Hayward Baker, 2004)

3.10. CONTROLO DE QUALIDADE

Tal como referido anteriormente, o que complica a integração da técnica jet grout em estudos de projecto é a dificuldade de ter conhecimento, com precisão, das características do solo melhorado, quer em termos de resistência à compressão e deformabilidade, assim como da resistência ao corte. No que diz respeito à permeabilidade, também não é possível ter conhecimento preciso do seu valor depois do tratamento (Ray, 2005).

Assim, há necessidade de efectuar um controlo de qualidade, de forma a validar os parâmetros considerados no dimensionamento do projecto, bem como certificar que a técnica é bem efectuada evitando uma execução deficiente (Byle e Borden, 1995).

Com o objectivo de comparar valores do solo inicial com o solo final, efectuem-se ensaios de campo. Como foi mencionado anteriormente, a realização de colunas teste tem como intuito analisar visualmente a coluna e recolher amostras para laboratório, sendo assim possível verificar os parâmetros de resistência, deformabilidade ou permeabilidade definidos em projecto (Bredenberg et al., 1999).

O controlo de execução da técnica é efectuado através dos registos automáticos dos parâmetros de injeção (ver Fig. 3.18). No entanto nem todos os equipamentos apresentam esse equipamento; nessa situação a experiência do técnico é de elevada relevância.



Fig. 3.18 - Controlo dos parâmetros de execução da técnica jet grouting, registos automáticos (Ribeiro, 2010)

Através do software instalado no equipamento é possível observar os seguintes parâmetros:

- velocidade de furação;
- pressão de furação;
- profundidade de furação;
- quantidade de cimento consumida;
- pressão de injeção;
- passo;
- velocidade de subida e rotação da vara.

Tal como foi referido no subcapítulo 3.2.5. deve ser realizado um controlo rigoroso no decorrer dos trabalhos de jet grouting.

Na furação há necessidade de colocar a sonda em posição nivelada, com o eixo da vara, que por sua vez tem que estar coincidente com o eixo da coluna, considerando que se pretende um elemento

cilíndrico. A inclinação do furo é outro factor a ter em consideração no controlo de qualidade; é necessário verificar se está como definido em projecto. A profundidade do furo deverá estar de acordo com o projecto, no entanto verifica-se que em alguns casos há alterações, uma vez que *in situ* a velocidade de furação pode ser muito reduzida, mostrando que se trata de um solo suficientemente resistente para encastrar.

No que diz respeito à pressão da injeção da calda, o controlo de qualidade é realizado através de dois manómetros, um situado na bomba de injeção e o outro no fim da linha, próximo da cabeça de injeção, tornando assim possível a determinação da perda de carga ao longo dos tubos. Assim, é necessário impor maior pressão na base, de forma a obter a pressão desejada no local da injeção.

O caudal injectado é outro parâmetro sujeito a controlo de qualidade, uma vez que se pretende manter sempre o mesmo consumo por metro, o controlo é realizado através de um medidor de caudal (Carreto, 1999).

Quanto à velocidade de subida e rotação da vara é controlada através de um cronómetro e deverá ser a velocidade definida nas colunas teste.

Por fim, a calda de cimento também é analisada através do peso volúmico e de ensaios de viscosidade e resistência.

Há que referir que o refluxo é um dos factores que nos permite fazer controlo de qualidade durante a execução. A observação do refluxo fornece informações importantes sobre a realização da técnica, uma vez que no caso de não existir refluxo significa que pode indicar a formação de bolas em vez de colunas de jet grout. O refluxo deverá apresentar uma forma espessa e com solo, demonstrando assim que a mistura solo-cimento está a ocorrer de forma desejada.

Após a realização da técnica de tratamento de solos, são realizados ensaios *in situ*, designadamente SPT ou CPT com o intuito de avaliar os parâmetros definidos para a execução de melhoramento, como por exemplo o diâmetro da coluna, resistência à compressão uniaxial, resistência ao corte, permeabilidade e deformabilidade. Os ensaios em laboratório, ensaios de caracterização física, são efectuados de forma a determinar o peso volúmico e o teor em água natural, entre outros do solo melhorado (Ribeiro, 2010).

Tendo em consideração que a dificuldade de obter um solo com boas características de resistência à compressão uniaxial (Quadro 3.8), de resistência ao corte, de deformabilidade e ainda de permeabilidade reduzida, deve-se ao facto de a substituição do solo pela calda de cimento não ser total, mas tão-somente a formação de uma substância aglutinada com solo (Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000).

Quadro 3.8 - Resistência de provetes de solos melhorados com jet *grout* à compressão uniaxial, σ_R (adaptado de Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000)

Tipo de solo	σ_R (MPa)
Areias	7 a 12
Siltes	5 a 8
Argilas	3 a 6

Na Fig. 3.19 constata-se a relação entre a resistência à compressão uniaxial e o tempo que diferentes tipos de solo levam a atingir patamares ideais de resistência. É possível verificar que os solos orgânicos são aqueles que apresentam menor ganho de resistência, mesmo quando já passaram vários

dias de presa do solo-calda; este facto justifica-se pela ausência de hidratação do cimento nesse tipo de solos. Os solos que apresentam maiores ganhos de resistência à compressão não confinada são as areias e seixos.

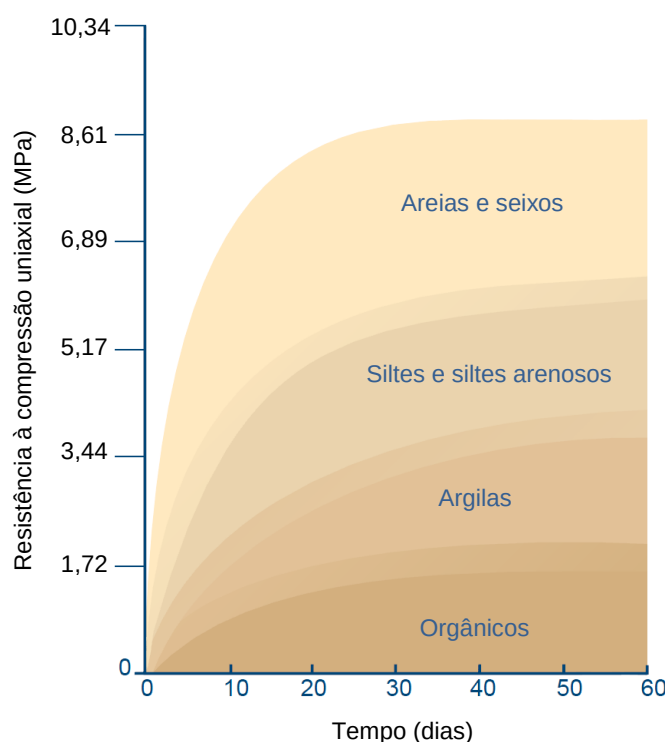


Fig. 3.19 - Resistência da mistura de solo-cimento ao longo do tempo (adaptado de Hayward Baker, 2004)

Com o objectivo de controlar deslocamentos em estruturas adjacentes, devido às elevadas pressões aplicadas durante a injeção da calda, deve-se colocar instrumentação monitorizada permitindo, assim analisar se existiram, por exemplo, assentamentos devido à criação de um volume elevado de material fluidificado com reduzida resistência temporária ao carregamento ou quaisquer tipos de deslocamentos (Ribeiro, 2010).

Para facilitar o controlo do comportamento daquelas estruturas utilizam-se geralmente os dispositivos listados no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 - Tipo de instrumentação utilizada em obras de jet grout (adaptado de Carreto, 1999)

Instrumento	Função	Localização
Alvos topográficos	Determinar deslocamentos (à superfície e em profundidade), quer na horizontal, quer na vertical	Prédios, viadutos, pontes, etc.
Marcas topográficas		
Réguas	Conforto de desvios nas estruturas adjacentes	
Inclinómetros	Monitorização de movimentos internos, horizontais e verticais do terreno	Junto ao local a intervir
Piezómetros	Controlo do NF e da variação de pressões intersticiais resultantes da injeção	

Por fim, é necessário controlar os custos durante todo o procedimento do melhoramento de solos, que está directamente associado com todos os aspectos de controlo de qualidade referidos anteriormente. O controlo do consumo de cimento e dos parâmetros é essencial para que não haja gastos desnecessários. No que diz respeito ao consumo de cimento, caso seja realizado um controlo ineficaz do caudal pode levar a consumos exagerados de cimento. Quanto aos parâmetros, caso não sejam controlados com rigor pode provocar resultados do jet grout inaceitáveis, levando à repetição do tratamento (Ribeiro, 2010).

3.11. VANTAGENS, DESVANTAGENS E CONDICIONALISMOS

A aplicação da técnica de jet grout permitiu com o seu desenvolvimento constante ultrapassar dificuldades que os métodos de injeção tradicionais apresentam, sobretudo ao nível da aplicação a uma grande variedade de solos, existindo deste forma um conjunto de vantagens associadas quando comparada com outras técnicas, assim como alguns inconvenientes. No Quadro 3.10 são apresentados as vantagens e desvantagens segundo Carreto (1999).

Quadro 3.10 - Vantagens e desvantagens do jet grouting

Jet grouting
Vantagens
▪ Aplicabilidade a uma vasta gama de solos que vai desde o cascalho a argila, bem como no melhoramento de rocha brandas. ▪ A viabilidade da execução do tratamento não é condicionada pela permeabilidade do solo. ▪ Possibilidade de executar melhoramento com qualquer inclinação começando e terminando à profundidade desejada. ▪ Capacidade de tratar solos heterogéneos cujas camadas são conhecidas, através da adaptação dos parâmetros do melhoramento a cada um dos solos ao longo do processo. ▪ Permite o melhoramento de solos a cotas inferiores ao nível freático. ▪ Capacidade de melhorar o comportamento do solo perante uma solicitação sísmica, derivado do aumentando do confinamento lateral do solo na incorporação de colunas de maior resistência. ▪ Permite a realização do tratamento em espaços muito pequenos, pela utilização de equipamentos de pequenas dimensões. ▪ Possibilidade de executar diversas geometrias. ▪ Baixo nível de ruído e inexistência de vibração.
Desvantagens
▪ Elevada dispersão das características mecânicas finais do material, nomeadamente a resistência à compressão, principalmente quando comparado com o betão; ▪ Inexistência de um método de medição das dimensões reais da coluna; ▪ Controlo deficiente da saída do material de refluxo, podendo daí resultar movimentos do terreno à superfície e de movimentos laterais das paredes de elevada magnitude. ▪ Dificuldade de remoção e manejamento do material de refluxo. ▪ Possibilita apenas a realização de colunas a uma profundidade inferior de 15 a 20 m. ▪ É alcançada a resistência máxima ao fim de vários dias após a execução, o que pode ser um problema para alguns tipos de aplicação, contudo pode ser minimizado com aceleradores de presa.

Na Fig. 3.20 são indicados os limites granulométricos das técnicas de injeção de terrenos. A figura permite confirmar a versatilidade da técnica quando comparada com os métodos de injeção tradicionais.

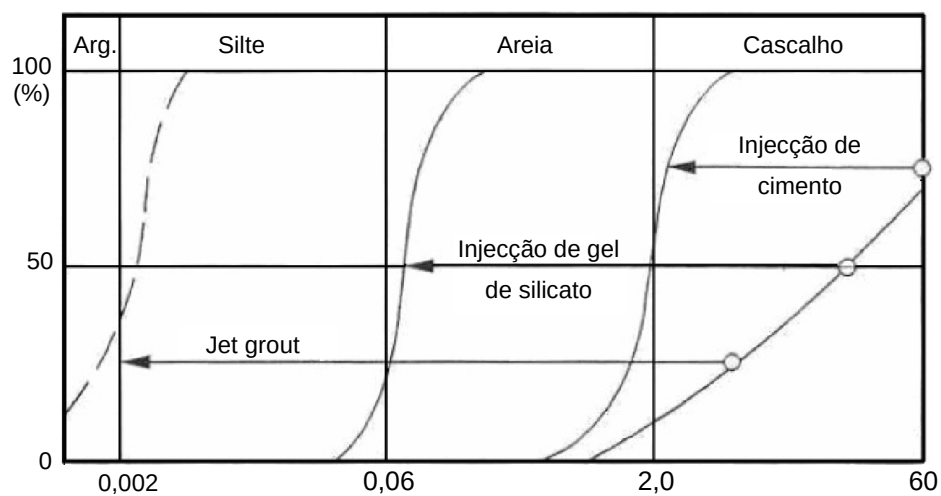


Fig. 3.20 - Limites granulométricos de técnicas de injeção de terrenos (adaptado de Carreto, 1999)

4

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM PROBLEMA BASE

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como finalidade a análise do comportamento de um problema base, que consiste na construção de um aterro sobre solo mole reforçado com colunas de jet grout e plataforma de transferência de carga (PTC) em betão armado.

Esta análise, tendo por base a utilização de um modelo numérico bidimensional baseado no método dos elementos finitos (subcapítulo 4.2.), direcciona-se para dois objectivos a examinar:

- Aspectos fundamentais do comportamento desta obra tendo em conta os efeitos de consolidação;
- Factores que controlam e determinam esses comportamentos.

De forma a concretizar os objectivos nomeados inicia-se o estudo neste capítulo com a aplicação do modelo numérico a um problema base – que constitui a base do estudo -; em primeiro lugar, aproveita-se para descrever e analisar pormenorizadamente o comportamento do aterro reforçado; posteriormente, introduzindo os resultados relativos ao mesmo aterro para a situação sem PTC em betão armado, retira-se, em termos comparativos, algumas conclusões referentes aos efeitos da utilização da PTC em betão armado como elemento estrutural de reforço.

4.2. MODELO NUMÉRICO BIDIMENSIONAL

4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

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

No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo são as seguintes:

- simulação de estados planos 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) definidas 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 e da PTC em betão armado.

4.2.2. 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 (excessos 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 (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995; Potts e Zdravkovic, 1999).

Independentemente do sinal da variação volumétrica do solo durante este processo (dissipação dos excessos de pressão neutra), a teoria matemática que rege este fenómeno é habitualmente designada por teoria da consolidação.

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 aos trabalhos pioneiros de Terzaghi, foram vários os autores que aperfeiçoaram e adaptaram 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 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 apresenta como variáveis básicas os deslocamentos e os excessos de pressão neutra.

Para a aplicação do método dos elementos finitos, é necessária a discretização do meio em elementos. Considerando que o problema é dependente do tempo, é necessário contemplar não só a tradicional discretização do meio em elementos finitos geométricos, como também em elementos finitos unidimensionais de tempo.

Tendo presente estas condições, 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 dois tipos de elementos triangulares (Fig. 4.1).

O elemento ilustrado na Fig. 4.1a é usado em massas de solo onde se processa consolidação (onde existe 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. 4.1b 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, a PTC em betão armado 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.



Fig. 4.1 - Elementos finitos bidimensionais 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 (Borges, 1995)

4.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/MODELO P-Q-Θ

O comportamento constitutivo dos solos é, em geral, bastante complexo, dada a diversidade muito elevada de factores que o influenciam. Depende obviamente das suas características intrínsecas tais como a natureza física, a consistência, o teor em água, o estado de tensão *in situ*, as condições de drenagem, etc, bem como das características da acção que lhe é imposta e da modificação das condições iniciais que a aplicação daquela implica.

Nestas circunstâncias, 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 omita os aspectos mais relevantes do comportamento do solo e que, assim, seja de fácil aplicação na resolução de um grande número de problemas de interesse prático.

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. Um solo está em estado crítico quando se deforma sem alteração do estado de tensão e do volume, situação em que se verificam as condições de plasticidade perfeita.

A fig. 4.2a mostra, no espaço das tensões principais efectivas, as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ . 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. 4.2b). Dependendo da trajectória de tensões, o modelo p-q- θ simula endurecimento (trajectória 1-2, Fig. 4.2b e c, em que ϵ_v é a deformação volumétrica e ϵ_q a deformação distorcional) ou amolecimento (trajectória 3-4, Fig. 4.2b 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' :

$$M = \frac{3.\text{sen } \phi'}{\sqrt{3}.\cos \theta + \text{sen } \phi' . \text{sen } \theta} \quad (4.1)$$

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

$$q = M. p \quad (4.2)$$

obtém-se a equação correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, adaptado pois neste modelo para a superfície de estados críticos (Fig. 4.2a e b).

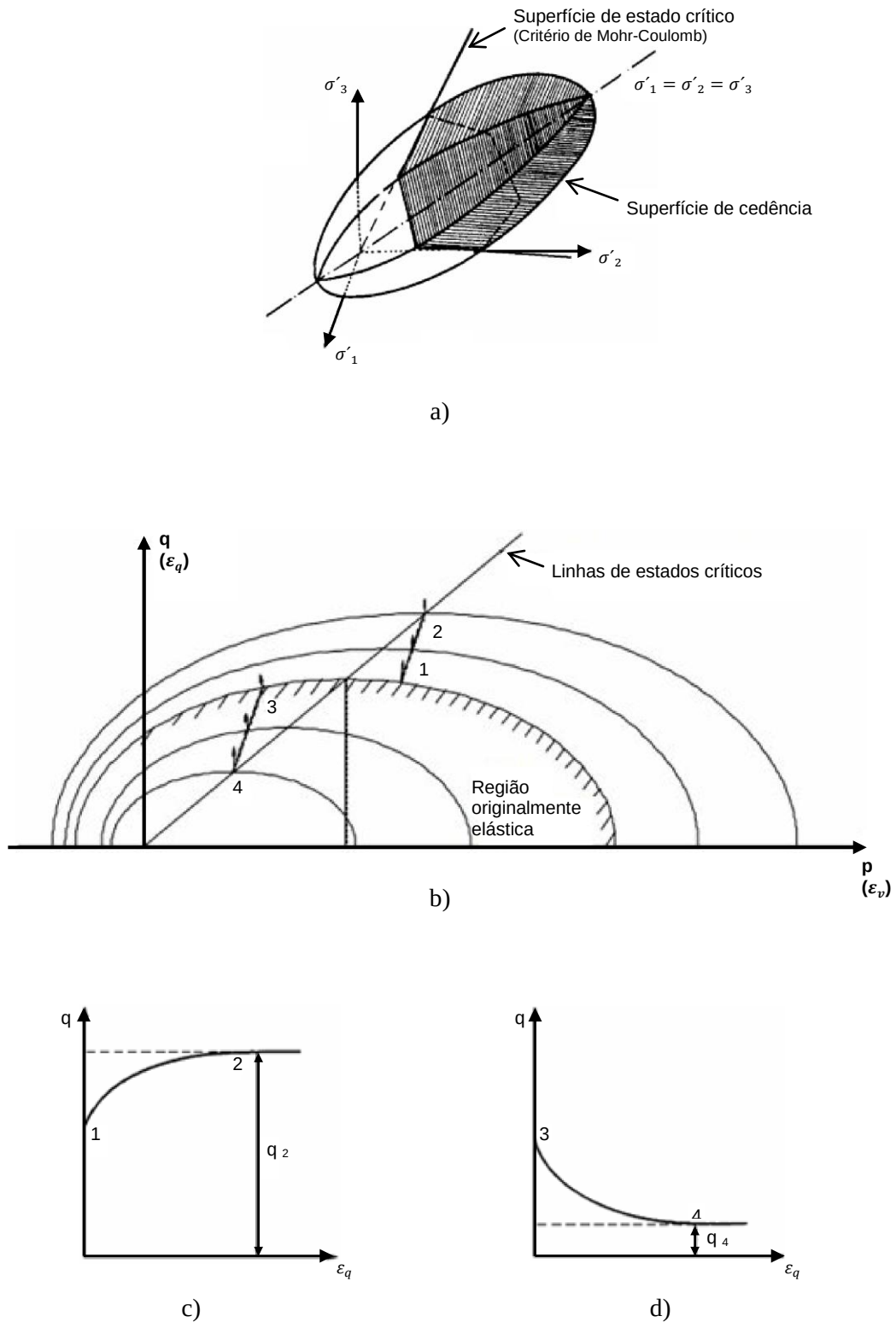


Fig. 4.2 - a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo p-q- θ no referencial p-q; c) endurecimento (trajectória de tensões 1 – 2; d) amolecimento (trajectória de tensões 3 – 4) (Borges, 1995)

4.3. PROBLEMA BASE

4.3.1. INTRODUÇÃO

Neste subcapítulo, numa primeira fase, é feita a descrição das características geométricas do problema, das propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos e materiais de reforço, do processo construtivo e da malha de elementos finitos usada na sua modelação.

Posteriormente são analisados os resultados obtidos a partir da modelação numérica nas diferentes fases do problema, durante e após a construção. Desta forma, avalia-se o comportamento do sistema estrutural no que respeita à evolução dos assentamentos, deslocamentos horizontais e estados de tensão, bem como de outras grandezas interpretativas do funcionamento da obra, nomeadamente os coeficientes de concentração de tensões, de efeito de arco e de eficácia do sistema de reforço.

4.3.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE

O cálculo de referência, que será intitulado de problema base nos capítulos seguintes corresponde à construção de um aterro de 2,6 metros de altura sobre um solo de fundação argiloso saturado (solo mole) reforçado com colunas de jet grout encabeçadas por uma PTC em betão armado (ver Fig. 4.3).

Considerou-se para a execução da PTC, em betão armado, uma duração de 28 dias, estando-se já a considerar o tempo de cura do betão necessário. As dimensões da plataforma correspondem a 0,4 m de altura e 33,2 m de largura.

O aterro é executado a ritmo constante, em 18,2 dias (1 metro de altura de aterro em cada 7 dias). A sua execução foi simulada activando sucessivamente os elementos que constituem as diferentes camadas do aterro. Considerou-se para o talude uma inclinação $\frac{1}{2}$, obtendo assim, no final do aterro, uma plataforma de 22,8 m de largura.

A camada de solo argiloso tem 6,5 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável, estabelecendo assim as condições de fronteira inferior do problema. O nível freático encontra-se à superfície da camada do solo argiloso.

Relativamente às colunas de jet grout, estas são espaçadas de 4 m transversalmente, tendo 1,2 m de secção efectiva e estão dispostas longitudinalmente, em fiada de colunas secantes; o seu comprimento é igual à espessura da camada argilosa (solo mole), apoiando-se, no estrato rígido.

Considera-se que o aterro tem um desenvolvimento longitudinal muito grande, sendo, por isso, adequado considerar-se, na modelação, a hipótese de estado plano de deformação.

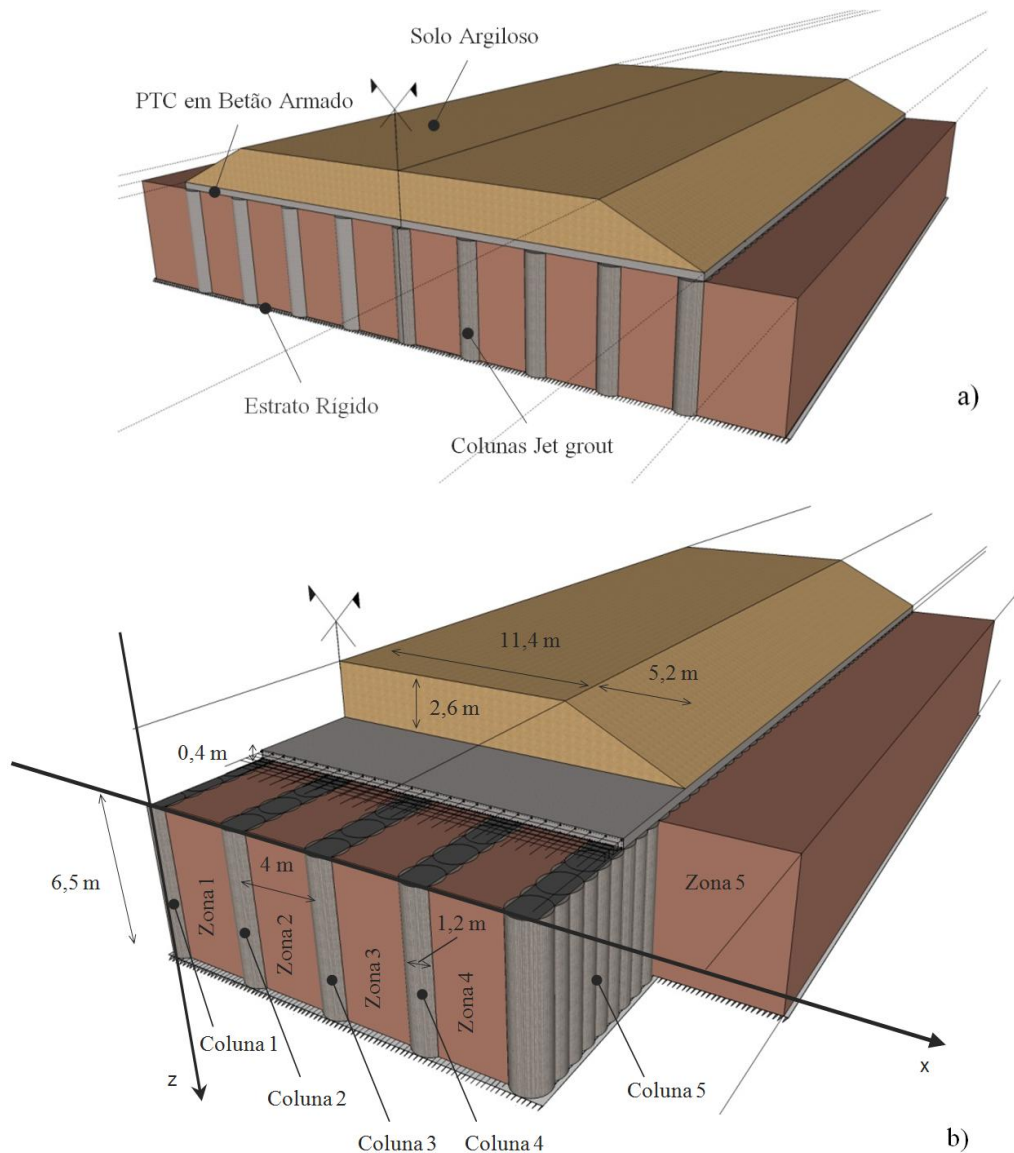


Fig. 4.3 – Esquema tridimensional do problema base: a) representação global; b) dimensões

Em termos de condições de fronteira, no que se refere aos deslocamentos, elas foram estabelecidas atendendo, por um lado, às condições de simetria (fronteira lateral esquerda onde se supõem deslocamentos horizontais nulos) e por outro, às características supostas para as formações geológicas onde assenta a fundação (fronteira inferior onde se supõem nulos os deslocamentos horizontais e verticais) e ainda, admitindo que a partir de uma determinada distância do aterro, os deslocamentos horizontais do maciço podem ser considerados nulos (fronteira lateral direita) (ver Fig. 4.4). No que se refere aos excessos de pressão neutras, fixou-se igual a zero os valores relativos aos pontos nodais que pertencem à única superfície de drenagem considerada - plano inferior da laje de betão armado -, admitindo que antes da execução da laje de betão armado, é colocado uma pequena camada de material granular com funções drenantes. No entanto, desprezou-se o comportamento mecânico desta camada na simulação do problema, simulando-se unicamente o seu efeito drenante.

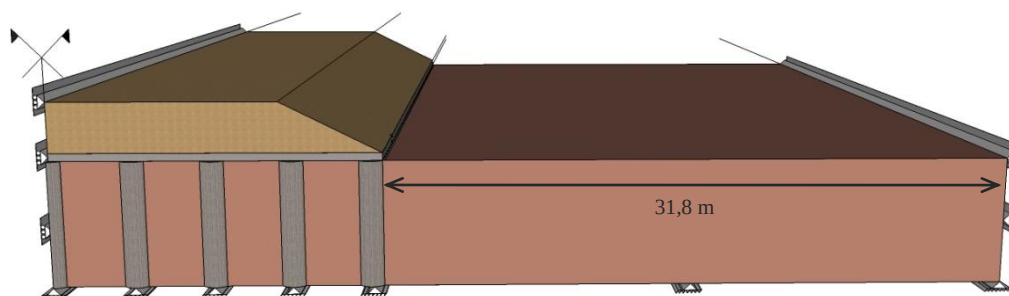


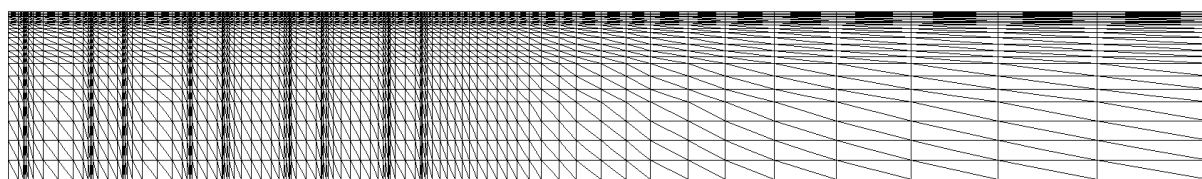
Fig. 4.4 - Representação esquemática das condições fronteiras

Relativamente às dimensões dos elementos da malha a utilizar no cálculo automático, as dimensões foram estruturadas de modo a formar maior número de elementos nas zonas sujeitas a gradientes de tensões mais elevados que, para o maciço de fundação, se situam junto à fronteira de drenagem por razões de escoamento hidráulico e, por razões que se prendem como o carácter bidimensional do problema, nas proximidades dos extremos da zona carregada, assim como nas proximidades das interfaces solo-coluna.

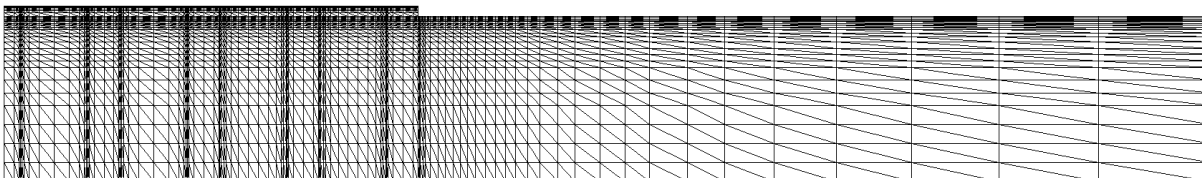
A não utilização de elementos de junta nas interfaces solo mole/colunas de jet grout, justifica-se maioritariamente devido à substancial rugosidade existente nessas interfaces provocada pelo processo construtivo das colunas (Gonçalves, 2009).

A Fig. 4.5 exibe a malha de elementos finitos utilizada na discretização do meio em diferentes fases construtivas do problema, correspondendo a uma malha com uma total de 8135 elementos, sendo estes repartidos da seguinte forma:

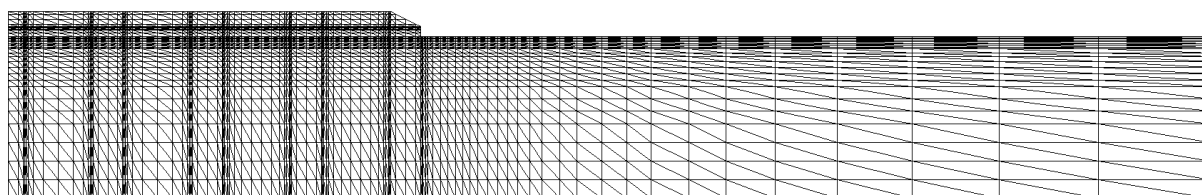
- 3696 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o solo mole;
- 2783 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 0 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o aterro;
- 792 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 0 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem as colunas de jet grout;
- 864 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 0 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem a PTC de betão armado.



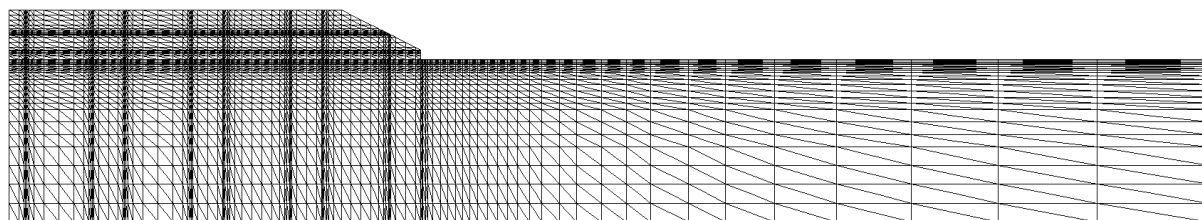
Tempo: 0 semanas - solo mole reforçado com colunas de jet grout



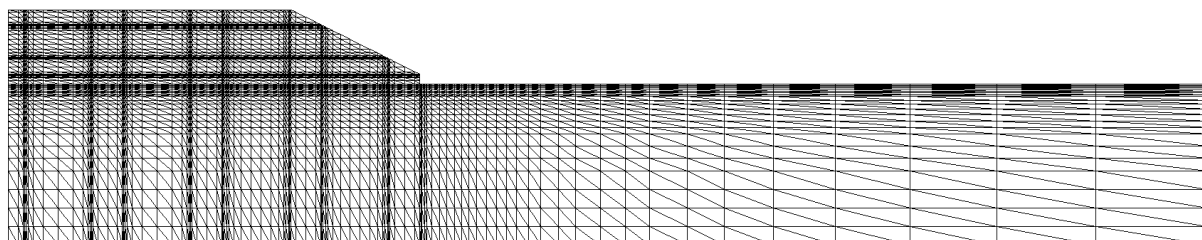
Tempo: 4 semanas - construção da PTC de betão armado (0,4 m)



Tempo: 4,6 semanas - construção de 0,6 m de aterro



Tempo: 5,6 semanas - construção de 1,6 m de aterro



Tempo: 6,6 semanas - construção de 2,6 m de aterro

Fig. 4.5 - Fase construtiva - malha de elementos finitos

Os comportamentos dos elementos bidimensionais que constituem a estrutura do problema base (aterro e solo argiloso), foram simulados pela aplicação do modelo dos estados críticos p - q - θ . No Quadro 4.1 são ilustradas as características adoptadas para os dois materiais em causa.

Quanto ao coeficiente de impulso em repouso (k_0) e ao coeficiente de sobreconsolidação (OCR), considerou-se, para o material de aterro, um valor igual a 0,43 para k_0 e um valor igual a 1 para OCR. Para a argila estes coeficientes variam conforme a profundidade da camada, como indicado no Quadro 4.2. Os valores adoptados correspondem a uma argila ligeiramente sobreconsolidada até à profundidade de 1,8 m e normalmente consolidada para profundidades superiores (Gonçalves, 2009).

Quadro 4.1 - Características do solo argiloso e do material de aterro (Gonçalves, 2009)

	λ	k	Γ	ϕ' (°)	ν'	N	γ (kN/m ³)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
Argila	0,22	0,02	3,26	30	0,25	3,40	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 1^o carga; k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópica; Γ – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva de 1 kPa; ϕ' – ângulo de atrito definido em termos de tensões efectivas; ν' – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas; N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa; γ – peso específico do solo; k_x e k_y – permeabilidade na direcção horizontal e vertical, respectivamente.

Quadro 4.2 - Valores de k_0 e OCR para a argila (adaptado de Gonçalves, 2009)

Profundidade (m)	k_0	OCR
0 – 1	0,7	2,43
1 – 1,8	0,7 – 0,5	2,43 – 1,00
1,8 – 6,5	0,5	1,00

Na simulação da PTC em betão armado, adoptou-se o modelo elástico linear isotrópico caracterizado pelo módulo de elasticidade (E) (valor estimado tendo em conta os efeitos de fluência) e pelo coeficiente de Poisson (ν). As características da PTC em betão armado são apresentadas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Características da PTC em betão armado

E (GPa)	ν	γ (kN/m ³)
18	0,2	25

Relativamente às colunas de jet grout adaptou-se igualmente o modelo elástico linear isotrópico. As características do jet grout são apresentadas no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Características do jet grout

E (MPa)	ν	γ (kN/m ³)
200	0,2	22

4.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS DO PROBLEMA BASE

4.3.3.1. Considerações gerais

A variação dos estados de tensão no solo argiloso de fundação (solo mole) durante a construção, quer no esqueleto sólido (tensões efectivas) quer no fluido intersticial (pressões neutras), é resultante do efeito de carga correspondente à construção do aterro.

Dada a inter-relação entre as variações das tensões efectivas e as deformações, o carácter destes, durante a construção, está directamente associado ao modo como as forças de massa dos elementos, que constituem o aterro, se reparte na acção sobre as duas fases do meio (variações de tensões efectivas no esqueleto sólido, que estimulam as deformações, e excessos de pressão neutras na água, que estabelecem o escoamento do fluido).

As variações dos estados de tensão e de deformação após terminado o período de carga (construção do aterro), passam a estar totalmente associadas à dissipação dos gradientes de pressão neutra, obtidos durante a construção da obra, processando-se no tempo o escoamento do fluido até ao estado final da reaquisição das condições hidrostáticas de equilíbrio.

Para o problema base, com objectivo de analisar o comportamento da obra de todo o processo (períodos de carga e de consolidação) e ilustrar as questões anteriores, são apresentadas de seguida várias figuras relativas aos estados de tensão (excessos de pressão neutra, tensões totais e efectivas verticais, tensão tangenciais, níveis de tensão e cruzetas das tensões principais efectivas), aos deslocamentos (malhas deformadas, assentamentos e deslocamentos horizontais) e às grandezas interpretativas do funcionamento da obra, nomeadamente os coeficientes de concentração de tensões, de efeito e de arco e de eficácia do sistema de reforço.

4.3.3.2. Tensões

Exibe-se na Fig. 4.6 a evolução dos excessos de pressão neutra durante a construção.

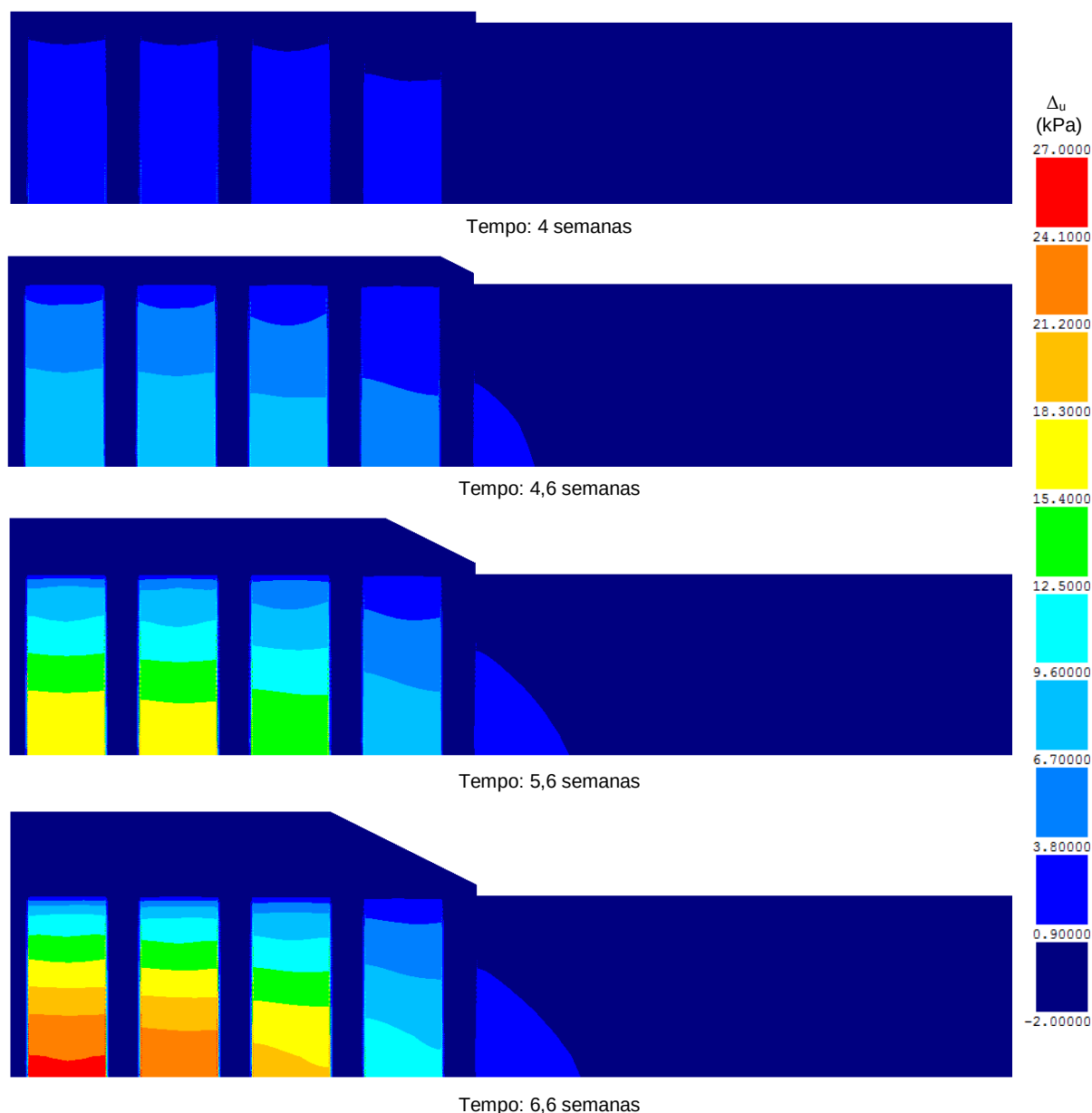


Fig. 4.6 - Excesso de pressão neutra durante a construção

Durante este período destaca-se vários comportamentos nas diferentes zonas do estrato argiloso.

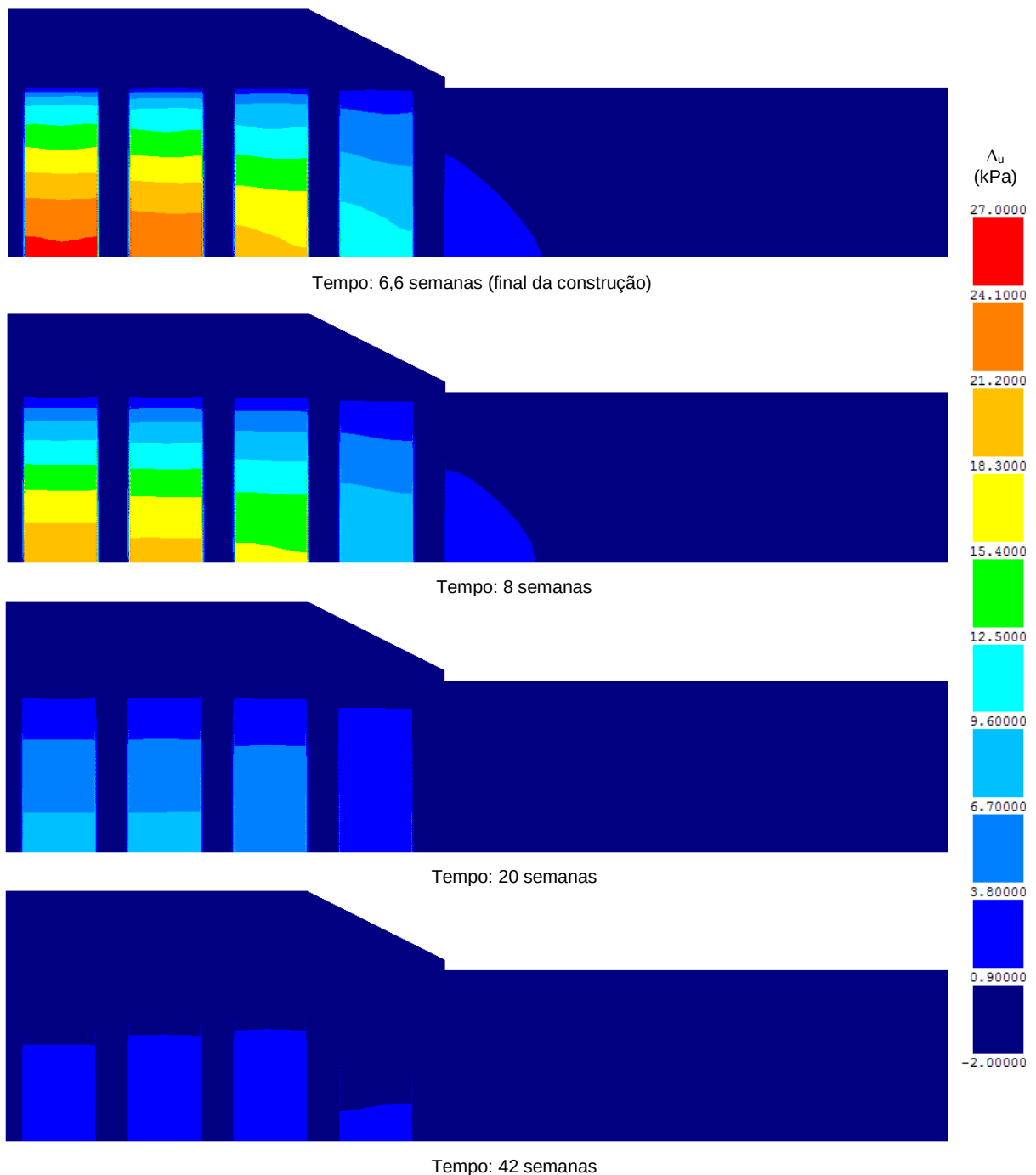
Numa primeira abordagem mais generalizada, evidencia-se, como seria de esperar, o aumento dos excessos de pressões neutras ao longo da construção, atingindo o valor máximo no final da construção.

O valor máximo atingido é de 26,5 kPa e localiza-se o mais afastado da fronteira drenante (junto do estrato rígido), na zona 1 do solo argiloso de fundação (ver a representação das diferentes zonas na Fig. 4.3). Este valor corresponde a aproximadamente 43 % da carga total da construção de 62 kPa (peso da PCT de betão armado mais 2,6 m de aterro), enquanto o resto da percentagem de carga é transmitida para as colunas. A localização do valor máximo, já indicada, é justificada pelos máximos

acréscimos de tensões totais criados na zona 1, e pela difícil dissipação do excesso de pressão neutra junto ao estrato rígido, dada a distância à fronteira drenante.

Verifica-se também, em todas as zonas, o efeito da dissipação dos excessos de pressão neutra ao longo da profundidade do solo mole, com mais relevância na proximidade da fronteira drenante na base da PTC. Este efeito permite constatar o escoamento transitório provocado pela fronteira drenante, com linhas de corrente aproximadamente verticais (perpendiculares às linhas de igual valor dos excessos de pressão neutra), sendo a água progressivamente expulsa da argila.

Na Fig. 4.7, é apresentada a evolução dos excessos de pressão neutra na fase pós-construção, até ao final da consolidação.



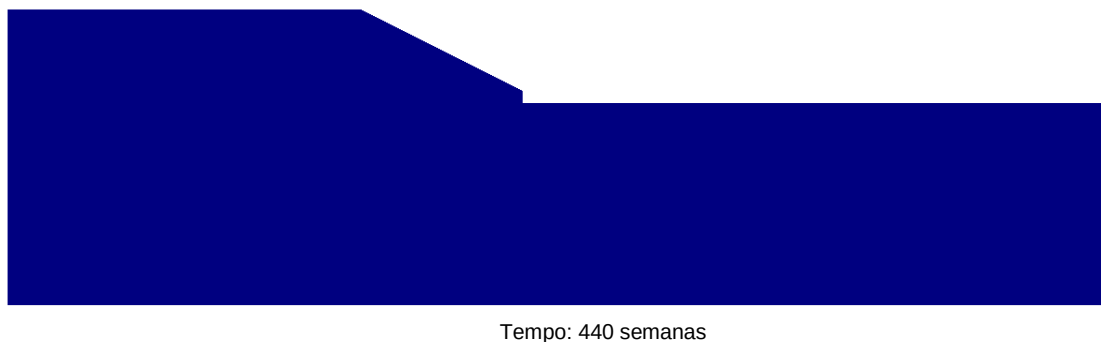


Fig. 4.7 - Excesso de pressão neutra no período pós-construção

Após a construção, constata-se, naturalmente, a evolução da dissipação dos excessos de pressão neutra, até se atingir as condições hidrostáticas de equilíbrio (final da consolidação).

É de realçar que às 20 semanas (13,4 semanas após o final da construção) a dissipação do excesso de pressão máximo registado no final da construção já se processou em cerca de 71%. Por outro lado, verifica-se que às 42 semanas (35,4 semanas após a construção), os excessos de pressão neutra são já praticamente residuais, constatando-se assim a rápida evolução da consolidação no problema em análise.

Passando para a análise das tensões efectivas verticais, apresenta-se de seguida a Fig. 4.8 referente à fase construtiva deixando-se para mais à frente a análise no período pós-construção.

Importa referir que as tensões efectivas instaladas no reforço (colunas de jet grout e PTC em betão armado) equivalem às tensões totais uma vez que se modelou análise não-acoplada nestes materiais.

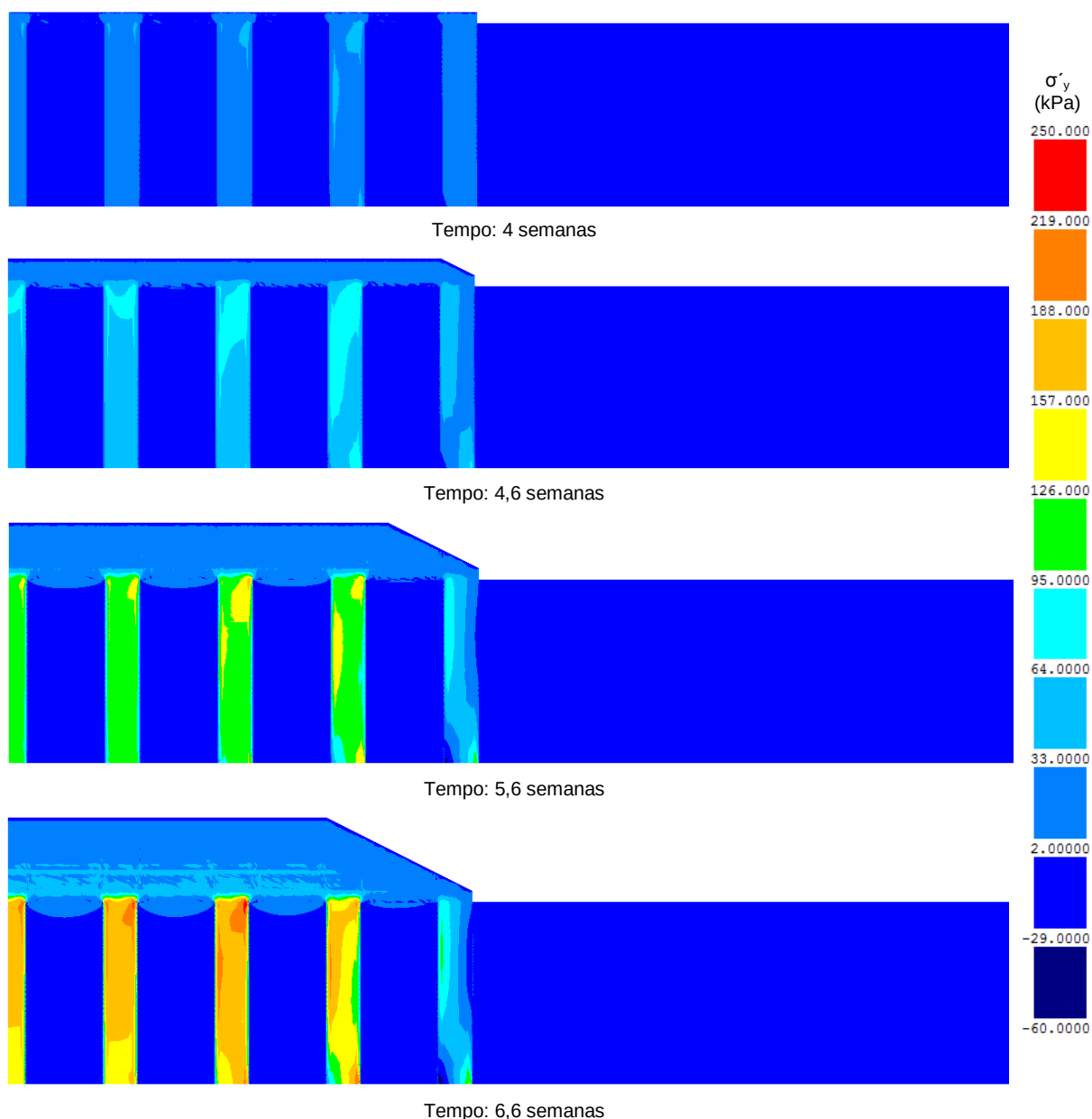


Fig. 4.8 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_v , na fase construtiva

É visível, ao longo da aplicação faseada da carga do aterro, o aumento dos acréscimos de tensão vertical nas colunas, um comportamento justificado pelo aumento de carga no sistema estrutural. Este aumento também se reflecte no solo mole mas traduz-se praticamente em excessos de pressão nesta fase. Contudo evidencia-se, com a consolidação já em curso nesta fase construtiva, o aparecimento de acréscimos de tensão efectiva vertical junto à fronteira drenante, na semana 5,6, derivado da facilidade de dissipação dos excessos de pressão neutra nessa zona. É de notar, como se analisará mais a frente, que esta dissipação e consequentemente a deformação do solo irão provocar vários fenómenos comportamentais nos elementos de reforço que compõem a estrutura de fundação.

Quanto à evolução dos acréscimos de tensão vertical em profundidade, verifica-se valores bastantes desiguais resultante, principalmente, do comportamento existente na interface coluna/solo, que serão analisadas pormenorizadamente à frente.

Complementarmente aos resultados da Fig. 4.8, são apresentados, nas Figs 4.9 a 4.12, os incrementos de tensão efectiva vertical, em diferentes instantes de tempo da fase construtiva, para as profundidades $z=0$ m, $z=0,5$ m, $z=2$ m e $z=6,5$ m.

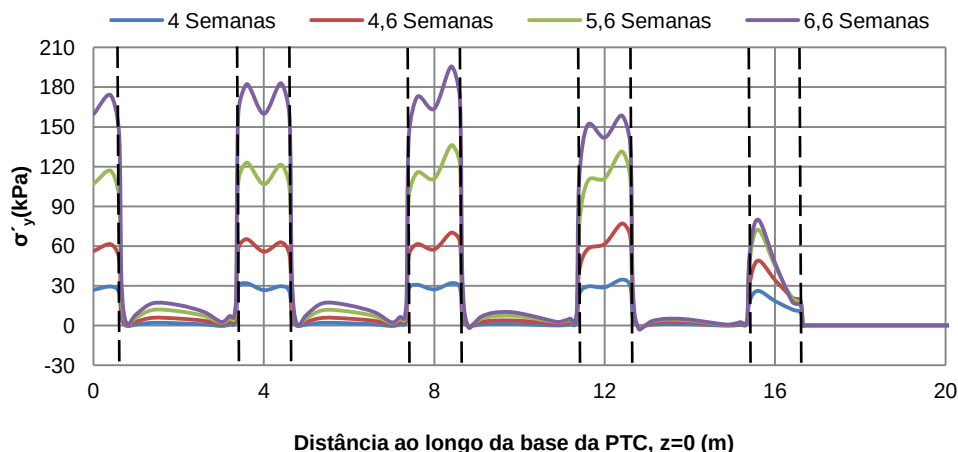


Fig. 4.9 - Incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância horizontal, na base da PTC em betão armado ($z=0$ m) em vários instantes de tempo da fase construtiva

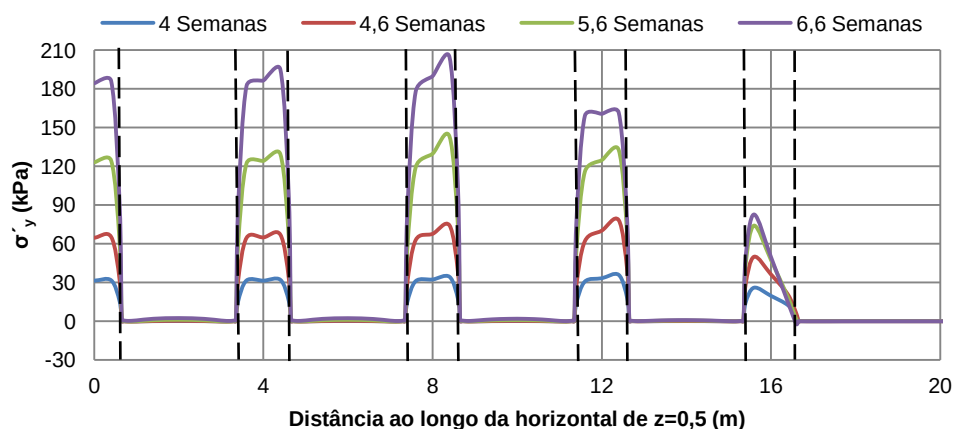


Fig. 4.10 - Incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância horizontal, à profundidade $z=0,5$ m na fase construtiva

As figuras referidas vêm de forma generalizada confirmar o que já foi dito em relação aos incrementos de tensões efectivas verticais nas colunas e no solo durante a construção, ou seja, aumentam nas colunas conforme aumenta a carga aplicada na estrutura de fundação e no solo conforme o desenvolvimento do processo de consolidação, com maior relevância junto a fronteira drenante ($z=0$).

São de notar os incrementos de maior magnitude, naturalmente, das colunas mais centrais (coluna 1, 2 e 3), quando comparados com os das colunas mais laterais, particularmente com os da coluna 5, que se localizou junto ao pé do talude.

Em geral, nas colunas, com mais evidência na semana 6,6 à profundidade $z=0$ (na base da PTC), maior concentração de incremento de tensão vertical nas extremidades em comparação ao centro, justificada pela concentração de tensão gerada pela transmissão de carga da PTC para as colunas nestas zonas.

Também se pode observar, nas Figs 4.9 a 4.12, diferenças nos incrementos de tensão vertical nas extremidades de algumas colunas com valores superiores numa extremidade e menor na oposta, e até, na coluna 5 à profundidade $z=0,5, 2$ e $6,5$, pequenos incrementos negativos. Ou seja, constata-se que, nesses casos, a tensão vertical nas colunas não é uniforme.

Este efeito é justificado, naturalmente, pela existência de momentos flectores nas colunas, principalmente nas mais laterais, devido ao comportamento bidimensional da obra (associado à largura finita do aterro), que tem como consequência a existência de deslocamentos horizontais na fundação; estes deslocamentos, sendo parcialmente impedidos pelas colunas, provocam nestas impulsos horizontais que determinam aqueles momentos flectores.

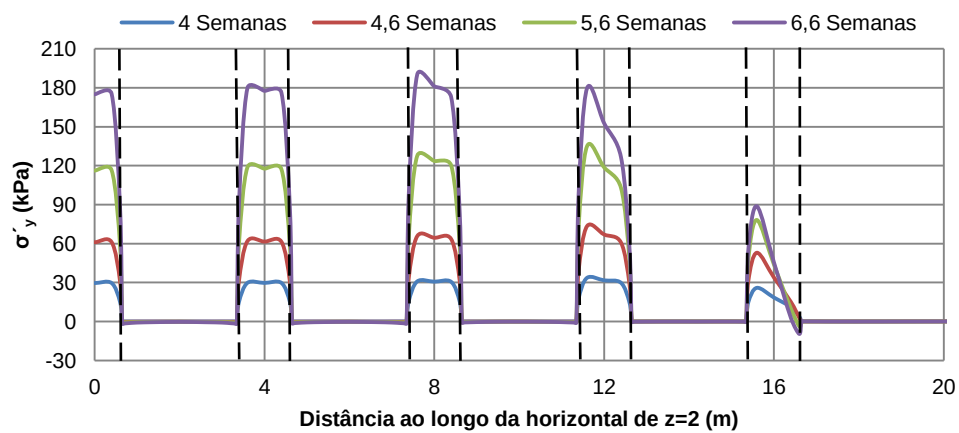


Fig. 4.11 - Incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância horizontal, à profundidade $z=2$ m na fase construtiva

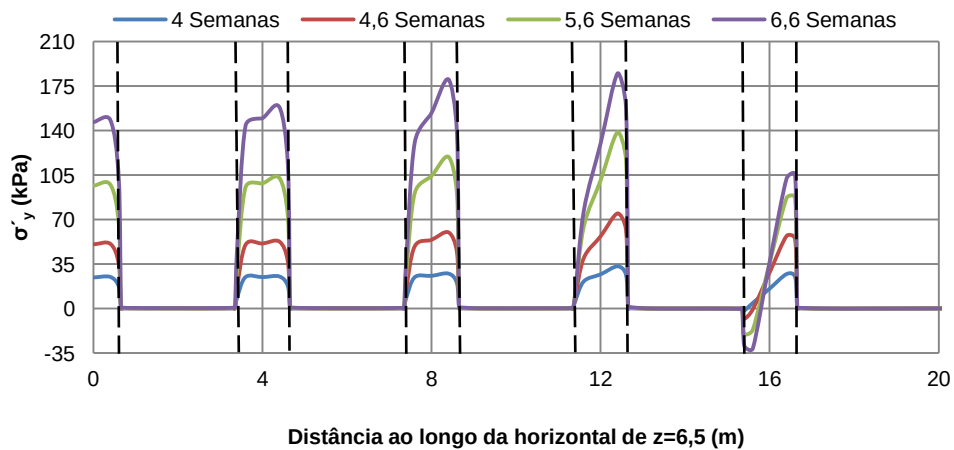


Fig. 4.12 - Incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância horizontal, à profundidade $z=6,5$ m na fase construtiva

De modo a compreender melhor como se transmitem as cargas para as colunas e para o solo mole (no que se refere quer às tensões totais quer às efectivas), analisam-se seguidamente alguns resultados com maior detalhe.

Na Fig. 4.13 apresenta-se o diagrama dos acréscimos médios de tensão total vertical na coluna 1 e no solo mole da sua área de influência na zona 1, ao longo da profundidade ($0 \leq z \leq 6,5$ m), no final da construção.

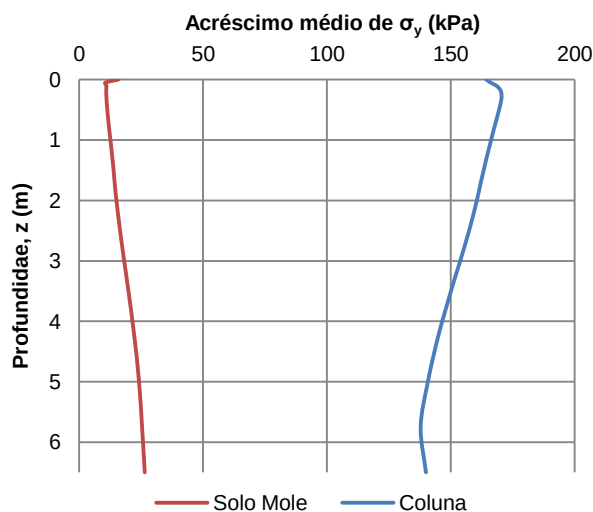


Fig. 4.13 - Evolução do acréscimo médio de tensão total vertical na coluna 1 e no solo mole da sua área de influência na zona 1 em profundidade, no final da construção

Pode-se reparar na figura que os acréscimos médios de tensão total vertical são, naturalmente, muito mais elevados na coluna 1 que no solo mole envolvente. Por outro lado, verifica-se também que os acréscimos de tensão vertical na coluna não são constantes em profundidade, facto que se deve à existência de tensões de corte na interface solo mole-coluna.

Estas tensões tangenciais são devidas às diferenças de assentamentos que surgem entre a coluna e o solo mole.

A Fig. 4.14 mostra a evolução da tensão tangencial, τ , em profundidade ($0 < z < 6,5$ m), para a interface entre a coluna 1 e o solo mole envolvente da zona 1 ($x=0,6$ m), possibilitando assim analisar o seu relacionamento com a evolução dos incrementos médios de tensão total vertical dos materiais. O sinal τ é positivo quando o solo exerce sobre a coluna uma acção descendente e negativo para a situação oposta.

Até aproximadamente à profundidade $z=0,3$ m visualiza-se o aumento dos acréscimos médios de tensão total vertical na coluna. É importante referir que os valores de tensão tangencial na interface, representados na Fig. 4.14, são positivos nessa zona, o que justifica aquele aumento; verifica-se, contudo, o contrário (tensões de corte negativas) para maiores profundidades, o que determina que as tensões verticais na coluna diminuam, globalmente, em profundidade.

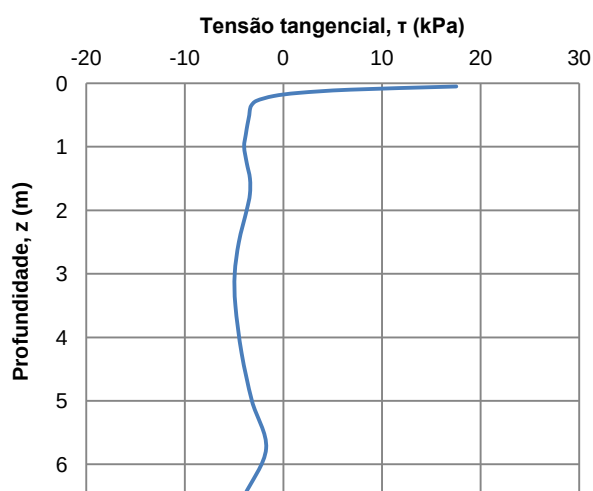


Fig. 4.14 - Evolução da tensão tangencial, τ , em profundidade ao longo da interface entre a coluna 1 e o solo mole da zona 1 no final da construção

Como complemento à explicação precedente, note-se, na Fig. 4.15, as cruzetas das tensões principais efectivas do solo, o efeito de arco provocado pelas tensões que se transferem da coluna para o solo (tensão tangencial negativa).

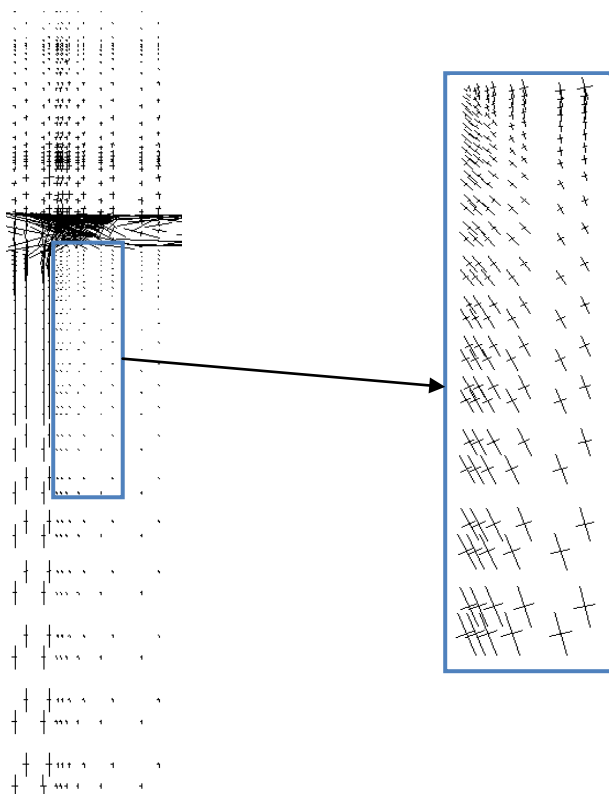


Fig. 4.15 - Cruzetas das tensões principais efectivas na coluna 1 e no solo da zona 1, no final da construção

Seguidamente analisa-se, em profundidade, para a coluna 1, o coeficiente de concentração de tensões, FC_t , definido em termos de tensões totais:

$$FC_t = \frac{\Delta\sigma_{y(\text{coluna})}}{\Delta\sigma_{y(\text{solo})}} \quad (4.3)$$

em que $\Delta\sigma_{y(\text{coluna})}$ e $\Delta\sigma_{y(\text{solo})}$ representam, respectivamente, o acréscimo médio de tensão total vertical na coluna e no solo mole na área de influência da coluna 1 (à esquerda do plano vertical situado a meia distância entre as colunas 1 e 2). Este factor não é independente do tempo nem constante ao longo da profundidade.

Desta forma, quanto maior for este coeficiente de concentração de tensões, maior é quantidade de tensão vertical suportada pelo sistema de reforço nessa profundidade. A Fig. 4.16 mostra a evolução do FC_t , em profundidade ($0 < z < 6,5$ m), para diferentes instantes da fase construtiva.

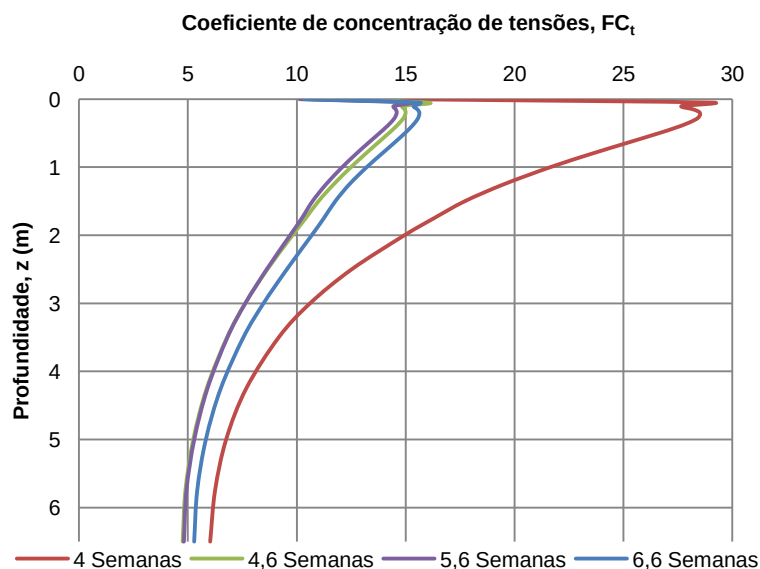


Fig. 4.16 - Evolução do coeficiente de concentração de tensões, definido em termos de tensões totais, para a coluna 1, em função da profundidade, na fase construtiva

A figura anterior comprova, relativamente ao final da construção (6,6 semanas), o que se analisou anteriormente em relação aos acréscimos médios de tensão total vertical (Fig. 4.13) e às tensões tangenciais na interface (Fig. 4.14), ou seja, verifica-se no início da profundidade um aumento do FC_t , confirmando a transferência de tensão vertical do solo mole para a coluna, atingindo o valor máximo logo na profundidade $z=0,1$ m (aproximadamente). Após o valor máximo, FC_t começa a baixar até ao estrato rígido, provando o que foi dito anteriormente em relação à transferência de tensão vertical da coluna para o solo mole, de forma mais intensa no início, tendendo a estabilizar para maiores profundidades.

A mesma figura possibilita verificar que a evolução do FC_t diminui drasticamente na aplicação da primeira camada de aterro (da semana 4 para a semana 4,6), proveniente do carregamento do aterro e consequentemente os aumentos de tensão vertical em ambos os materiais, prevalecendo um maior aumento de transferência de incrementos de tensão vertical, em termos percentuais da carga total vertical, para o solo mole do que para a coluna, mas não deixando de obter elevadas quantidades de

suporte de carga vertical na coluna em relação ao solo. Deve-se este comportamento à baixa dissipação dos excessos de pressão da água no solo, donde resulta baixas deformações volumétricas, absorvendo o solo moles tensões verticais totais com algum significado devido ao aumento da pressão na água (excessos de pressão neutra). Quanto aos outros instantes de tempo (semanas 4,6, 5,6 e 6,6) verifica-se valores aproximados, justificado pelos idênticos comportamentos de assentamento entre a coluna e o solo (sem efeito de alívio significativo dos excessos e pressão neutra).

Nestas análises anteriores, relativamente a evolução do acréscimo médio de tensão total vertical, tensão tangencial na interface e coeficiente de concentração de tensões, teve-se só em conta o comportamento na coluna 1, uma vez que os comportamentos nas outras colunas são idênticos, considerando-se não ser necessário assim a apresentação destas análises. Contudo, as poucas diferenças comportamentais nas outras colunas/solos serão comentadas no decorrer de outras análises.

Ao longo do processo de consolidação, com a expulsão da água à medida que se dissipam os excessos de pressão neutra, aumentam as tensões efectivas no solo como também na coluna, na consequência da redução de volume do solo.

Neste sentido aponta-se um outro coeficiente importante de análise do fenómeno de concentração das tensões verticais, designado pelo coeficiente de concentração de tensões, FC definido em termos de tensões efectivas, como sendo a relação entre o acréscimo médio da tensão efectiva vertical na coluna, $\Delta\sigma'_{y(\text{coluna})}$, e o acréscimo médio da tensão efectiva vertical no solo envolvente, $\Delta\sigma'_{y(\text{solo})}$, na área de influência da coluna.

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_{y(\text{coluna})}}{\Delta\sigma'_{y(\text{solo})}} \quad (4.4)$$

Este coeficiente, também, não é independente do tempo nem é constante ao longo da profundidade da coluna.

Apresenta-se na Fig. 4.17 os diagramas com a evolução de FC, para a coluna 1, para diferentes instantes de tempo da fase construtiva.

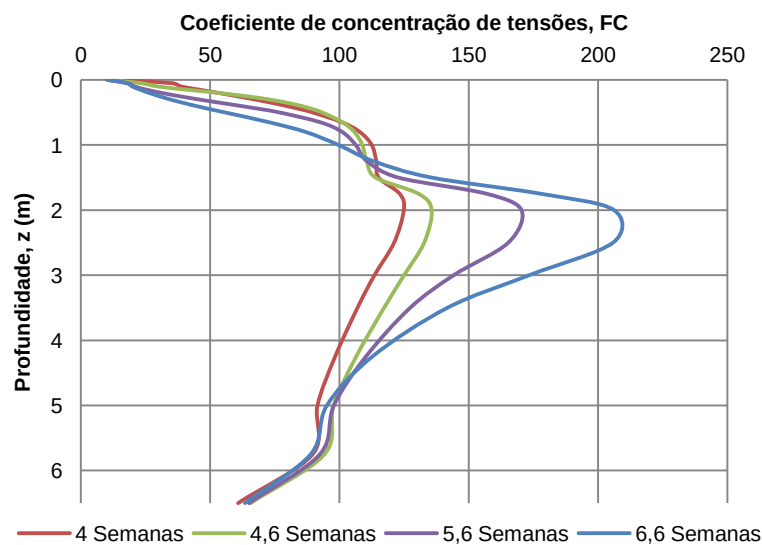


Fig. 4.17 - Evolução do coeficiente de concentração de tensões para a coluna 1, definido em termos de tensões efectivas, na fase construtiva

Partindo da análise no final da construção (6,6 semanas), observa-se claramente uma variação de FC em profundidade e que este, iniciando no valor de 10,4, aumenta rapidamente até que a uma profundidade de cerca de $z=2$ m (aproximadamente) atinge o seu valor máximo de 205,8. A partir dessa profundidade FC decresce até ao final da profundidade atingindo um valor de cerca de 63,4. Quanto aos outros instantes nota-se claramente um idêntico desenvolvimento comportamental em profundidade mas constata-se, ao longo da evolução da construção do aterro que FC aumenta, derivado de um aumento superior nos acréscimos de tensão efectiva verticais na coluna do que no solo.

Com intenção de se perceber esta variação de FC em profundidade no final da construção, apresenta-se na Fig. 4.18 os diagramas dos acréscimos de tensão efectiva vertical na coluna e no solo mole.

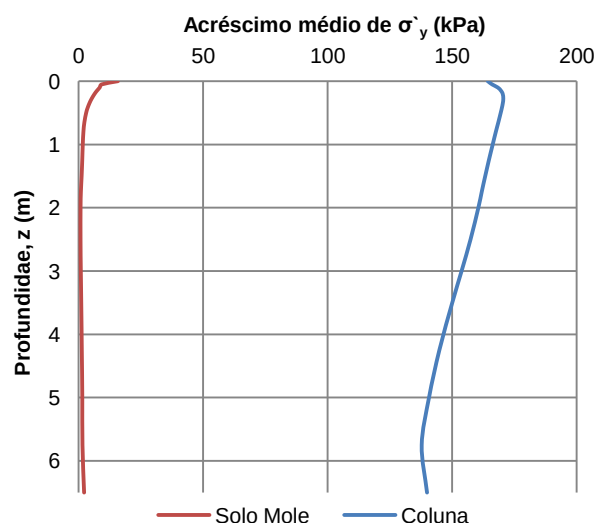


Fig. 4.18 - Evolução do acréscimo médio de tensão efectiva vertical na coluna 1 e no solo mole da sua área de influência na zona 1 em profundidade, no final da construção

Pela observação conjunta das Figs 4.14, 4.17 e 4.18 pode-se entender o comportamento de FC em termos de acréscimo e decréscimo em profundidade. Na parte crescente verifica-se a diminuição das tensões efectivas verticais no solo, devido à menor consolidação no solo para maiores profundidades, e o aumento das tensões efectivas verticais na coluna até a uma certa profundidade, devido ao mecanismo de transferência de carga do solo para a coluna por corte na interface. Já na parte decrescente, como o mecanismo de transferência de tensões de corte na interface se inverte (Fig. 4.14), o acréscimo de tensão na coluna diminui, diminuindo igualmente FC.

De seguida analisa-se os comportamentos na fase pós-constructiva, respectivamente à evolução das colorações dos acréscimos de tensão efectiva vertical e dos coeficientes de concentração de tensões, definidos em termos de tensões totais e efectivos verticais. Também desta fase, analisa-se os acréscimos médios de tensão total vertical (igual à efectiva) e as tensões tangenciais na interface coluna/solo em profundidade ($0 \leq z \leq 6,5$ m).

Segue-se na Fig. 4.19 a representação da evolução dos acréscimos de tensão efectiva vertical para diferentes instantes de tempo.

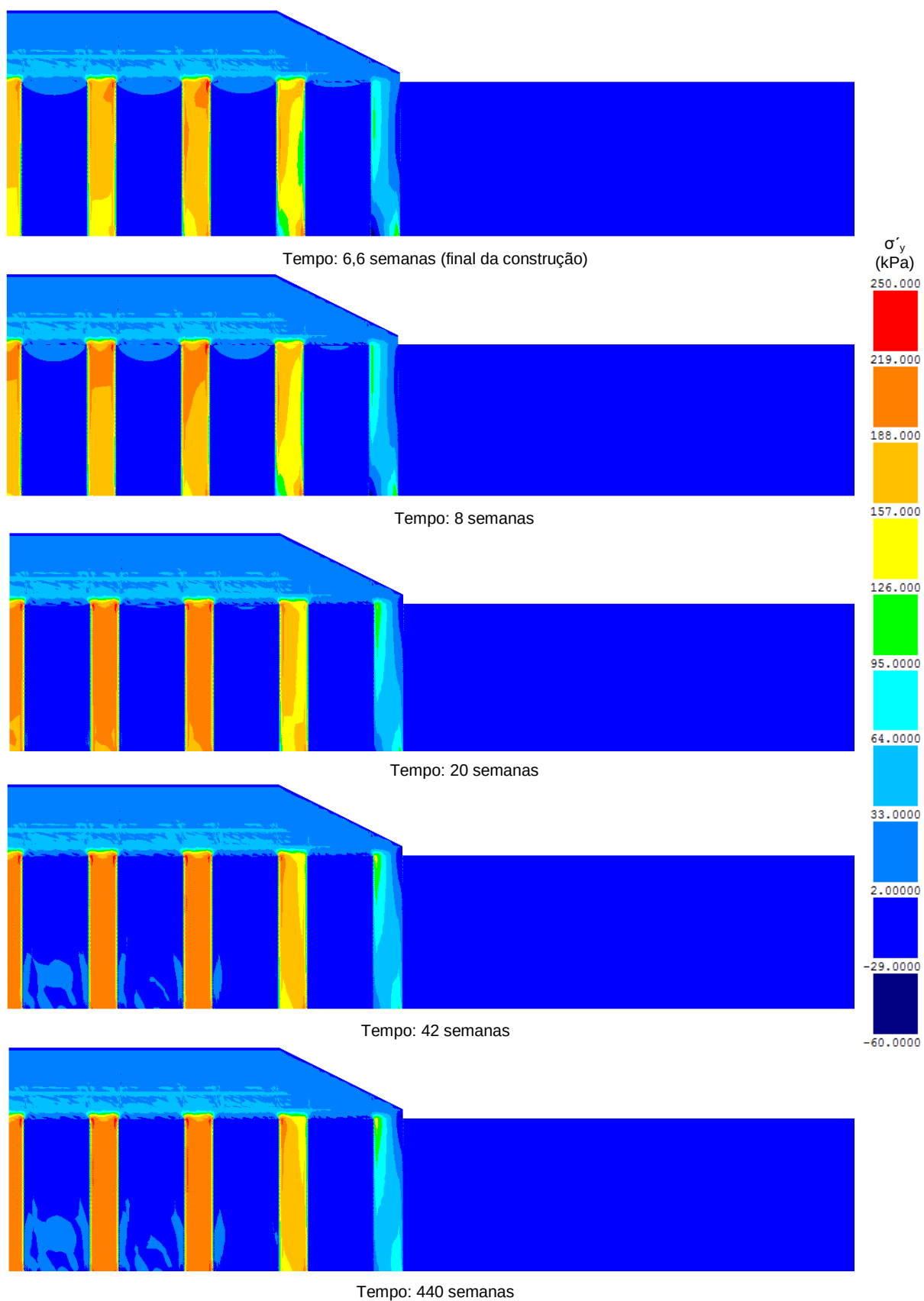


Fig. 4.19 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , na fase pós-construtiva

Nesta fase pós-constructiva, em que se analisa o comportamento da estrutura até ao final do processo de consolidação, verifica-se a continuação do aumento dos acréscimos de tensão efectiva vertical nas colunas de jet grout, como se presenciou na fase constructiva. Mas este aumento é apenas devido ao processo de consolidação e não do aumento de carga da construção como se sucedeu na fase constructiva.

À medida que o solo mole tende a assentar com a consolidação, este interage com as colunas (desenvolvimento de tensões de corte nas interfaces solo-coluna), o que aumenta as tensões verticais destas. No entanto, este aumento é quantitativamente menos significativo o que o processado durante a construção, como se poderá ver nas figuras seguintes.

Nas Figs. 4.20 a 4.23 são apresentados os incrementos de tensão efectiva, em diferentes instantes de tempo da fase pós-constructiva, para as profundidades $z=0$ m, $z=0,5$ m, $z=2$ m e $z=6,5$ m.

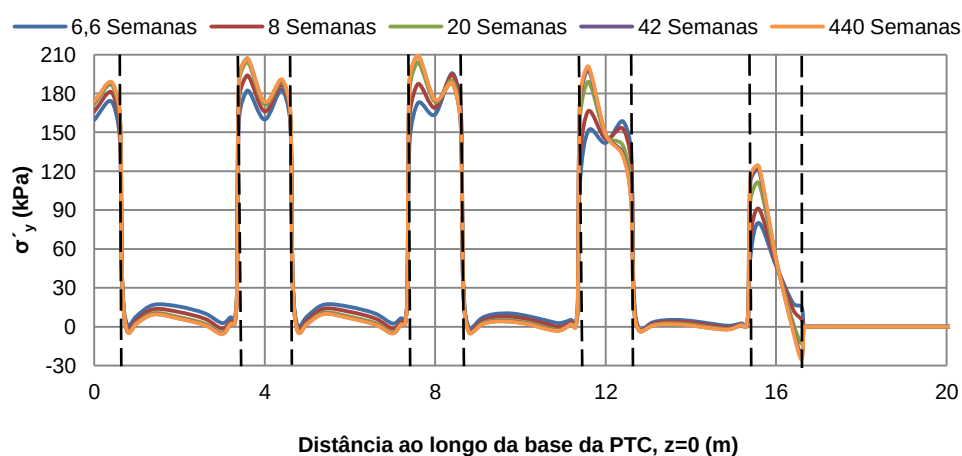


Fig. 4.20 - Incrementos de tensão efectiva vertical, na base da PTC em betão armado ($z=0$ m) em vários instantes de tempo da fase pós-constructiva

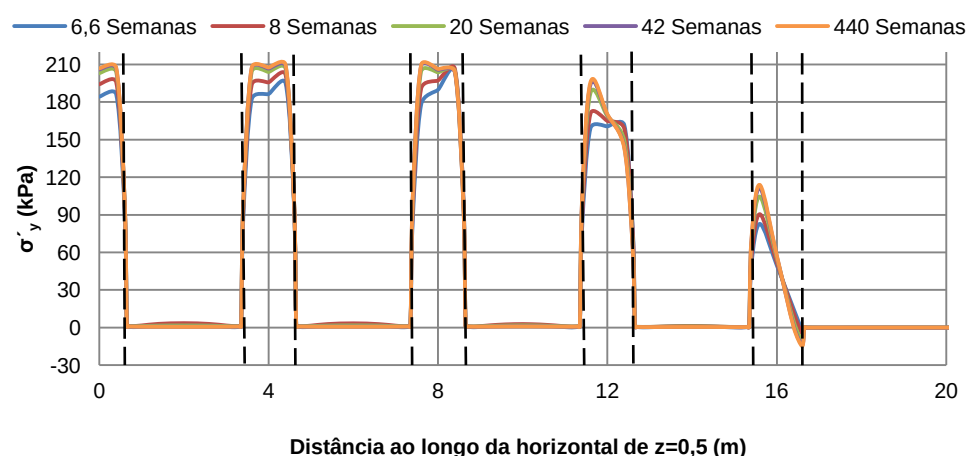


Fig. 4.21 - Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=0,5$ m na fase pós-constructiva

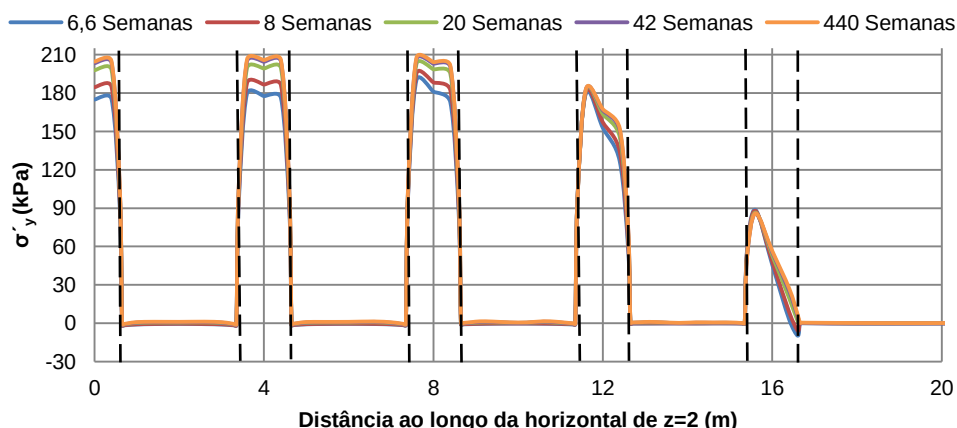


Fig. 4.22 - Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=2$ m na fase pós-construtiva

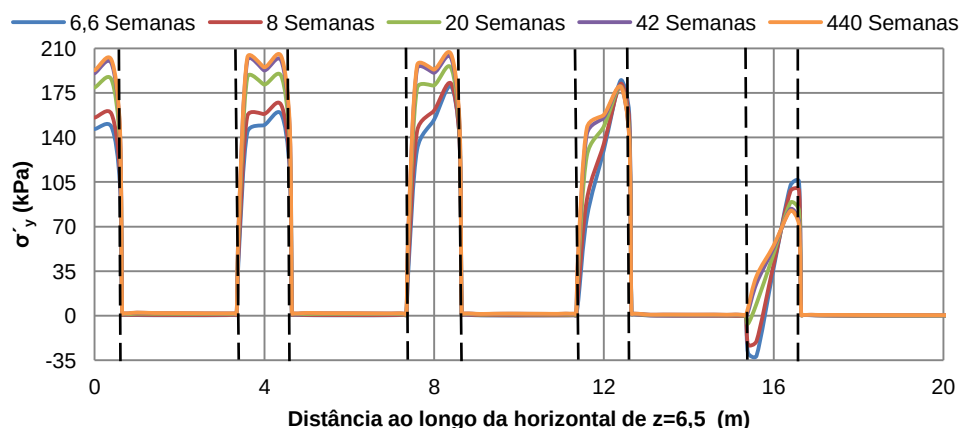


Fig. 4.23 - Incrementos de tensão efectiva vertical à profundidade $z=6,5$ m na fase pós-construtiva

Estas figuras vêm confirmar o que já foi dito em relação aos incrementos de tensões efectivas verticais da coluna nesta fase, ou seja, aumentam ao longo do processo de consolidação, embora este efeito não seja muito expressivo quando comparado com o da fase construtiva. É possível também observar que na semana 42 os incrementos de tensão efectiva vertical apresentam uma configuração já muito próxima da configuração final, o que está de acordo com a Fig. 4.5, relativamente aos excessos de pressão neutra para este mesmo período, sendo possível observar que apenas falta dissipar uma pequena parte dos excessos de pressão neutra, ou seja, que o processo de consolidação encontra-se em grande parte processado.

Atendendo à análise dos incrementos de tensão efectiva vertical no final da consolidação (440 semanas), com intuito de avaliar o desempenho do reforço quanto à “absorção” de tensão vertical total, verifica-se que aqueles são muito elevados na coluna e muito baixos no solo. O que vai ao encontro com o objectivo pretendido com a introdução desta técnica de reforço de solos moles, ou seja, aliviar as tensões introduzidas pelo aterro no solo e consequentemente a redução dos assentamentos na estrutura.

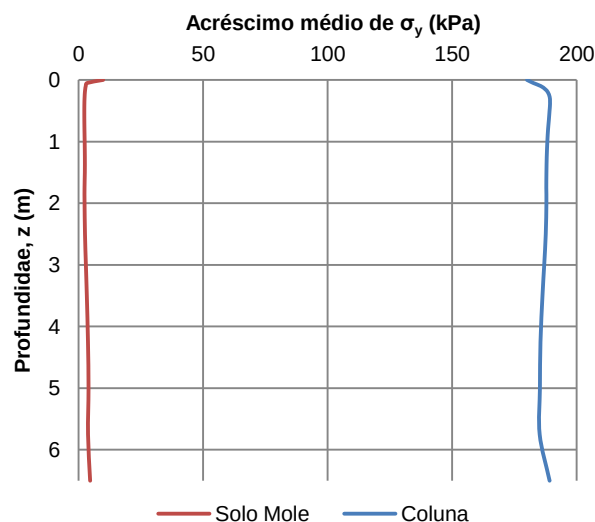


Fig. 4.24 - Acréscimos médios de tensão total vertical na coluna 1 e no solo argiloso da zona1 em profundidade, no final da consolidação

Complementando a análise destes resultados no final da consolidação, apresenta-se na Fig. 4.24 os acréscimos médios da tensão vertical a coluna 1 e no solo mole da sua área de influência, em profundidade, bem como na Fig. 4.25 a tensão tangencial na interface solo mole-coluna 1. Comparando estas figuras com as correspondentes ao final da construção (Fig.s. 4.13 e 4.14), constata-se essencialmente que a tensão total no solo mole diminui, aumentando na coluna; este facto está relacionado, naturalmente, com a dissipação dos excessos de pressão neutra no solo, por um lado, e com o efeito de arco (tensões de corte na interface solo mole-coluna) que se processa em simultâneo abaixo da PTC de betão armado (aumentando sobretudo as tensões efectivas na coluna e não no solo mole).

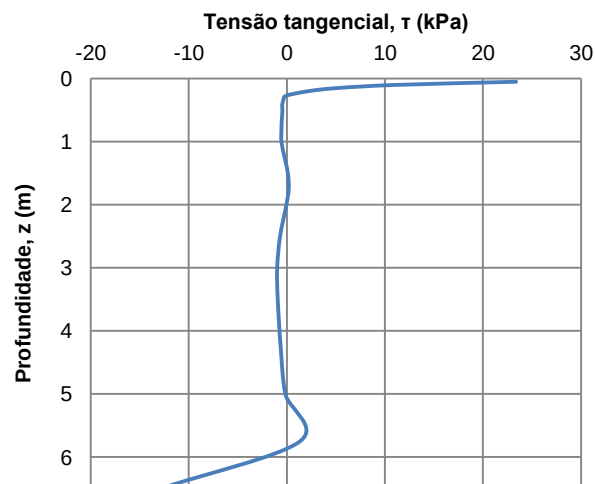


Fig. 4.25 - Evolução da tensão tangencial em profundidade ao longo da interface coluna/solo argiloso na coluna nº1, no final da consolidação

Na Fig. 4.26 mostra-se as cruzetas das tensões principais efectivas, no final da consolidação. Comparando com a Fig. 4.15 relativa ao final da construção, constata-se a diminuição, com a consolidação, da rotação das cruzetas (processada durante a construção), o que corrobora, naturalmente, o referido anteriormente; ou seja, com a consolidação, as tensões de corte na interface são positivas, correspondendo a transmissão da tensão vertical do solo para a coluna.

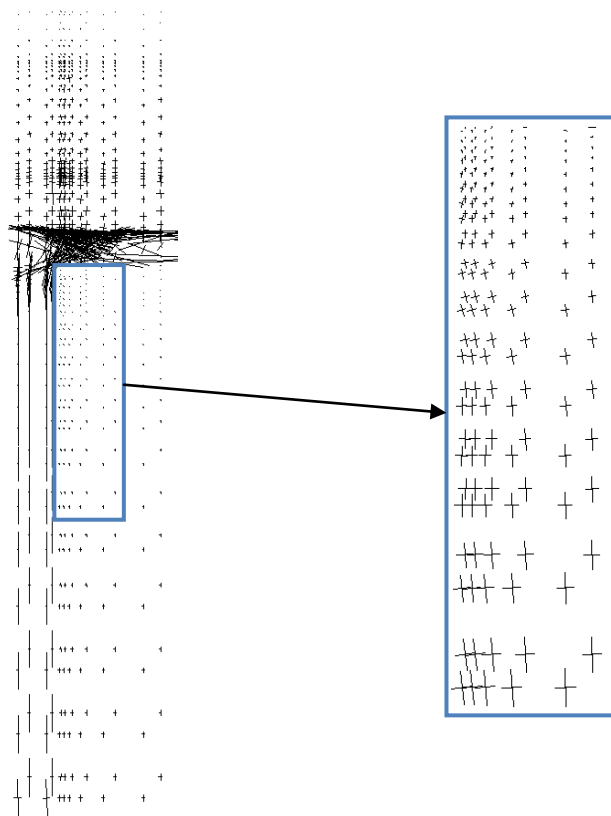


Fig. 4.26 - Cruzetas das tensões principais efectivas no final da consolidação

A Fig. 4.27 mostra a evolução do coeficiente de concentração de tensões, FC_t , definido em termos de tensões totais, para a coluna 1 em diferentes instantes da fase construtiva.

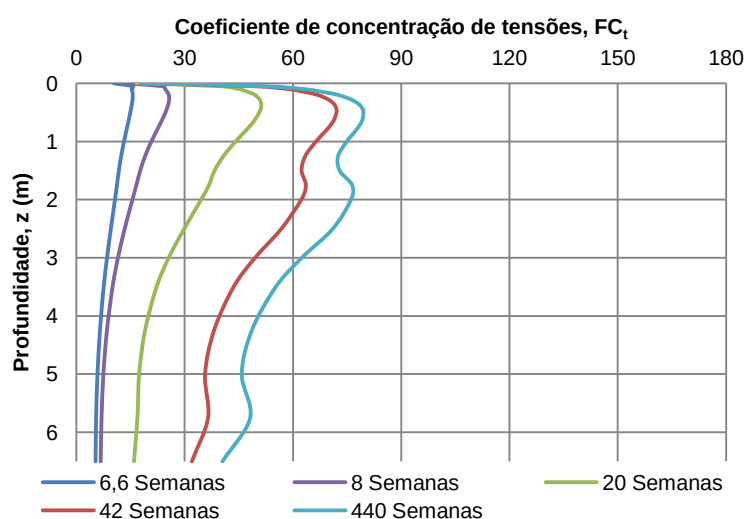


Fig. 4.27 - Evolução do coeficiente de concentração de tensões, definido em termos de tensões totais, para a coluna 1, em função da profundidade, na fase pós-construtiva

A Fig. 4.27 vem clarificar e comprovar o referido anteriormente relativamente à evolução das tensões verticais totais na coluna 1 e no solo envolvente.

Ao contrário do comportamento ao longo do tempo na fase construtiva, verifica-se nesta fase pós-construtiva o aumento de FC_t , decorrente da transmissão das tensões verticais do solo mole para a coluna durante a consolidação, como explicado anteriormente.

Avalia-se agora o coeficiente de concentração das tensões, FC , definido em termos de tensões efectivas verticais para a coluna 1, em profundidade ($0 \leq z \leq 6,5$ m) e em distintos instantes de tempo da fase pós-construtiva.

Assim, apresenta-se na Fig. 4.28 a sua evolução, onde se pode constatar ao contrário do que se obteve na fase construtiva que FC diminui com a consolidação (excepto até aproximadamente 1 m de profundidade). Contudo observa-se até a profundidade $z=1$ m (aproximadamente) um comportamento de FC contrária.

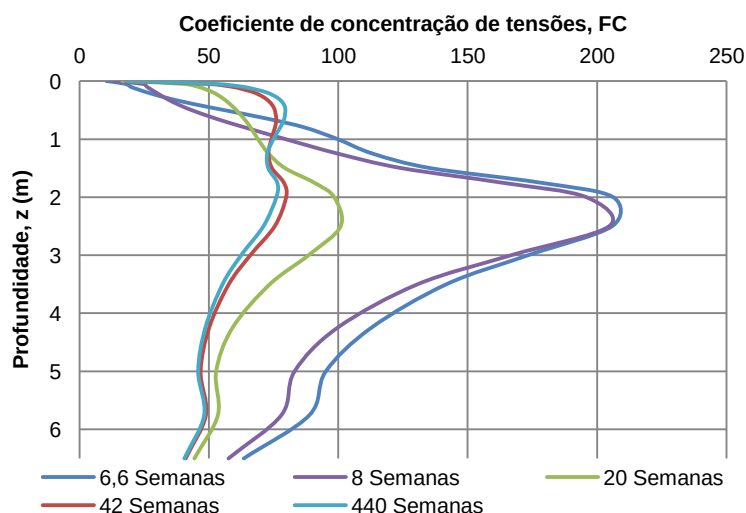


Fig. 4.28 - Evolução do coeficiente de concentração de tensões, definido em termos de tensões efectivas, entre o pilar 1 e o solo da zona1, em função da profundidade, na fase pós-construtiva

O comportamento de diminuição de FC ao longo do tempo, nesta fase pós-construtiva, em maior parte da profundidade deve-se ao maior aumento relativo do acréscimo da tensão efectiva vertical no solo em relação à coluna. Porém até aproximadamente à profundidade $z=1$ m a evolução é contrária, que se entende pela dissipação precoce dos excessos de pressão neutra no solo na fase construtiva nesta zona, não se manifestando assim o seu acréscimo de tensão efectiva nesta fase, e pelos acréscimos de tensão efectiva na coluna, desenvolvidos por efeito de arco entre o solo mole e a coluna devido aos assentamentos daquele.

Uma vez que, em termos estruturais, a coluna mais lateral (coluna 5) se comporta de modo globalmente diferente das 4 colunas mais centrais – sendo estas solicitadas globalmente na direcção vertical e aquela na direcção horizontal (impulsos laterais) – analisa-se agora, com um pouco mais de detalhe, o comportamento da coluna 5.

Na Fig. 4.29 mostram-se os acréscimos de tensão vertical na coluna 5 no final da construção e no final da consolidação.

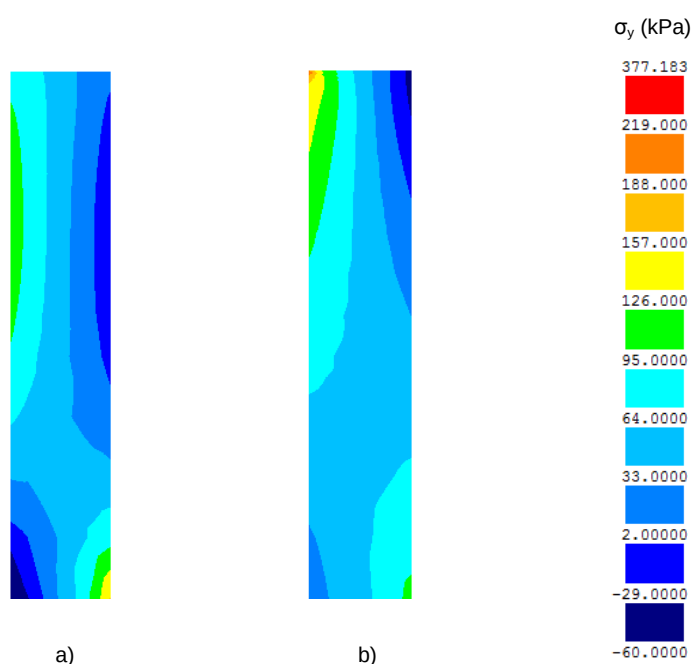


Fig. 4.29 - Acréscimos de tensão vertical na coluna 5, σ_y : a) no final da construção; b) no final da consolidação

A análise desta figura permite concluir que as tensões verticais na coluna 5 não são uniformes nas respectivas secções transversais, o que significa que, como esperado, a coluna é sujeita a momentos flectores e esforços transversos, decorrentes das acções horizontais, que a seguir se analisam.

Nas Figs. 4.30 e 4.31, apresentam-se os resultados da evolução da diferença da tensão total horizontal na face esquerda e na face direita da coluna 5, em profundidade ($0 \leq z \leq 6,5$ m), para as fases construtiva e pós-construtiva.

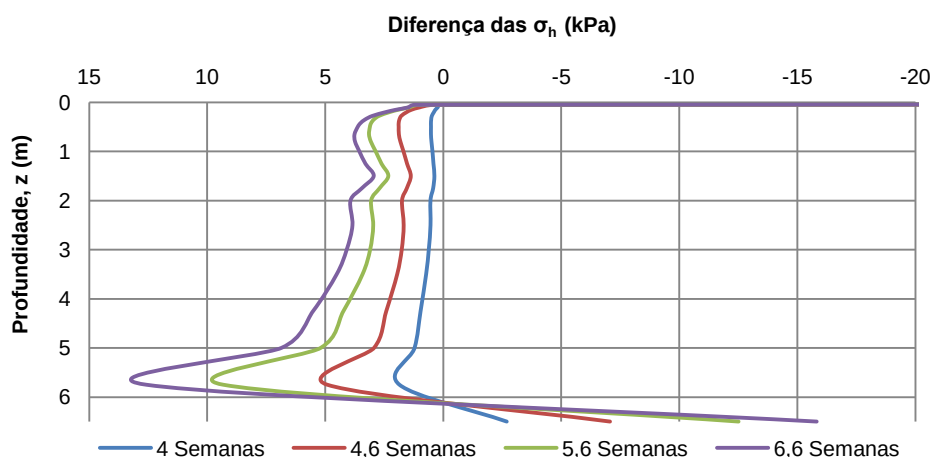


Fig. 4.30 - Evolução da diferença de tensão total horizontal na face esquerda e na face direita da coluna 5, na fase construtiva

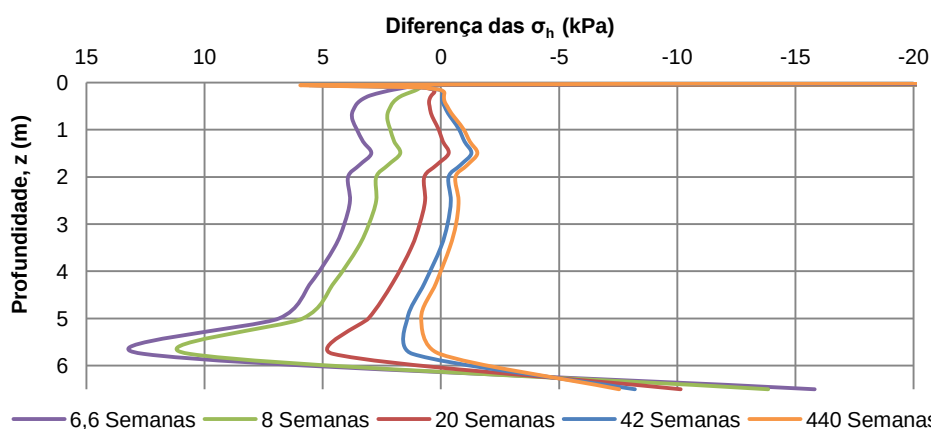


Fig. 4.31 - Evolução da diferença de tensão total horizontal na face esquerda e na face direita da coluna 5, na fase pós-construtiva

As imagens anteriores possibilitam observar, ao longo do tempo, o aumento da diferença de tensão total horizontal na fase construtiva e na fase pós-construtiva a sua diminuição, atingindo assim os valores máximos no fim da construção. De modo simplificado, o aumento durante a construção é justificado pela tendência do solo se deslocar lateralmente nessa zona nesse período, acontecendo o contrário durante a consolidação após o final da construção (devido à diminuição de volume do solo). É possível também observar, a partir da semana 20 até ao fim do processo de consolidação, o aparecimento de valores negativos na diferença de tensão total horizontal, proveniente da diminuição e volume do solo com a dissipação dos excessos de pressão da água. Surgindo assim tensões totais horizontais superiores na face direita da coluna 5.

Apresentam-se, nas Fig.s 4.32 a 4.35, os resultados dos momentos flectores e do esforço transversal na coluna 5 no final da construção e no final da consolidação.

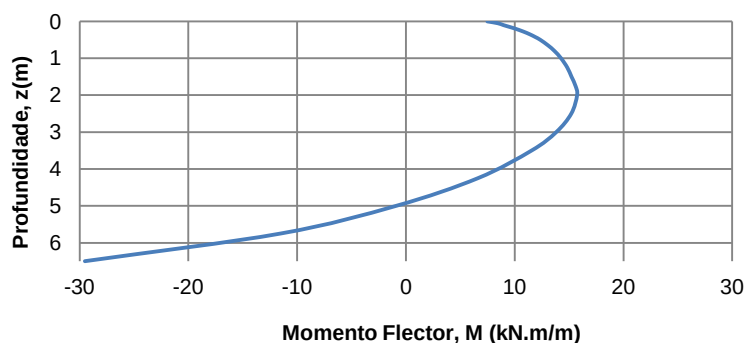


Fig. 4.32 - Momento flector na coluna 5 de jet grout, em função da profundidade, no final da construção

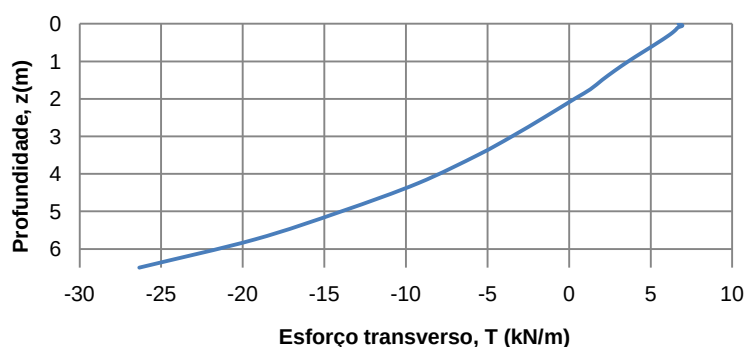


Fig. 4.33 - Esforço transversal na coluna 5 de jet grout, em função da profundidade, no final da construção

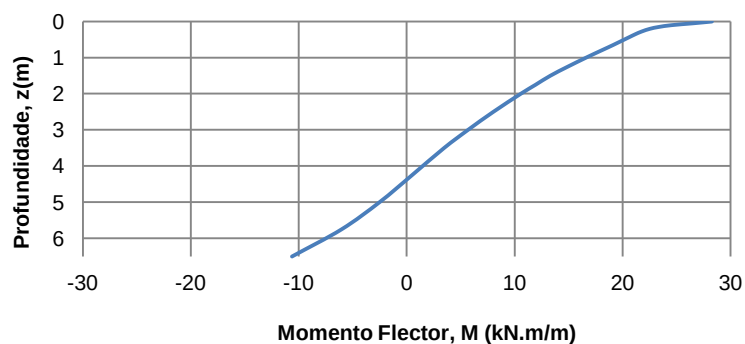


Fig. 4.34 - Momento flector na coluna 5 de jet grout, em função da profundidade, no final da consolidação

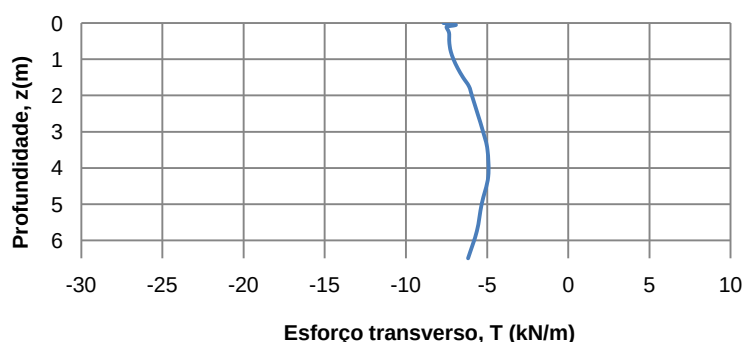


Fig. 4.35 - Esforço transversal na coluna 5 de jet grout, em função da profundidade, no final da consolidação

A análise destas figuras permite concluir que os esforços máximos na coluna 5 ocorrem no final da construção, como esperado face á grandeza das acções horizontais na coluna analisadas anteriormente.

Pode-se concluir ainda que a grandeza dos momentos flectores e dos esforços transversos apresentam valores relativamente baixos tendo em conta as características de resistência típicas do jet grout.

A longo prazo, já com a consolidação do solo concluída, verifica-se comparativamente ao final da construção uma diminuição dos valores dos momentos flectores negativos e um aumento dos valores positivos, que é explicado pela criação de tensões totais horizontais superiores na face direita da coluna. Obtendo o valor máximo positivo de 28,3 kN.m/m. Quanto aos esforços transversos, a consolidação, também, diminui os valores negativos na base do pilar, mas no topo altera o sentido do esforço transversal aparecendo valores negativos nessa zona, atingindo aí o valor máximo de 7,7 kN/m.

Nas Fig.s 4.36 e 4.37 indica-se a evolução dos níveis de tensão no solo mole na fase construtiva e pós-construtiva.

Nível de tensão, SL (stress level), é um coeficiente que permite quantificar a proximidade de um determinado estado de tensão em relação à situação de estado crítico, sendo determinado através da seguinte expressão:

$$SL = \frac{q}{M.p} \quad (4.5)$$

em que q é a tensão de desvio, p a tensão média efectiva e M o declive da linha dos estados críticos no referencial p - q .

Em solos normalmente consolidados, o nível de tensão varia entre 0 e 1, sendo que 1 corresponde à rotura última ou estado crítico.

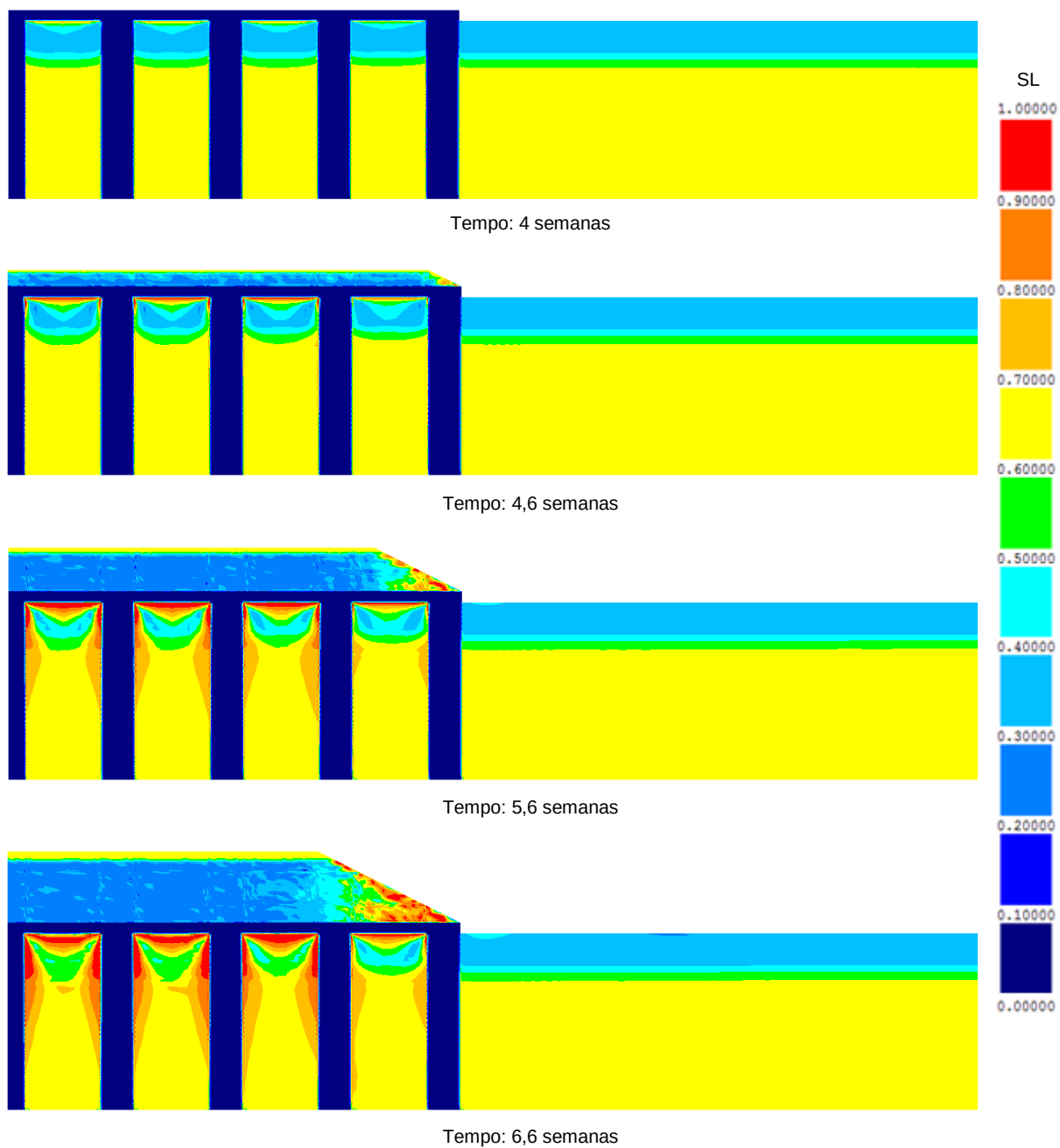


Fig. 4.36 - Níveis de tensão na fase construtiva

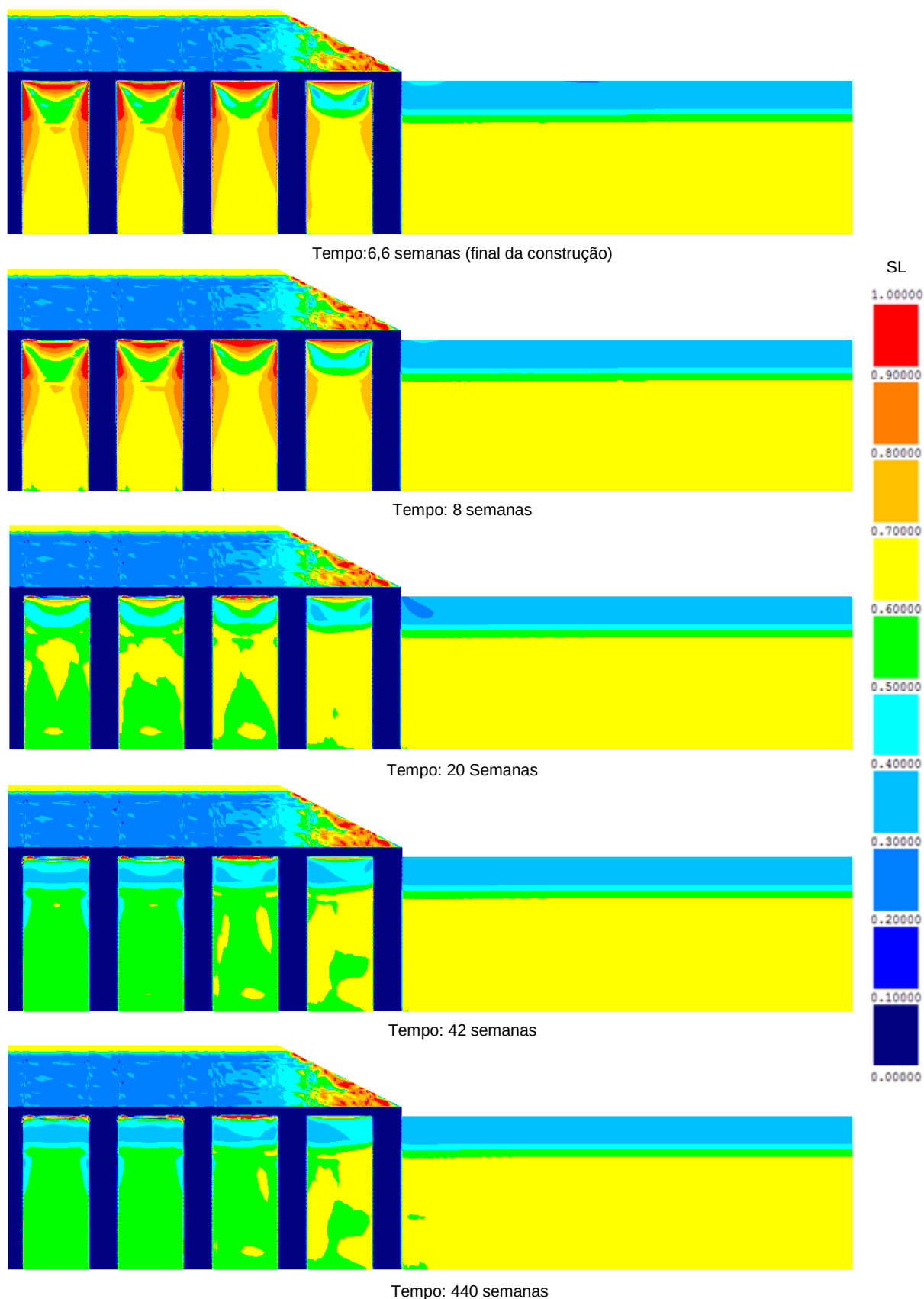


Fig. 4.37 - Níveis de tensão na fase pós-construtiva

A análise das imagens anteriores permite destacar vários aspectos. Verifica-se na semana 4,6, após colocação de 0,6 m de aterro, duas zonas do solo em estado crítico em cada zona entre colunas; este facto, que aumenta com a construção do aterro, ocorre devido ao aumento da distorção do solo nessas zonas em consequência dos assentamentos.

Relativamente às zonas da interface coluna/solo mole, no final da construção, regista-se uma amplificação, em profundidade, do volume de solo em estado crítico, explicado pelo desenvolvimento de tensões tangenciais nas interfaces, estando de acordo com a análise efectuada às tensões tangenciais na interface entre a coluna 1 e o solo mole envolvente da zona 1.

No período pós-construtivo presencia-se na semana 8 um comportamento semelhante ao do final da construção.

Após a semana 20 regista-se ao longo da evolução do processo de consolidação, uma diminuição intensiva do SL, justificada, por um lado, pela dissipação dos excessos de pressão neutra (nas zonas mais centrais entre colunas) e, por outro lado, pela diminuição de tensões de desvio no solo (nas proximidades das interfaces solo mole-coluna).

Em relação ao aterro propriamente dito, evidencia-se o estado crítico nas zonas nas proximidades do talude, devido às maiores tensões de desvio nessa zona, como se pode ver na Fig. 4.38 (rotação das cruzetas de tensão).

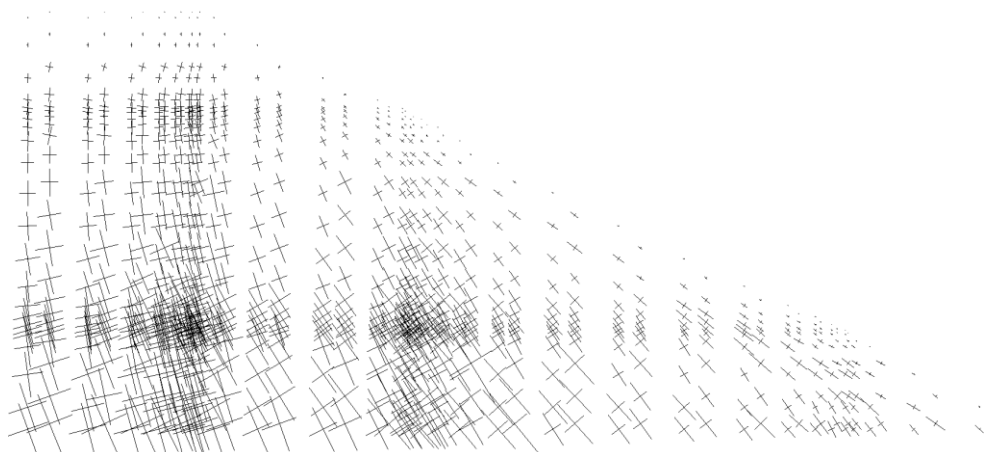


Fig. 4.38 - Cruzetas das tensões principais no aterro

Como complemento às Fig.s 4.36 e 4.37, nas Fig.s 4.39 e 4.40 mostram-se as evoluções dos níveis de tensão, para diversos instantes de tempo, na base da PTC ($z=0$ m) e à profundidade $z=1,5$ m, respectivamente.

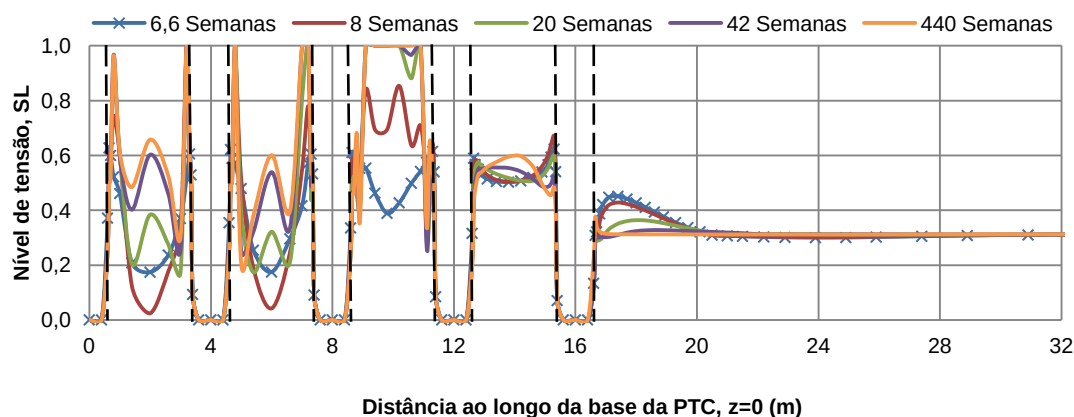


Fig. 4.39 - Níveis de tensão para diferentes instantes na fase pós-constructiva, em função da distância horizontal, na base da PTC ($z=0$ m)

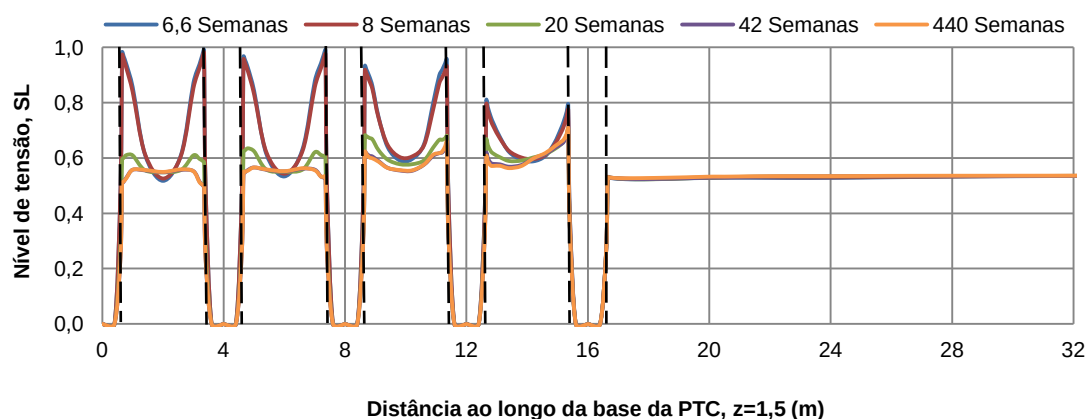


Fig. 4.40 - Níveis de tensão para diferentes instantes na fase pós-constructiva, em função da distância horizontal, à profundidade $z=1,5$ m

Com o decurso do processo de consolidação, assinalam-se dois comportamentos divergentes à profundidade $z=0$ m. Inicialmente, da semana 6,6 à 8, os valores do SL diminuem a meio do solo na zona 1 e 2, procedente da dissipação dos excessos de pressão neutra como comentado anteriormente; já a meio do solo na zona 3 e 4 tende a aumentar não sendo a dissipação capaz de o diminuir. Para os instantes de tempo seguintes os valores de SL aumentam a meio do solo para todas as zonas, proveniente do aumento das tensões de desvio. No que diz respeito as interfaces coluna/solo mole, nota-se o aumento ao longo dos instantes de tempo, à excepção das interfaces na zona 4, onde a variação é pouco significativa.

Quanto aos valores do SL à profundidade $z=1,5$ m, consta-se em todas as zonas, ao longo do tempo, a diminuição dos seus valores nas interfaces coluna/solo mole, que é justificável, no decurso da consolidação, pelos aumentos das tensões efectivas e pelas diminuições das tensões tangenciais, como atrás analisado.

Apresentam-se na Fig. 4.41 as cruzetas das tensões principais efectivas, no final da consolidação, correspondente a uma área adjacente à coluna 1 e à PTC de betão armado, representando também parte do aterro e do solo mole essa zona.

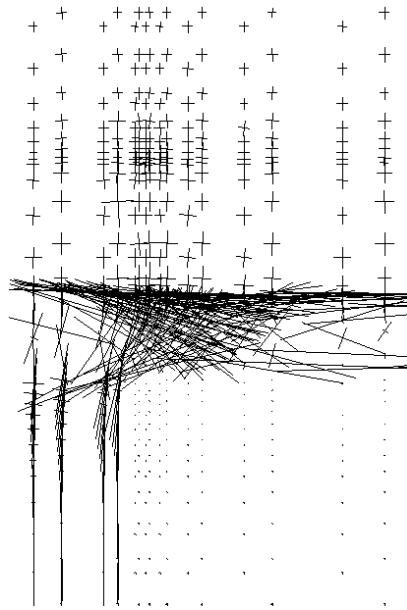


Fig. 4.41 - Cruzetas das tensões principais efectivas na zona de ligação da PTC à coluna 1, no final da consolidação

Constata-se na imagem anterior o processamento em grande parte da transferência de carga da PTC para a coluna, o que está de acordo com os estudos já efectuados neste âmbito. É notória também a inexistência de rotações significativas das cruzetas de tensão do aterro acima da PTC, o que mostra, desde já (e que à frente se analisará com mais detalhe), a inexistência de efeito de arco significativo na massa do aterro propriamente dito (ao contrário do que acontece em obras deste tipo sem PTC em betão armado).

O coeficiente de efeito de arco relativo a uma determinada coluna é definido como a razão entre a tensão vertical média na face superior da PTC, q , (correspondente só à aplicada sobre o comprimento do solo mole da área de influência da coluna) e a tensão vertical devida à carga do aterro em cada instante:

$$\rho = \frac{q}{\gamma \cdot H} \quad (4.6)$$

em que γ é o peso específico do aterro e H a sua altura média na área de influência da coluna; logo, este coeficiente é tanto maior (tendendo no limite para 1) quanto menor for o efeito de arco no aterro.

Mostra-se nas Fig.s 4.42 a 4.46 a evolução do coeficiente de efeito de arco, ρ , desde o início da construção do aterro até ao final da consolidação para as 5 colunas de jet grout.

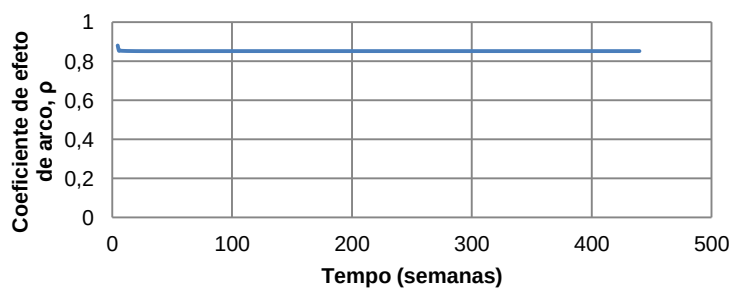


Fig. 4.42 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 1

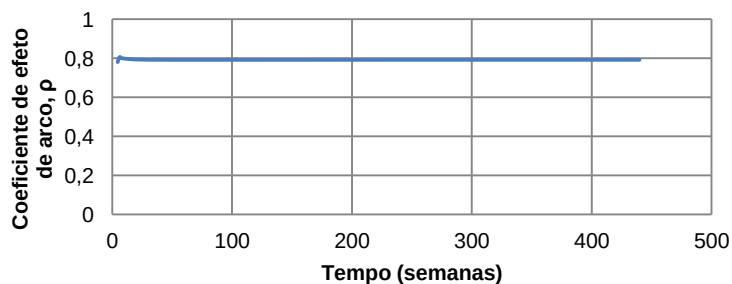


Fig. 4.43 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 2

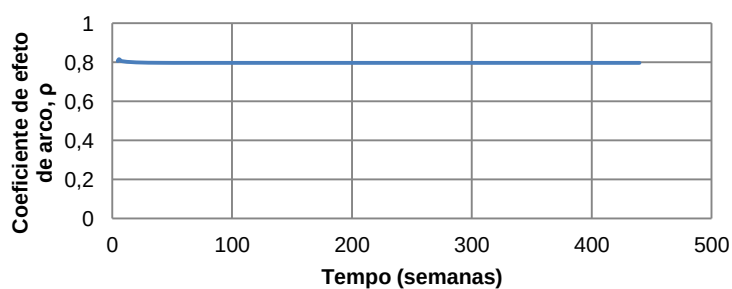


Fig. 4.44 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 3

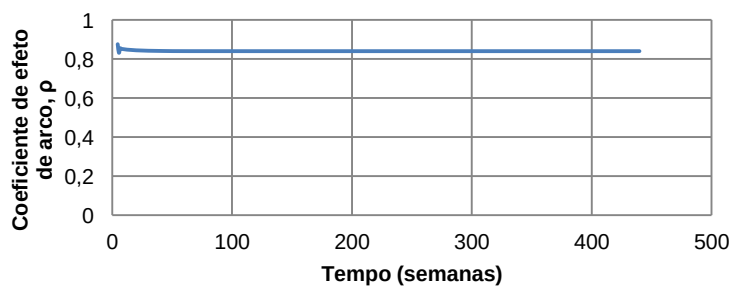


Fig. 4.45 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 4

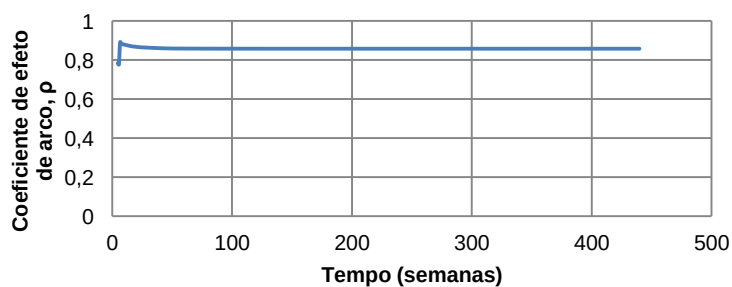


Fig. 4.46 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 5

Após observação das figuras anteriores é possível constatar que os resultados referentes ao coeficientes de efeito de arco no aterro, ρ , ao longo do tempo, tomam comportamentos ligeiramente semelhantes em todos os casos, ou seja, iniciam com pequenas variações (fase construtiva), tendendo posteriormente (fase pós-construtiva) para um valor constante. Verificando-se, assim, um comportamento muito pouco variável em valores de ρ elevados (baixo efeito de arco consequente da utilização PTC em betão armado), rondando, nos valores constantes de cada caso, entre 0,79 e 0,86.

É de referir que estes valores variam, de caso para caso, devido aos diferentes assentamentos instalados na superfície da PTC em cada caso.

Agora, analise-se a percentagem de carga aplicada pela PTC em betão armado na superfície do solo mole; para tal considerou-se a seguinte expressão para a sua quantificação:

$$\rho_i = \frac{q_i}{q_t} \quad (4.7)$$

em que q_i representa a tensão média vertical aplicada na superfície do solo mole e q_t a tensão vertical devida à carga da PTC e do aterro sobrejacente ($\gamma_{\text{aterro}} \cdot H_{\text{aterro}} + \gamma_{\text{PTC}} \cdot H_{\text{PTC}}$).

De salientar que o valor de ρ_i corresponde à percentagem de carga que está instalada sobre o solo mole e que não é transmitida, pela PTC, para o topo das colunas.

Apresenta-se nas Fig.s 4.47 a 4.51 a evolução de ρ_i desde o início da construção do aterro até ao final da consolidação para as diferentes zonas o solo mole correspondentes às áreas e influência das cinco colunas.

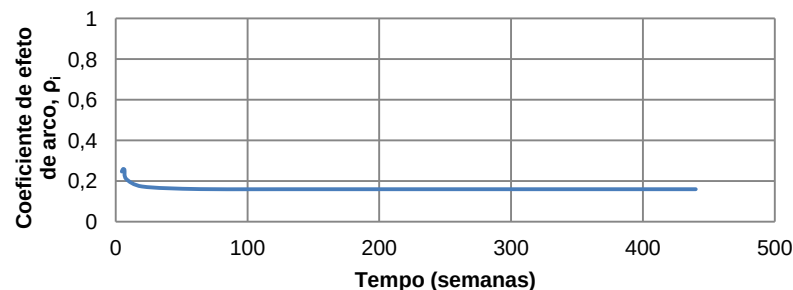


Fig. 4.47 - Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 1 (na área de influência da coluna 1)

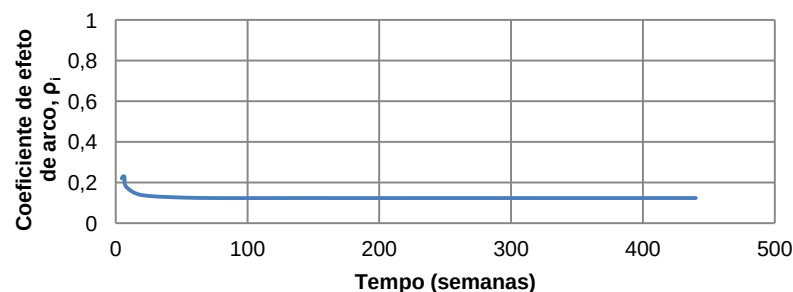


Fig. 4.48 - Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 1 e 2 (área de influência da coluna 2)

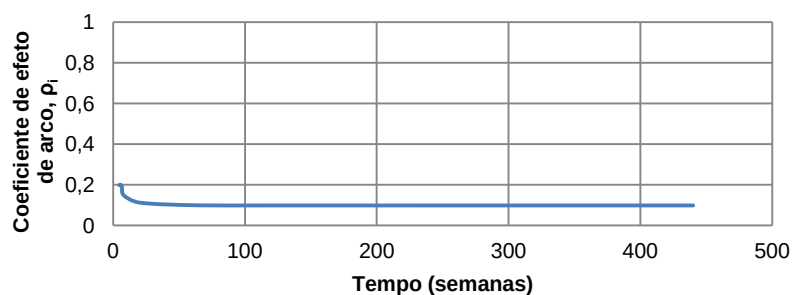


Fig. 4.49 - Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 2 e 3 (área de influência da coluna 3)

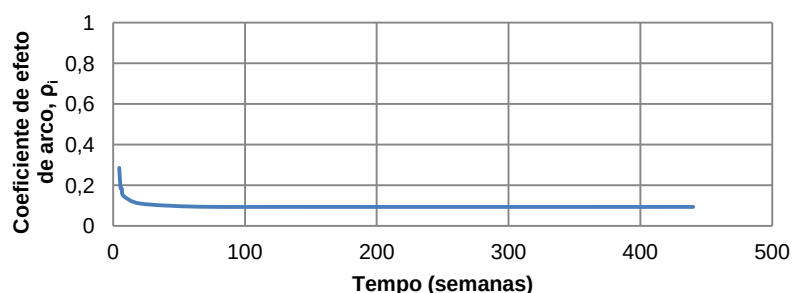


Fig. 4.50 - Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 3 e 4 (área de influência da coluna 4)

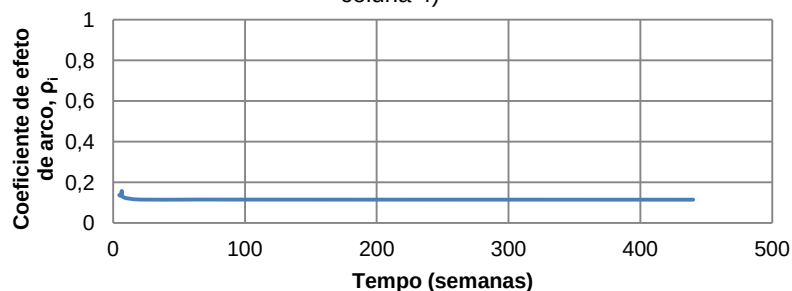


Fig. 4.51 - Evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo da zona 4 (área e influência da coluna 5)

Observa-se nas imagens anteriores comportamentos semelhantes na evolução no tempo da percentagem de carga aplicada no solo, ρ_i , em todas os casos, ou seja, inicialmente na fase construtiva atingem o valor máximo, decrescendo de seguida, com o decorrer da consolidação, tendendo para um valor constante. Registrando-se valores máximos que rondam entre 0,15 e 0,28; e valores constantes que rondam entre 0,09 e 0,16.

Quanto a diminuição de ρ_i no decurso da consolidação, é explicado pelo seguinte fenómeno: à medida que, por dissipação dos excessos de pressão neutra, o solo mole assenta a laje de betão armado tende a “perder” o apoio do solo na sua face inferior aliviando, desta forma, o solo mole das tensões transmitidas pela PTC. Passando este a transmitir essas tensões, “libertas” do solo por “efeito de alívio”, para as colunas de jet grout. É de salientar ainda os valores bastante baixos de ρ_i no final da construção, que rondam entre 0,09 e 0,16; este valor é bastante elucidativo da eficácia do sistema de reforço utilizado (colunas de jet grout e PTC em betão armado).

Apresentam-se na Fig. 4.52 os resultados dos incrementos de tensão horizontal na PTC em betão armado, bem como na Fig. 4.53 os correspondentes momentos flectores.

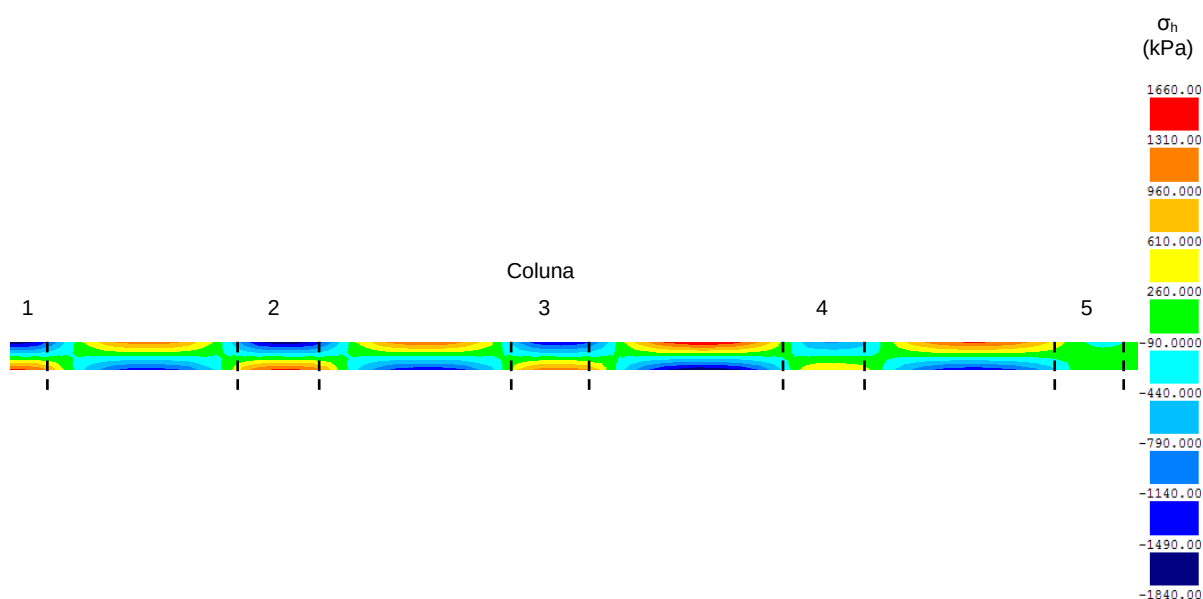


Fig. 4.52 - Incrementos de tensão horizontal na PTC em betão armado, σ_h , no final da consolidação

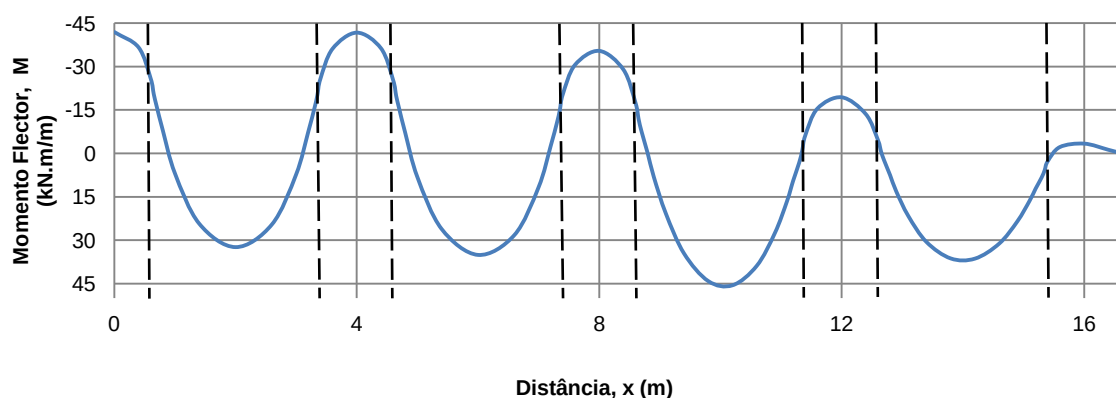


Fig. 4.53 - Momentos flectores na PTC em betão armado, em função da distância, no final da consolidação

Observa-se um momento máximo positivo de 45,6 kN.m/m, a meio vão da PTC na zona 3. O diagrama de momentos flectores apresenta uma variação bastante regular, com valores aproximados aos que se obteria num sistema estrutural correspondente a uma laje apoiada em paredes espaçadas de 4 m numa esquematização igual a este problema base.

De forma a avaliar a eficácia do sistema de reforço composto pelas colunas de jet grout e PTC em betão armado neste problema base, foi adoptado um parâmetro (Marques, 2008) que avalia a percentagem de carga total que é transmitida para as colunas. Este parâmetro, que se designa por coeficiente de eficácia do sistema de reforço, é definido por:

$$f = \frac{Q_c}{Q_t} \quad (4.8)$$

em que Q_c representa a carga suportada pelas colunas e Q_t a carga total da PTC e do aterro, por metro de desenvolvimento na direcção longitudinal.

O cálculo de Q_c é feito a partir da determinação do assentamento médio, ΔL , do topo de cada coluna. Este assentamento médio em cada coluna corresponde à média ponderada dos assentamentos nos pontos nodais correspondentes. Dado o comportamento elástico que se admitiu para o material da coluna, e conhecidos os ΔL , obtém-se o valor de Q_c em cada coluna aplicando sucessivamente as seguintes expressões:

$$\varepsilon_m(\text{coluna}) = \frac{\Delta L}{L} \quad (4.9)$$

$$\sigma_{(\text{coluna})} = E \cdot \varepsilon_m(\text{coluna}) \quad (4.10)$$

$$Q_c = \sigma_{(\text{coluna})} \cdot l_{(\text{coluna})} \quad (4.11)$$

em que $\varepsilon_m(\text{coluna})$ é a extensão média da coluna, L o comprimento da coluna, $\sigma_{(\text{coluna})}$ o acréscimo de tensão médio sobre a coluna, E o módulo de elasticidade da coluna e $l_{(\text{coluna})}$ a largura da coluna.

A carga total da PTC e do aterro, Q_t , é dado por:

$$Q_t = \gamma_{(\text{aterro})} \cdot \frac{l_{\text{base}} + l_{\text{topo}}}{2} \cdot H_{(\text{aterro})} + \gamma_{\text{PTC}} \cdot H_{\text{PTC}} \cdot l_{\text{base}} \quad (4.12)$$

em que $\gamma_{(\text{aterro})}$ é o peso volúmico do aterro, $H_{(\text{aterro})}$ a altura do aterro, $\gamma_{(\text{PTC})}$ o peso volúmico da PTC (betão), $H_{(\text{PTC})}$ a altura da PTC, l_{base} a largura da base do aterro e l_{topo} a largura do topo do aterro.

A evolução deste parâmetro durante e após a fase construtiva é apresentada na Fig. 4.54.

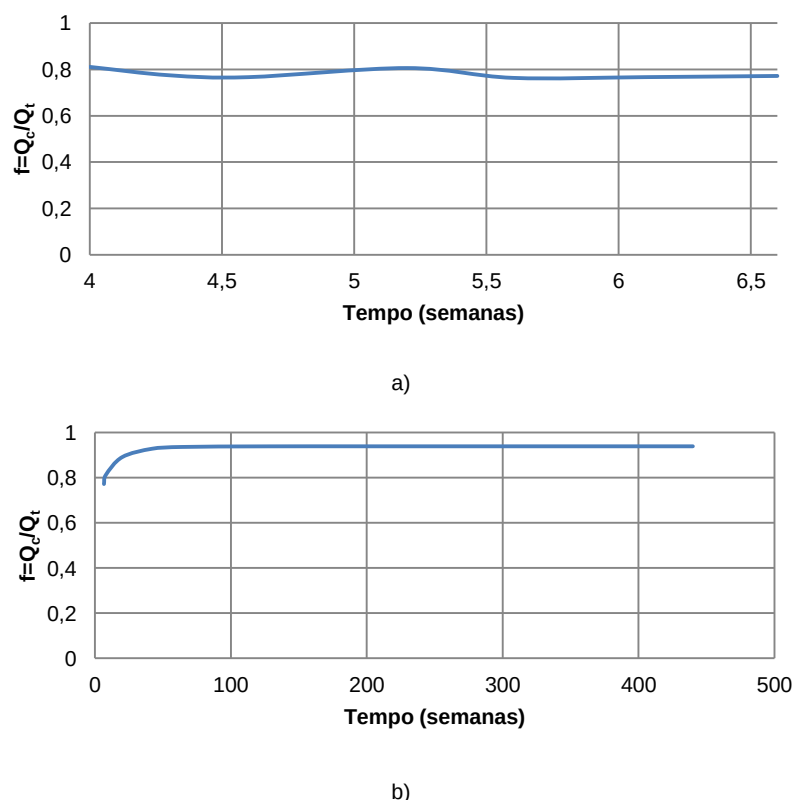


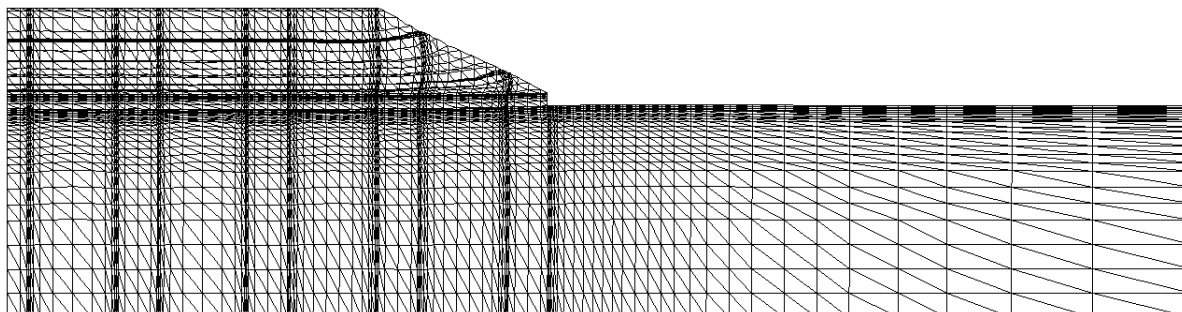
Fig. 4.54 - Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço, durante: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva

Pela observação da figura anterior é possível constatar que a percentagem de carga transmitida para as colunas apresenta um comportamento muito pouco variável no período construtivo, com a variação a rondar em média os 0,8, e ligeiramente crescente no período pós-construtivo até atingir um valor constante com o processo de consolidação praticamente finalizada. Obtendo-se no final da consolidação um valor de 0,94, valor muito próximo do valor teórico óptimo de 1 (correspondente à situação em que a carga total da PTC e do aterro seria totalmente suportada pelas colunas).

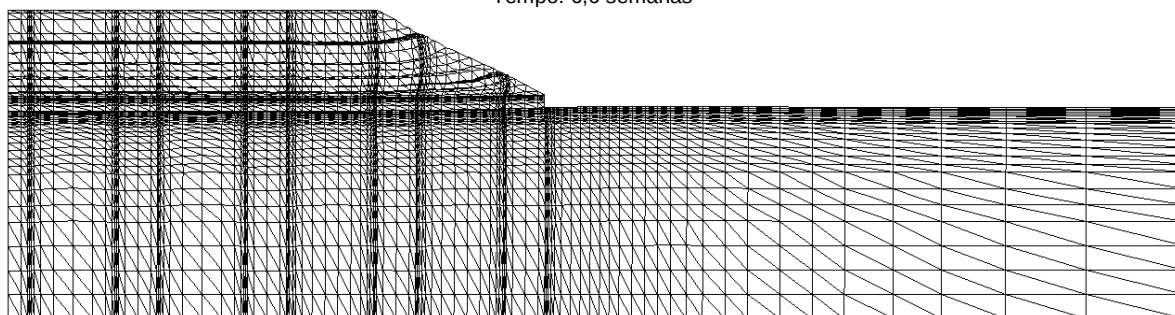
Note-se que no problema em análise o coeficiente f tem em conta todos os mecanismos de transferência de carga para as colunas, designadamente: o efeito de arco na massa do aterro (que se verificou ser pouco expressivo); a carga transmitida pela PTC para as colunas (que é o mecanismo mais importante); e o mecanismo de atrito nas interfaces solo mole-colunas.

4.3.3.3. Deslocamentos

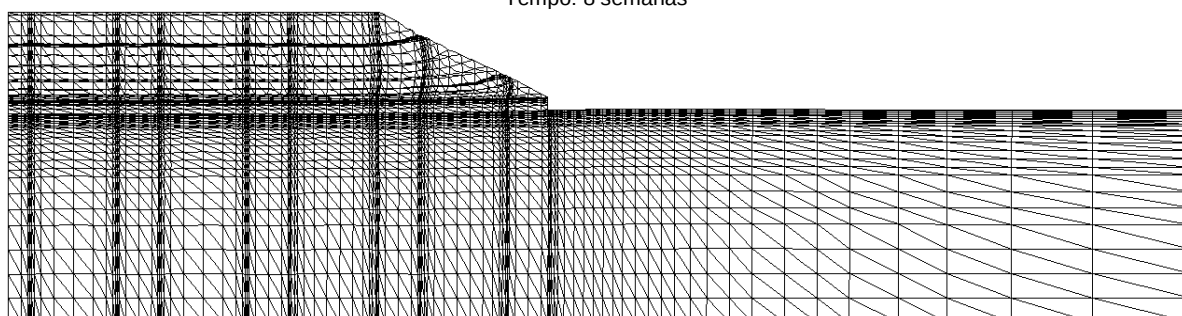
Na Fig. 4.55 são apresentadas as configurações das deformações da malha de elementos finitos, ampliadas de um factor de 20, ao fim de 6,6 semanas (final da construção), 8 semanas, 20 semanas e 440 semanas (final da consolidação).



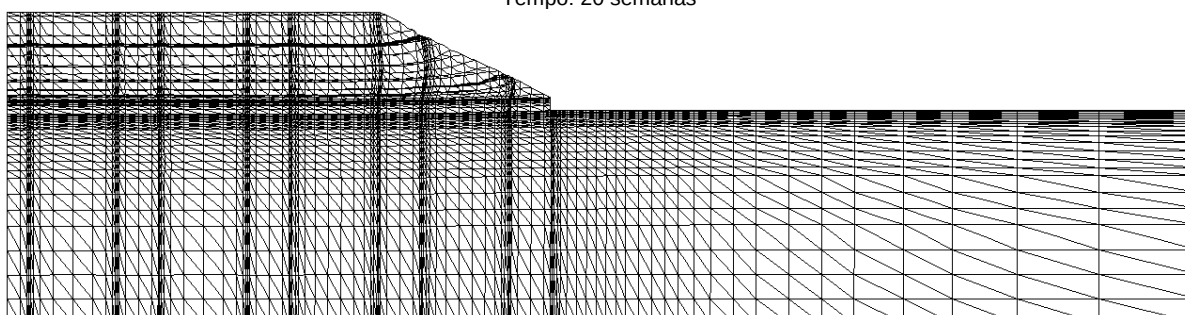
Tempo: 6,6 semanas



Tempo: 8 semanas



Tempo: 20 semanas



Tempo: 440 semanas

Fig. 4.55 - Configuração das deformadas para diferentes instantes de tempo

Para esta escala as deformações das malhas são pouco perceptíveis mesmo com factor de ampliação de 20. A seguir são apresentadas imagens em que os deslocamentos do sistema estrutural são perceptíveis.

As Fig.s 4.56 e 4.57 apresentam, respectivamente, a evolução dos assentamentos nos nós a meio das colunas e do solo em cada zona (na zona 5 a $x=19,7$) na base da PTC ($z=0$ m), em função do tempo.

Esta análise teve a escolha dos nós a meio das colunas e do solo em cada zona (na zona 5 a $x=19,7$) por apresentar, de modo genérico, nessas zonas do solo os maiores assentamentos (na zona 5 os maiores assentamentos negativos) e na coluna os menores.

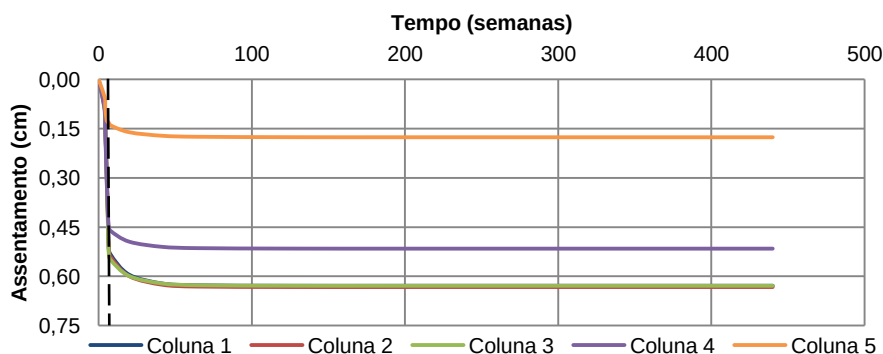


Fig. 4.56 - Evolução temporal do assentamento a meio de cada coluna para a base da PTC em betão ($z=0$)

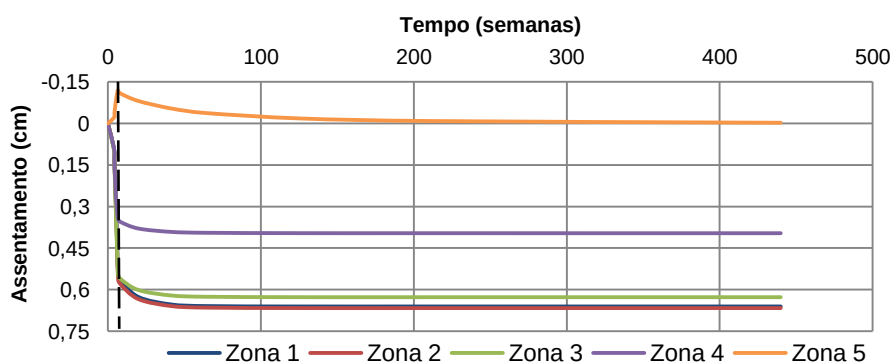


Fig. 4.57 - Evolução temporal do assentamento a meio do solo de cada zona (na zona 5 a $x=19,7$) para a base da PTC em betão ($z=0$)

Começa-se por frisar os baixos assentamentos proporcionados com aplicação deste sistema de reforço na superfície do estrato de fundação, que vai ao encontro do objectivo pretendido, ou seja, pretendido minimizar a transferência de carga da construção para solo mole, sendo assim praticamente suportada pelo sistema de reforço e, deste jeito, maximizar a atenuação dos assentamentos. Verificando-se o assentamento máximo de só 0,67 cm no solo da zona 2.

Os assentamentos começam logo a aumentar progressivamente na fase construtiva atingindo, no final da construção (traçado descontinuo), o valor máximo de 0,55 cm no solo da zona 2, onde se nota já o processamento de grande parte dos assentamentos totais. Ainda nesta fase é atingido, no solo da zona 5, o maior assentamento negativo (levantamento) de -0,12 cm. Nesta fase estes assentamentos no solo derivam duma parte de dissipação dos gradientes de pressão neutra, e também das variações das tensões de desvio (devido ao carácter bidimensional da obra), o que provoca o levantamento do solo da zona 5 e o maior assentamento do solo na zona 2.

Após a fase construtiva e à medida que decorre o processo de consolidação, os assentamento, de todos os nós (excepto no solo da zona5), vão aumentando ligeiramente atingindo o valor máximo no final da

consolidação. Quanto no solo da zona 5 se verifica a diminuição dos assentamentos negativos tendendo para assentamento nulo no fim da consolidação.

Mostra-se nas Fig.s 4.58 e 4.59 os assentamentos do plano da base da laje de betão armado, durante a fase construtiva e pós-construtiva.

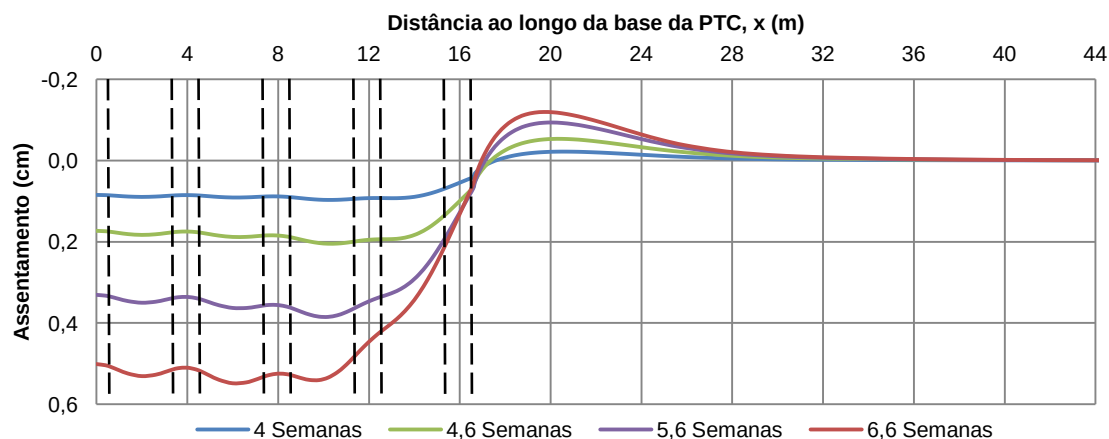


Fig. 4.58 - Assentamento em diferentes instantes de tempo, da fase construtiva, na base da PTC em betão ($z=0$ m)

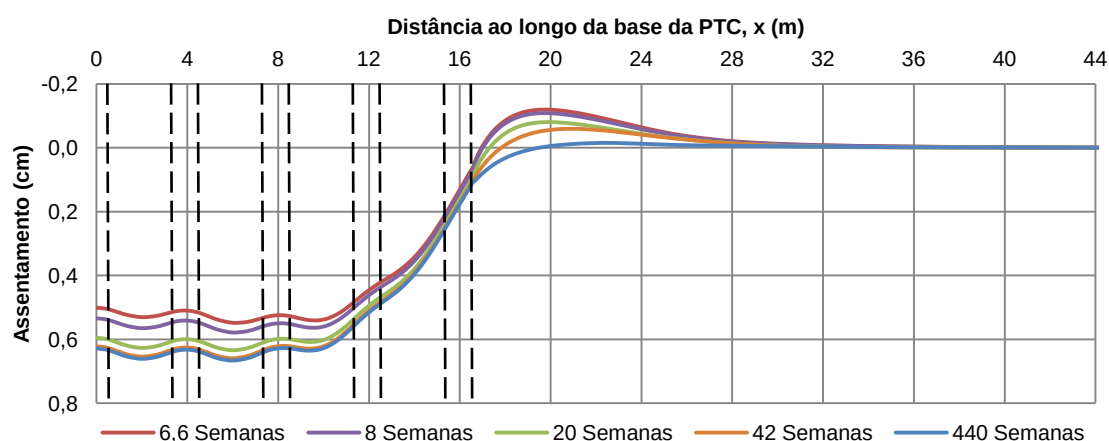


Fig. 4.59 - Assentamento em diferentes instantes de tempo, da fase pós-construtiva, na base da PTC em betão ($z=0$ m)

As imagens anteriores vêm confirmar o que foi analisado, no entanto possibilita observar noutra perspectiva os assentamentos no tempo ao longo de toda a base da PTC.

Acrescenta-se ainda que a diferença de assentamento entre o solo e as colunas envolventes são mínimas, justificada pela capacidade da PTC em betão armado de aliviar as tensões no solo, transferindo as tensões para as colunas de jet grout. Neste contexto compreende-se, mais uma vez, a importância da aplicação da PTC em betão armado, quando o objectivo é reduzir ao máximo os assentamentos neste tipo de construção.

As Fig.s 4.60 e 4.61 mostram a evolução dos deslocamentos verticais para diferentes no final da construção e no final da consolidação.

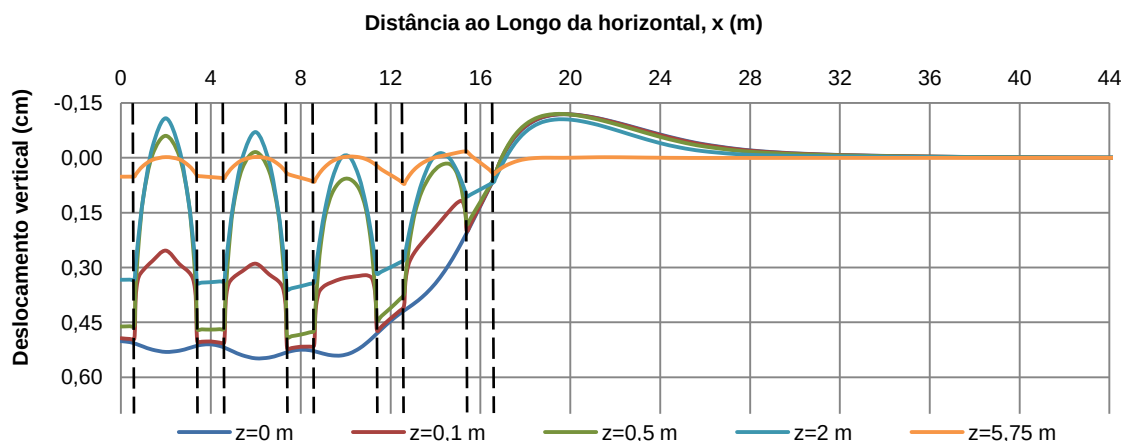


Fig. 4.60 – Deslocamentos verticais no final da construção para diferentes profundidades

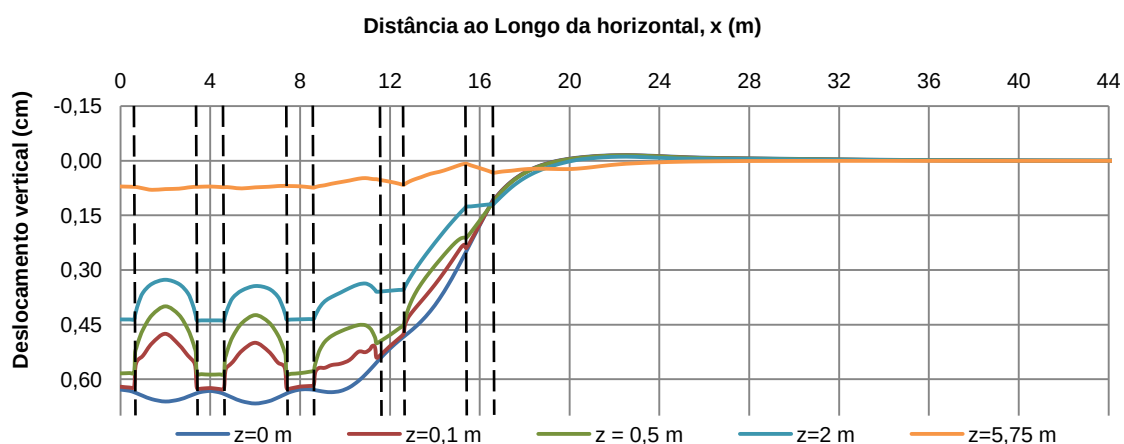


Fig. 4.61 – Deslocamentos verticais no final da consolidação para diferentes profundidades

Os resultados anteriores vão ao encontro do que se falou na evolução das tensões tangenciais na interface coluna/solo, ao longo da profundidade, influenciando a evolução dos incrementos médios de tensão total vertical nas colunas e no solo.

Segue-se nas Fig.s 4.62 e 4.63 a evolução dos deslocamentos horizontais a meio da coluna 5, coluna onde são mais sentidos, em profundidade ($0 \leq z \leq 6,5$ m) em diferentes instantes de tempo, na fase construtiva e pós-construtiva.

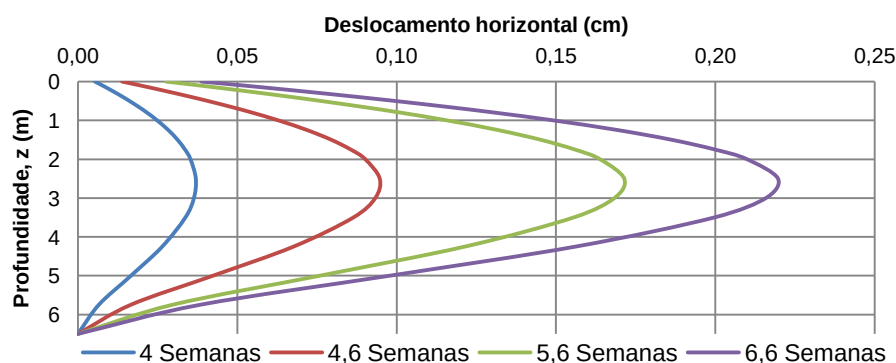


Fig. 4.62 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5 em profundidade e em diferentes instantes de tempo, na fase construtiva

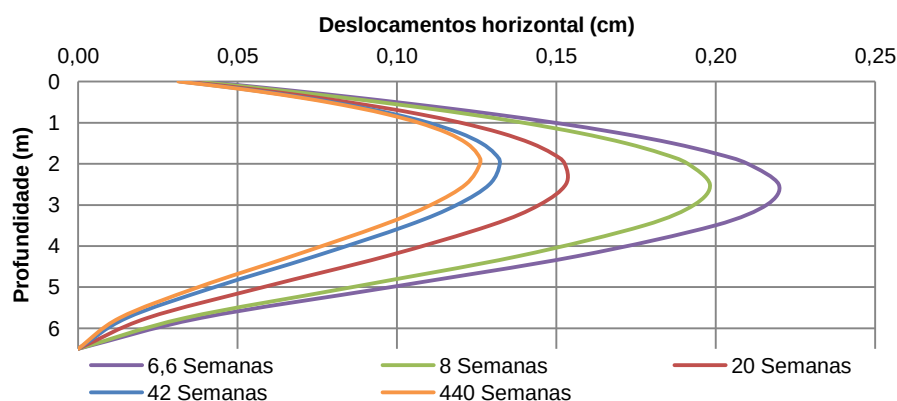


Fig. 4.63 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5 em profundidade e em diferentes instantes de tempo, na fase pós-constructiva

Observa-se, como esperado, a sua evolução crescente na fase construtiva, registando-se o maior deslocamento horizontal na semana 6,6 com valor máximo de 0,22 cm à profundidade $z=2,5$ m. Na fase pós-constructiva, dada a diminuição de volume do solo resultante da consolidação, verifica-se a sua evolução decrescente, atingindo o seu menor deslocamento horizontal máximo no final da consolidação (440 semanas) com o valor de 0,13cm à profundidade $z=2$ m.

A Fig. 4.64 ilustra a evolução dos assentamentos à superfície do aterro ($z=-3$ m), ao longo de todo o processo, nos seus pontos externos ($x=0$ m e $x=11,4$ m), bem como do assentamento diferencial entre eles.

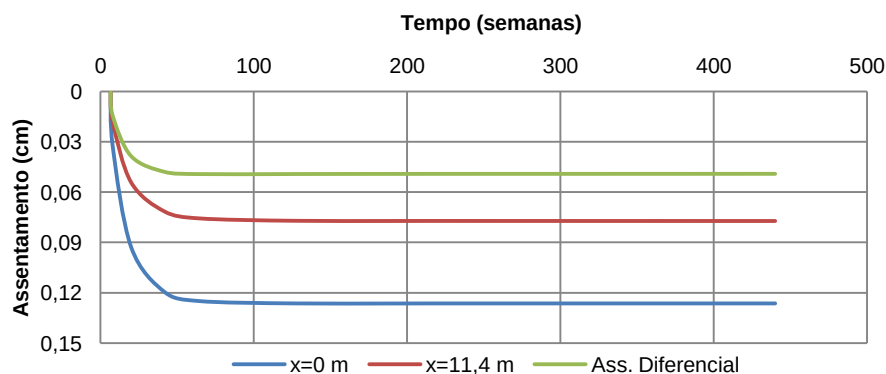


Fig. 4.64 - Evolução temporal dos assentamentos à superfície do aterro ($z=-3,0$ m), para $x=0$ m e $x=11,4$ m, e o assentamento diferencial entre eles

Após análise dos resultados anteriores, com um assentamento máximo de 0,126 cm a meio do aterro ($x=0$ m) ao fim de 128 semanas e com o assentamento diferencial de 0,049 cm, é coerente afirmar que os assentamentos à superfície do aterro (quer totais quer diferenciais) são muito baixos (praticamente nulos em termos práticos). O facto de o valor do assentamento diferencial ser praticamente nulo é muito importante para a análise dos efeitos sobre eventuais obras executadas na plataforma do aterro.

4.4. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS DOS PROBLEMAS BASE REFORÇADO E NÃO REFORÇADO

4.4.1. INTRODUÇÃO

Depois de, no subtítulo anterior, se ter analisado o comportamento de um aterro sobre solo mole reforçado com colunas de jet grout e PTC em betão armado, e se ter chegado a algumas conclusões acerca do comportamento mecânico e efeitos estruturais deste tipo de solução, pretende-se agora analisar e comparar com a solução sem PTC em betão armado (PTC granular não reforçada). Para tal, faz-se uma análise aos seguintes parâmetros:

- evolução no tempo dos acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y ;
- evolução no tempo dos níveis de tensão, SL;
- cruzetas das tensões principais efectivas no aterro;
- coeficiente de efeito de arco, ρ ;
- coeficiente de eficácia do sistema de reforço.

4.4.2. MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NA MASSA DE ATERRO

Para estabelecer uma comparação compatível entre as duas soluções, considerou-se na situação de PTC granular não reforçada, a construção de um aterro com uma altura total de 3 m executado no mesmo ritmo do que a situação com PTC em betão armado, ou seja, a fase construtiva é cumprida na mesma num período de 6,6 semanas. Assim, e depois de simular no programa de cálculo automático RECRIB as novas condições, obtiveram-se os seguintes resultados.

Apresenta-se na Fig. 4.65 os acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , na fase pós-construtiva, no caso da PTC granular não reforçada.

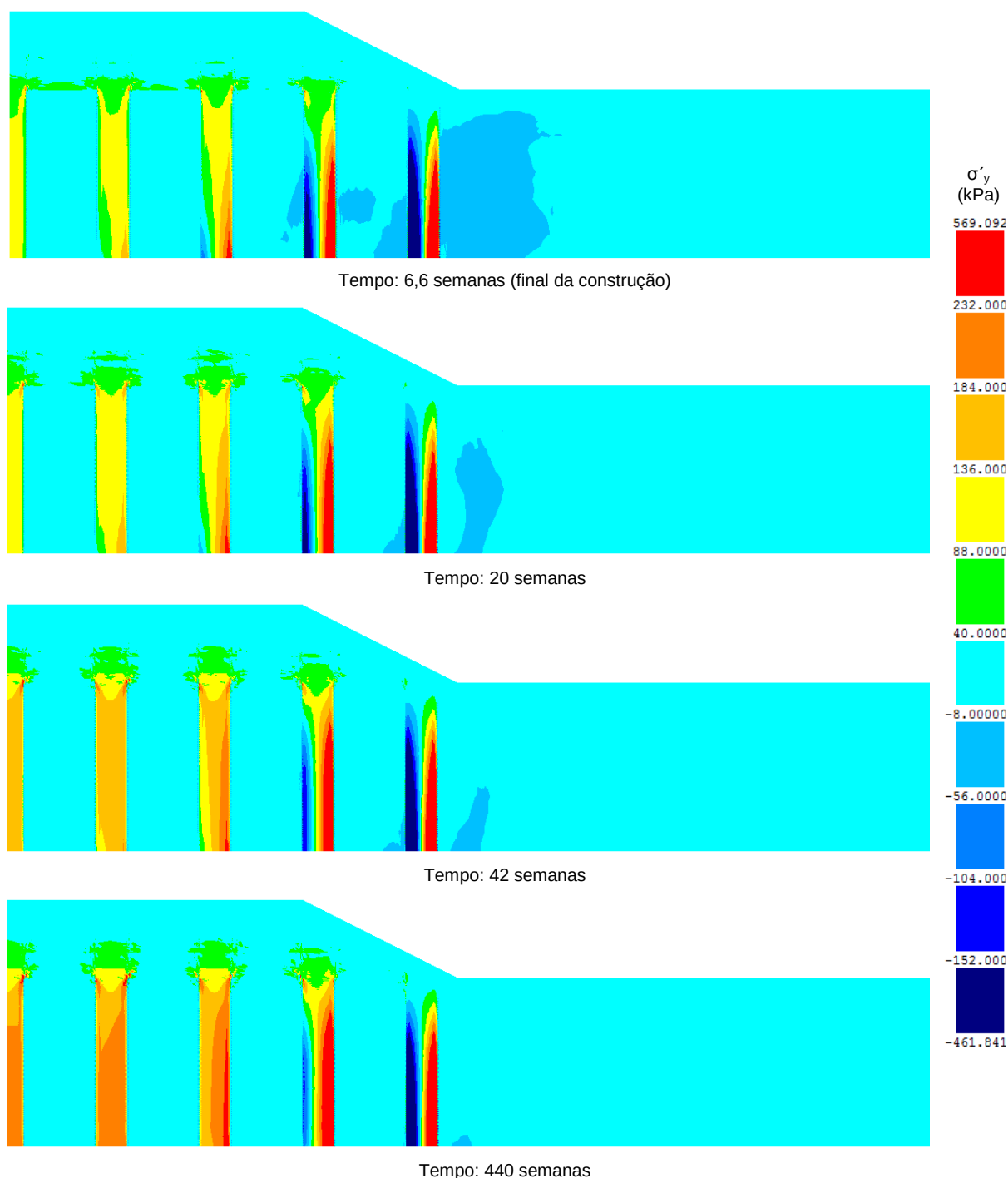


Fig. 4.65 - Acréscimos de tensão efectiva vertical, σ'_y , na PTC granular não reforçada, ao longo da fase pós-construtiva

Comparativamente com a solução com PTC em betão armado (Fig. 4.19), constata-se que, sem PTC de betão armado, os incrementos e tensão vertical nas colunas são menos uniformes, principalmente nas colunas mais laterais (colunas 4 e 5), que são, por isso, mais solicitadas à flexão. Pela observação da Fig. 4.65 constata-se, também, que no vértice da extremidade superior das colunas existe uma grande concentração de tensão. Recorde-se que este fenómeno não ocorria na solução com PTC em betão armado (ver Fig. 4.19), tendo-se verificado praticamente a não existência do mecanismo de

transferência de carga por efeito de arco no aterro (obteve-se ρ com valor a rondar na média os 0,83) (ver Fig.s 4.42 a 4.46). O que acontece neste caso (sem PTC em betão armado) aponta para existência de transmissão de carga do aterro para a coluna por efeito de arco, o que será comprovado à frente na análise de ρ .

Ainda na análise anterior, é visível o aparecimento de acréscimos negativos das tensões verticais efectivas na zona não carregada adjacente à carregada; este aparecimento é determinado pelo equilíbrio de tensões na água e no esqueleto sólido quando estas são afectadas pelas variações das tensões de desvio na fase construtiva, que determinam, em parte, as deformações da fundação nesse período. Assim, e após se ter atingido o valor máximo numa área no final da construção, este diminui na fase de consolidação com o aumento da tensão média efectiva como é visível na imagem anterior. Este efeito é bastante menor com a PTC em betão armado, porque esta solução tem a capacidade de diminuir em muito a variação das tensões de desvio, como se pode notar na sua análise.

As Fig.s 4.66 e 4.67 mostram os níveis de tensão no caso da PTC granular não reforçada mobilizados durante a fase construtiva e durante a fase pós-construtiva, respectivamente.

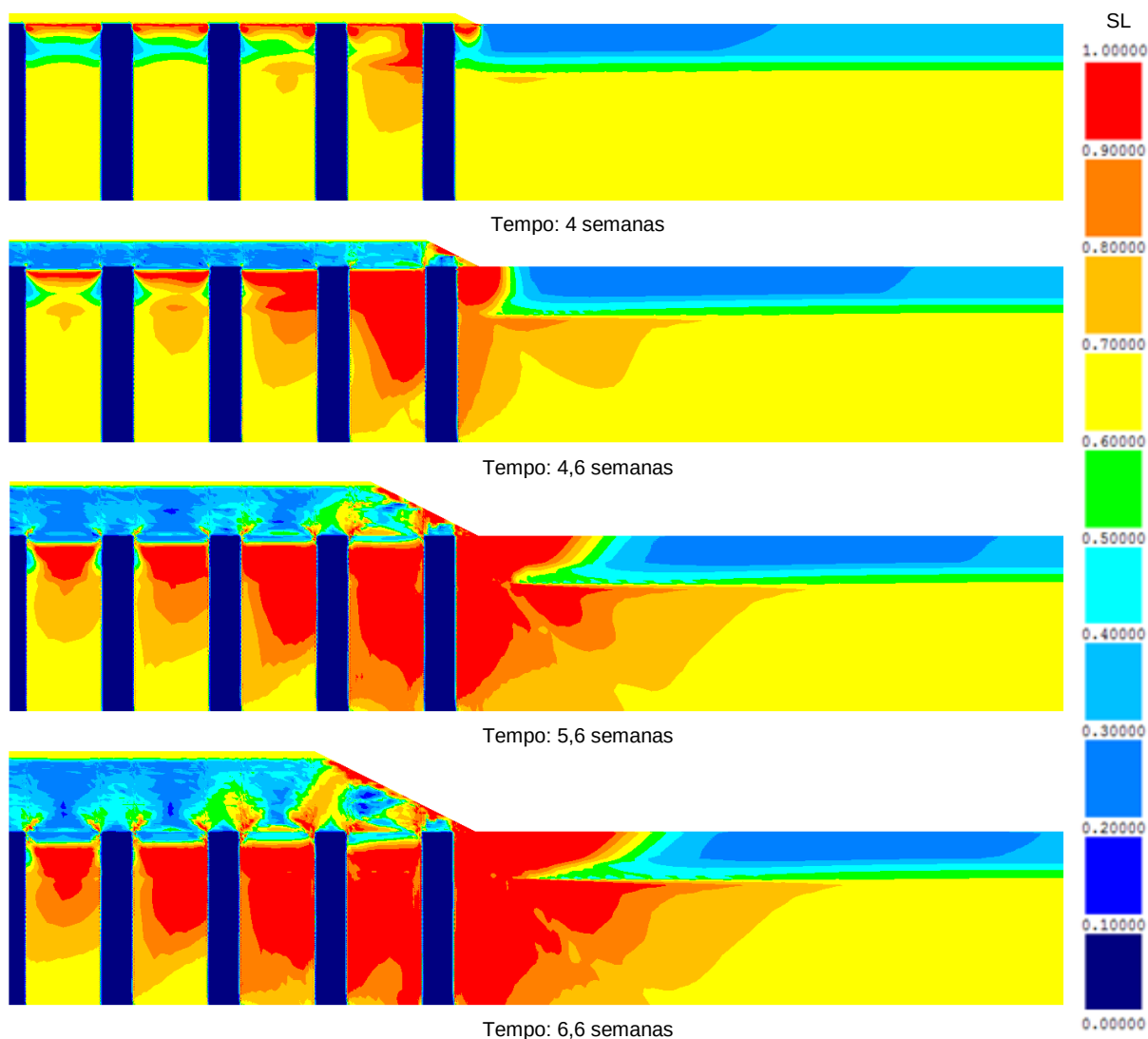


Fig. 4.66 - Níveis de tensão, para PTC granular não reforçada, durante a fase construtiva

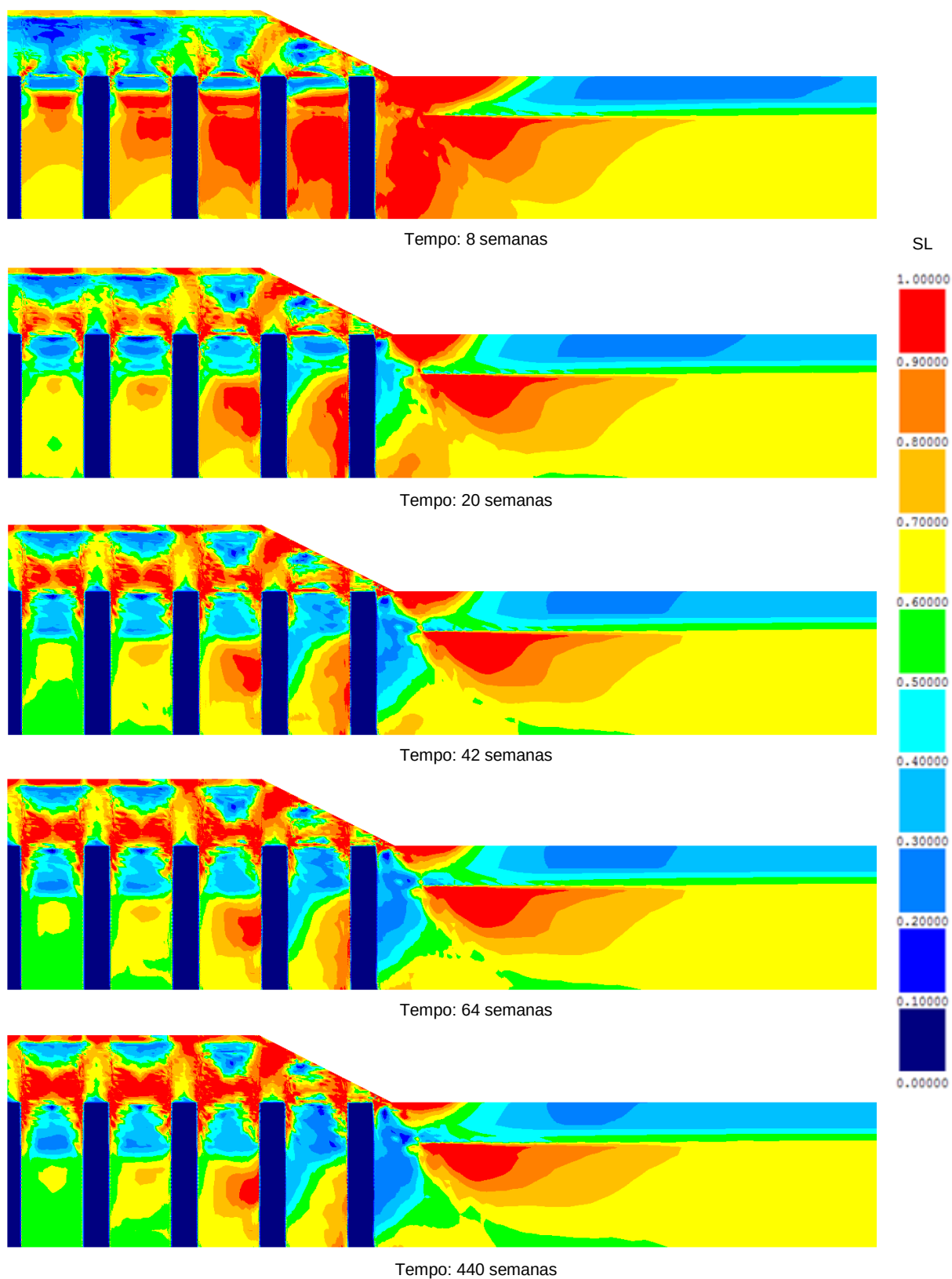


Fig. 4.67 - Níveis de tensão, para a PTC granular não reforçada, durante a fase pós-constructiva

Pela observação das duas figuras anteriores e ao contrário do que se passa na solução com PTC em betão armado (ver Fig.s 4.36 e 4.37), regista-se existência, na parte correspondente ao aterro, de situações de estado crítico. Este fenómeno surge durante a fase de construção do aterro, mas é muito mais expressivo à medida que o processo de consolidação decorre, com o aumento do efeito de arco para as colunas como se explica no parágrafo seguinte. Também se regista existência de níveis de tensão muito mais elevados no solo mole, principalmente nas zonas mais laterais devido às maiores variações das tensões de desvio nessa zona, que aumenta na fase construtiva e diminui na fase de consolidação por razões já apresentadas. Esta situação é muito menor na solução com PTC em betão armado, como se viu.

Como se verá à frente, os assentamentos na base do aterro ($z=0$ m) não são uniformes, sendo significativamente mais expressivos no solo mole que na coluna (o que não acontece no problema com PTC em betão armado). Este facto justifica a existência de distorções e tensões de corte na massa de aterro que determinam os aumentos significativos dos níveis de tensão observados; as tensões de corte estão, naturalmente, associadas ao processo de transmissão de carga para a coluna, por efeito de arco no aterro.

O efeito de arco que se materializa na massa de aterro é bastante perceptível através da comparação das cruzetas das tensões principais efectivas, da solução com PTC em laje de betão armado (Fig. 4.68a) com a solução em PTC granular não reforçada (Fig. 4.68b), para o final da consolidação. Verifica-se na segunda solução, e ao contrário do que se passa na primeira, que as cruzetas se apresentam direccionadas para a coluna, existindo uma maior concentração de tensão na zona de ligação entre os três elementos diferentes: coluna de jet grout, solo mole e aterro.

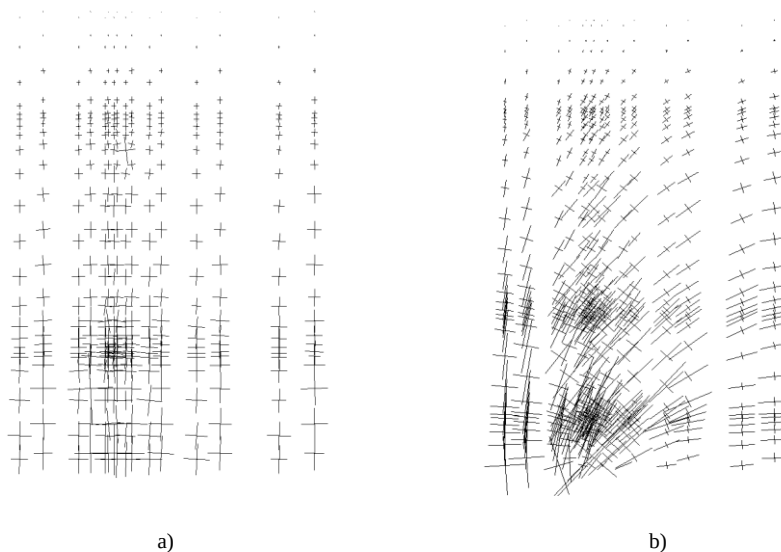


Fig. 4.68 - Cruzetas de tensões principais efectivas do aterro no final da consolidação junto à coluna 1 para: a) PTC em laje de betão armado; b) PTC granular não reforçada

Para quantificar o efeito de arco que se materializa na massa de aterro, na solução PTC granular não reforçada, representa-se nas Fig.s 4.69 a 4.73 a evolução do coeficiente de efeito de arco para as cinco colunas desde o início da construção do aterro até ao final do processo de consolidação.

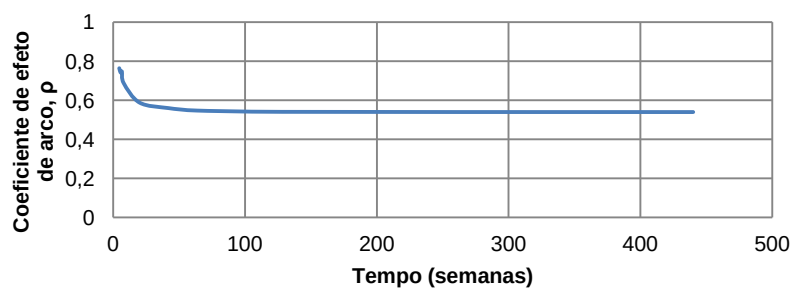


Fig. 4.69 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 1

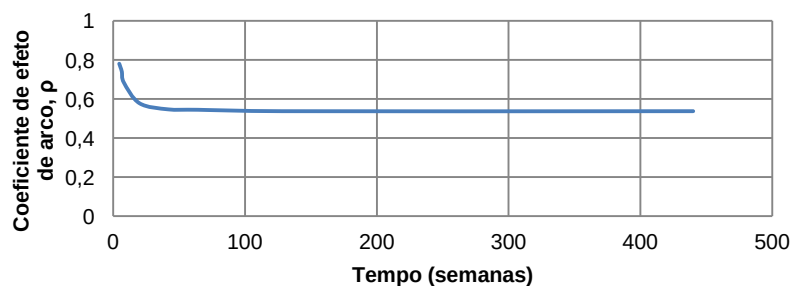


Fig. 4.70 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 2

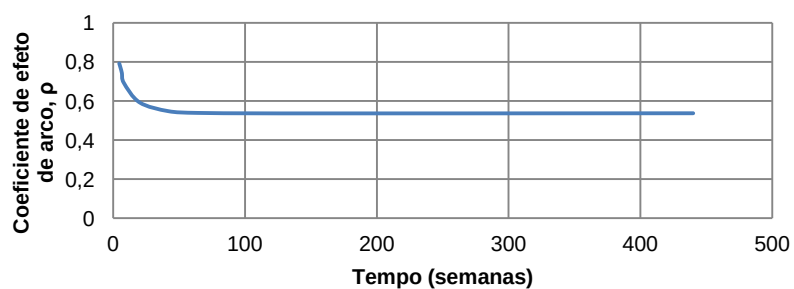


Fig. 4.71 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 3

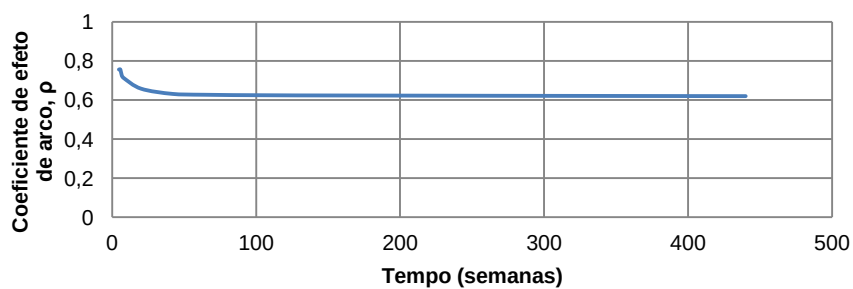


Fig. 4.72 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 4

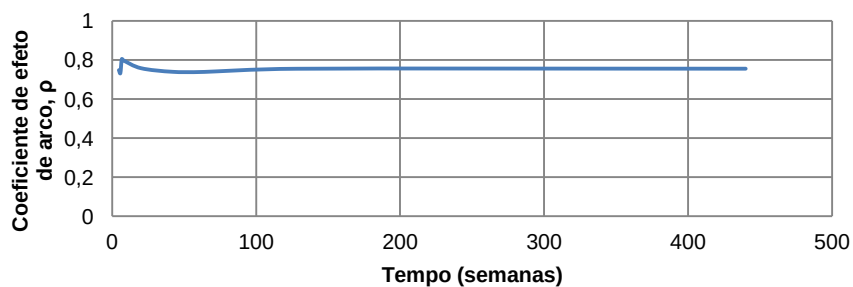


Fig. 4.73 - Evolução no tempo do coeficiente de efeito de arco do aterro para a coluna de jet grout 5

É possível constatar que o coeficiente de efeito de arco no geral diminui, ou seja, que a percentagem de carga transmitida para as colunas por efeito de arco na massa de aterro aumenta ao longo do tempo. No final da consolidação, regista-se para ρ um valor a rondar em média os 0,6 no geral, ou seja, 40 % da carga do aterro construído sobre o solo mole é transmitida para o topo das colunas. Constatando-se, assim, uma diferença de registo deste comportamento para a solução com PTC em betão armado, na qual se obteve um valor de ρ a rondar em média os 0,83, e que traduz um reduzido desenvolvimento de efeito de arco na massa de aterro.

Para avaliar a eficácia do sistema de reforço para a solução em PTC granular não reforçada, foi analisado também o parâmetro f , definido anteriormente na expressão 4.7.

A evolução deste parâmetro durante e após a fase construtiva é apresentada na Fig. 4.73.

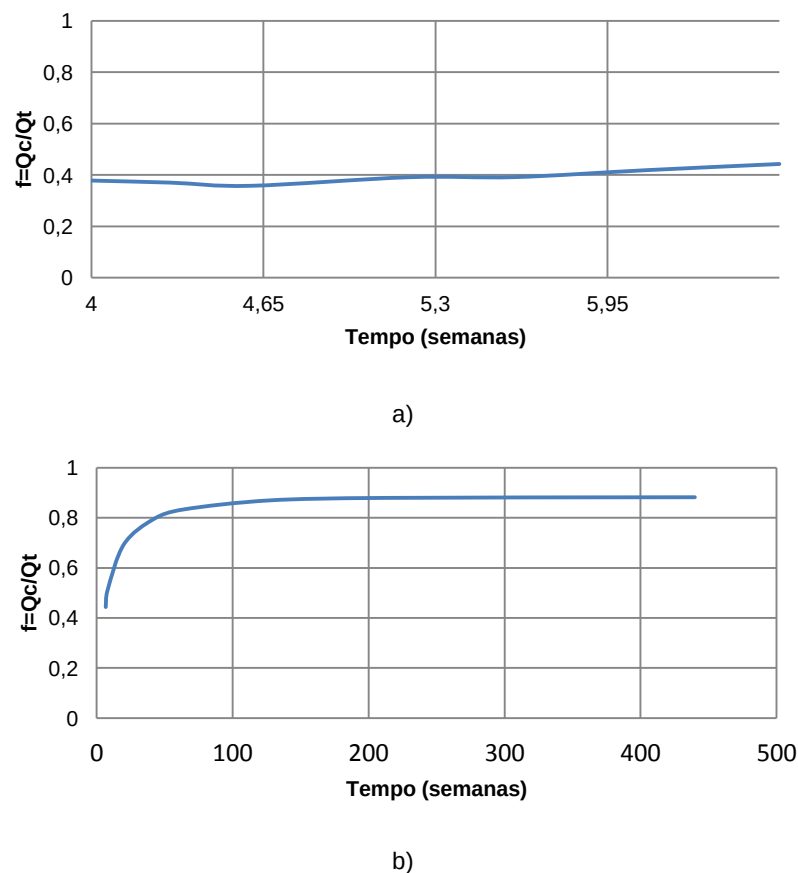


Fig. 4.74 - Evolução no tempo do coeficiente de eficácia do sistema de reforço para a solução com PTC granular não reforçada, duração: a) fase construtiva; b) fase pós-construtiva

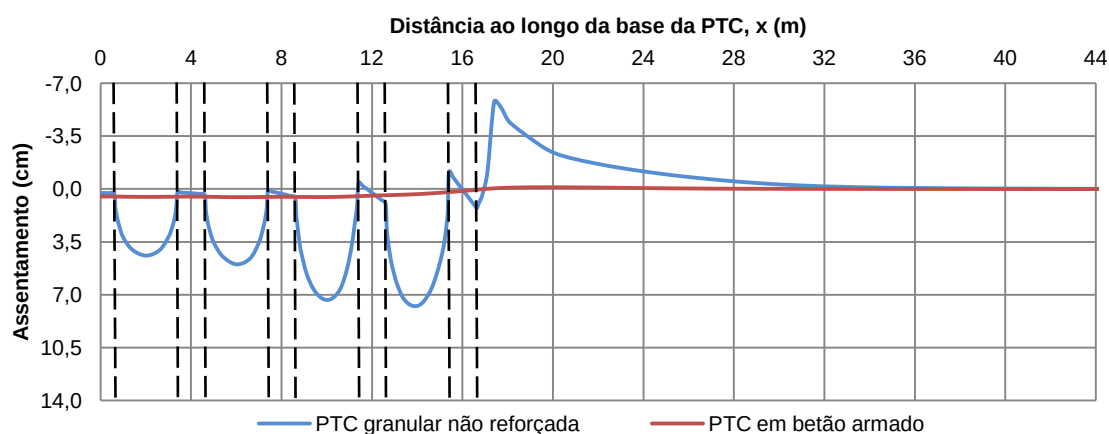
Pela observação da figura anterior é possível constatar que a percentagem de carga transmitida para as colunas ronda um valor constante na fase de construção e aumenta após a construção, comportamento semelhante à solução com PTC em betão armado. Contudo, constata-se valores menores, como de esperar, obtendo-se no final da construção 44% da carga total do aterro suportada pelas colunas. Nesta fase, existe uma elevada carga aplicada no fluido intersticial (excessos de pressão neutra). Só com o decorrer da consolidação é que o processo de transmissão de carga para as colunas aumenta progressivamente. No final da consolidação, 88 % da carga total do aterro é suportada pelas colunas de jet grout, valor próximo do valor teórico óptimo de 1 (correspondente à situação em que a carga total

do aterro é suportada pelas colunas de jet grout), no entanto inferior ao registado no problema com PTC em betão armado (94%).

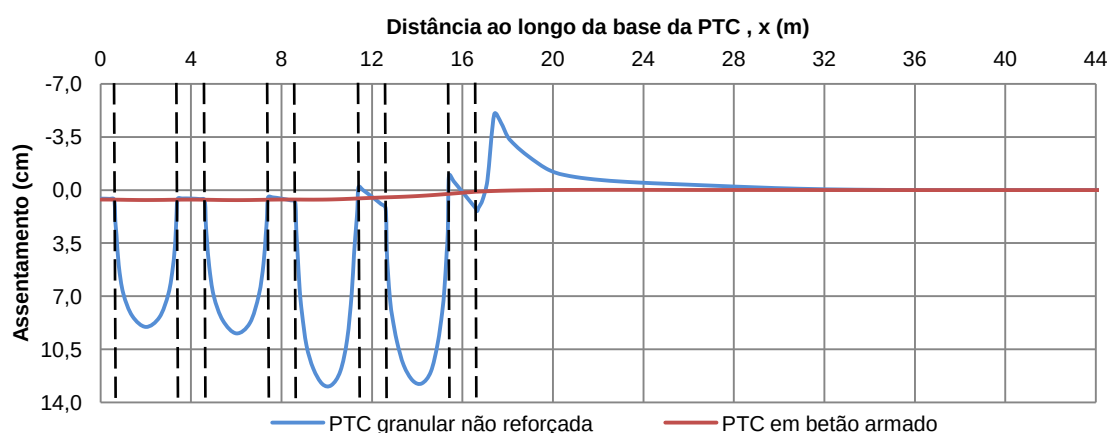
Comparando a eficácia dos sistemas de reforço em PTC granular não reforçada com a solução de PTC em laje de betão armado (ver Fig. 4.54), verifica-se que, como referido, esta última é mais eficiente que a primeira. O valor de f obtido para a solução com PTC em betão armado foi de 0.94, o que significa que somente 6% da carga de construção (laje mais aterro) é que não é transmitida para as colunas, enquanto que esse valor é de 12% no caso da solução sem PTC em betão armado.

4.4.3. ASSENTAMENTOS - COMPARAÇÃO DE DIFERENTES SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

Apresenta-se na Fig. 4.75 os assentamentos à superfície do solo mole ($z=0$ m), para as soluções de PTC em betão armado e de PTC granular não reforçada, em dois instantes de tempo distintos, nomeadamente, para o final da construção e para o final do processo de consolidação.



a)



b)

Fig. 4.75 - Assentamento na base da PTC em betão armado e da PTC granular não reforçada ($z=0$ m): a) no final da construção; b) no final da consolidação

Observa-se pela análise da figura anterior que as duas soluções apresentam comportamentos diferentes. No caso da solução com PTC em betão armado, em ambos os instantes, os assentamentos

são sensivelmente uniformes; já no caso da solução com PTC granular não reforçada, para ambos os instantes, os assentamentos das colunas de jet grout são praticamente constantes (excepto na coluna 4 e 5 onde estas rodam devido às tensões horizontais aplicadas) e muito menores do que os obtidos para o solo mole, registando-se um assentamento diferencial máximo entre o solo da zona 4 e a coluna 5 de 12,2 cm [7,7 – (-1,1)] no final da construção e de 8,8 cm [7,7 – (-1,1)] no final da consolidação.

De realçar ainda que as zonas de maiores assentamentos por parte do solo na zona 3 e 4 na fase construtiva, para a solução da PTC granular não reforçada, se localizam na zona de transição para a zona não carregada, agravados pelos incrementos de tensões de desvio que são uma das causas de deformabilidade na fase construtiva. Sendo estes também a causa do surgimento dos assentamentos negativos na zona não carregada. Posteriormente na fase de consolidação os assentamentos evoluem com o processo contínuo de dissipação dos excessos de pressão neutra.

Quanto ao deslocamento horizontal na coluna 5, onde é mais condicionado, apresenta-se na Fig. 4.76 os seus resultados referentes as soluções de PTC em betão armado e PTC granular não reforçada, em dois instantes de tempo distintos.

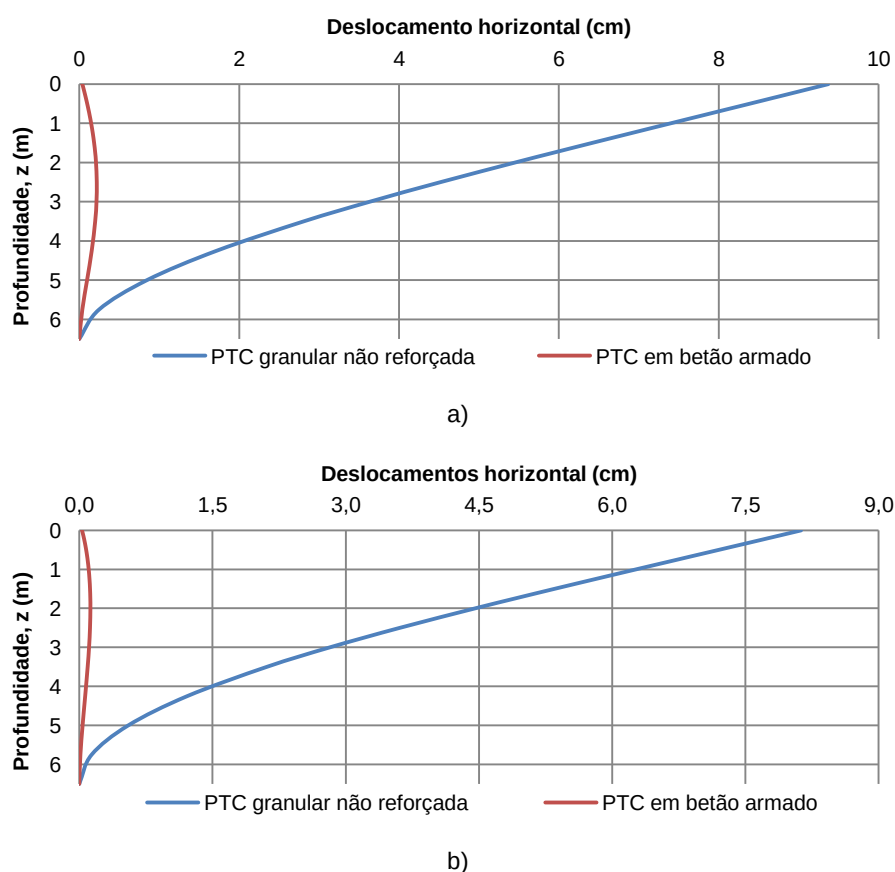


Fig. 4.76 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5 ao longo da profundidade para as soluções de PTC em betão armado e PTC granular não reforçada: a) no final da construção; b) no final da consolidação

Presencia-se, quanto ao deslocamento horizontal na solução da PTC granular não reforçada, um efeito de encastramento da coluna de jet grout na ligação ao estrato rígido, verificando-se, no final da construção, um deslocamento máximo no topo da coluna com um valor de 9,4 cm. Com a evolução da consolidação e dada a diminuição de volume do solo o deslocamento máximo diminui para 8,1 cm.

Acrescento que estes deslocamentos máximos são, em muito, superiores aos obtidos na solução com PTC em betão armado.

A Fig. 4.77 apresenta os assentamentos à superfície do aterro ($z=-3,0$ m), no final da consolidação.

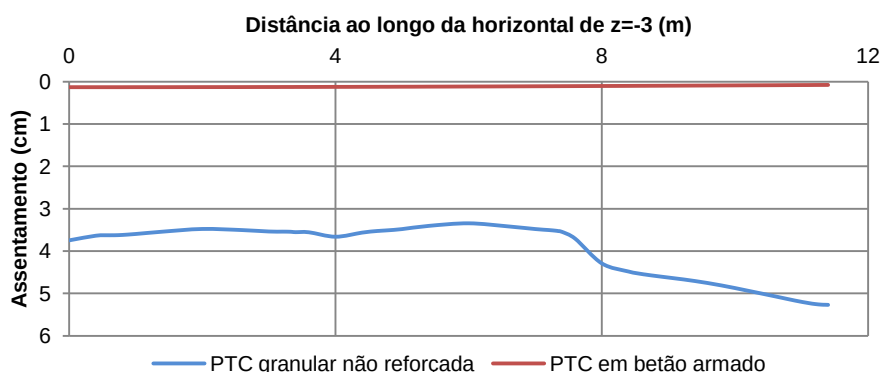


Fig. 4.77 - Assentamento na superfície do aterro ($z=-3$ m) para as soluções de PTC em betão armado e PTC granular não reforçada, no final da consolidação

Verifica-se na análise à Fig. 4.77 que a solução da PTC granular não reforçada apresenta um comportamento ligeiramente não-uniforme, contendo um assentamento diferencial máximo de 1,93cm e um assentamento médio da ordem dos 4 cm.

Quando à solução da PTC em betão armado, regista-se a um assentamento médio de 0,1 cm, que representa cerca de 2,5% do assentamento obtido para a solução de PTC granular não reforçada. Esta análise permite, uma vez mais, comprovar a grande eficácia do sistema de reforço com PTC em betão armado, nomeadamente, em relação à redução de assentamentos totais e diferenciais.

5

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

5.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior aplicou-se o programa de cálculo automático RECRIB (modelo numérico bidimensional), desenvolvido por Professor J. Leitão Borges (1995), ao estudo de um aterro sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout e PTC em betão armado (problema base), cujos resultados permitiram, por um lado, fundamentar a discussão dos aspectos essenciais do comportamento mecânico deste tipo de obras (evolução dos assentamentos, deslocamentos, estados de tensão e outras grandezas interpretativas) e, por outro, com introdução e avaliação de alguns dos resultados do mesmo problema sem PTC em betão armado, avaliar o alcance dos efeitos estruturais resultante da utilização deste sistema de reforço, na construção de aterros sobre solos moles.

Pretende-se, agora, alargar e aprofundar essa discussão mediante a análise comparada da resposta da solução de reforço com PTC em betão armado à variação de determinados parâmetros que influenciam o comportamento das obras em questão.

Assim, tendo por base a análise realizada no capítulo anterior, apresentam-se resultados, análises e considerações julgadas mais relevantes, procurando-se, em todos os parâmetros que foram alvo de estudo, compreender a sua influência não só em termos de resultados finais mas também quando pertinente, no final da construção.

Os parâmetros de análise são:

- altura do aterro;
- módulo de deformabilidade das colunas;
- disposição das colunas.

Por questão de simplicidade, adoptou-se abreviaturas para designar cada estudo paramétrico realizado. No Quadro 5.1 encontram-se sintetizados os respectivos casos paramétricos e os referidos valores de alteração. Nota-se que para cada alteração realizada referente a um determinado parâmetro, são mantidos todos os outros considerados no problema base, bem como as propriedades dos materiais envolvidos e as condições de fronteira.

Quanto aos resultados obtidos em cada estudo paramétrico, serão expostos por secção, sendo analisados e comentados os aspectos considerados mais relevantes, não se entrando em análises aprofundadas como as realizadas no capítulo anterior.

Quadro 5.1 - Síntese dos estudos paramétricos realizadas

Caso de estudo	Nome do caso	Altura do aterro (m)	E coluna (MPa)	Espaçamento longitudinal das colunas
Altura do aterro	A_0^1	2,6	200	Colunas secantes
	A_1	3,6	200	Colunas secantes
	A_2	4,6	200	Colunas secantes
Deformabilidade das colunas	E_0^1	2,6	200	Colunas secantes
	E_1	2,6	500	Colunas secantes
	E_2	2,6	1500	Colunas secantes
	E_3	2,6	15000	Colunas secantes
Disposição das colunas	D_0^1	2,6	200	Colunas secantes
	D_1	2,6	200	Ver Fig. 5.1
	D_2	2,6	200	Ver Fig. 5.1

Importa referir que, relativamente aos casos D_1 e D_2 em que se altera o espaçamento longitudinal das colunas conforme indicado na Fig. 5.1 (ou seja, colunas espaçadas de 4 m longitudinalmente em todas as fiadas no cálculo D_2 , e fiada sim, fiada não no cálculo D_1), a modelação em estado plano de deformação é feita considerando um módulo de deformabilidade equivalente, E_{eq} , para as colunas nos seguintes termos:

$$E_{eq} = E_c \frac{A_c}{A_c + A_s} + E_s \frac{A_s}{A_c + A_s} \quad (5.1)$$

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 de solo mole em cada fiada de colunas no comprimento igual ao espaçamento longitudinal em colunas. Como E_s é, em geral, muito menor que, E_c , pode-se, em termo práticos, desprezar a segunda parcela da equação 5.1.

¹ Caso problema base, que serve de comparação gráfica aos resultados obtidos ao longo do estudo paramétrico.

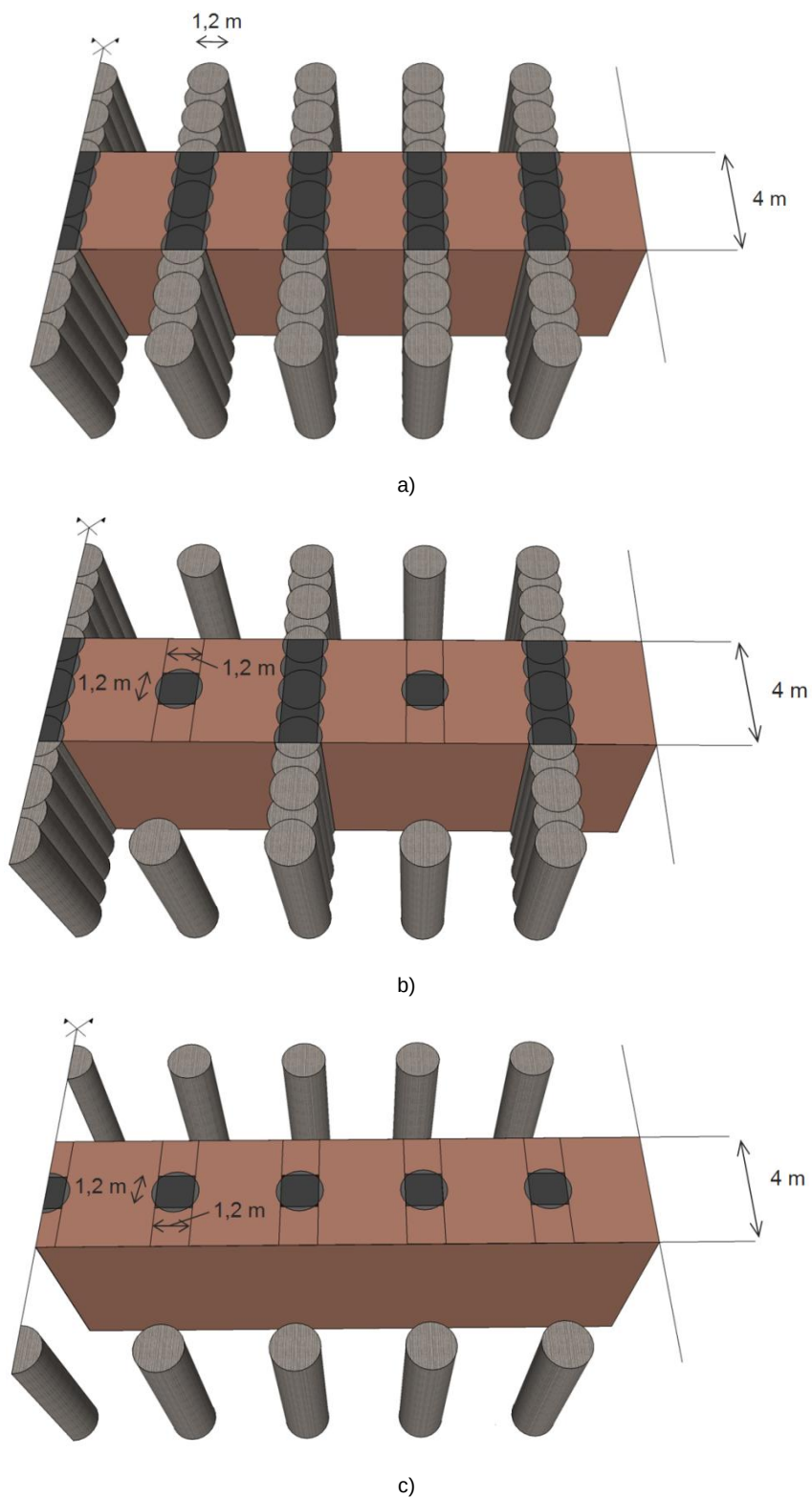


Fig. 5.1 - Disposição das colunas numa faixa de 4 m na direcção longitudinal: a) D₀ (problema base); b) D₁; c) D₂

5.2. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ATERRO

5.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Ao longo deste subtítulo é estudada a influência da altura do aterro no comportamento do sistema estrutural base. Importa salientar que quanto maior é a altura do aterro, maior é a carga transmitida e suportada pelo sistema de reforço e pelo solo de fundação, o que provoca alterações no seu comportamento.

Para além do problema base (A_0), com 2,6 m de altura do aterro, considerou-se, no âmbito do estudo, as seguintes alterações de alturas (A_1 , A_2) representadas no Quadro seguinte:

Quadro 5.2 - Altura do Aterro

A_0	A_1	A_2
2,6	3,6	4,6

5.2.2. DESLOCAMENTOS

Mostra-se na Fig. 5.2 os assentamentos no plano da base da PTC em betão armado, no final da consolidação, para as diferentes alturas de aterro consideradas.

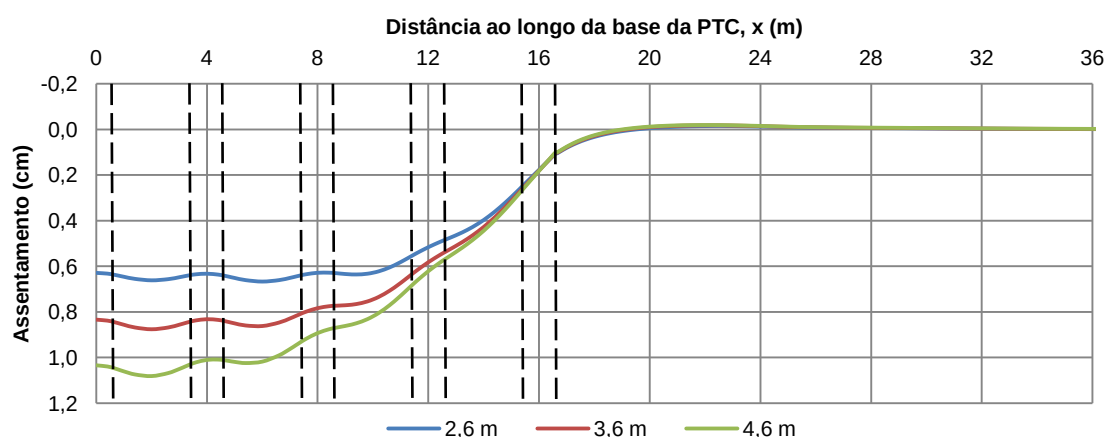


Fig. 5.2 - Assentamento no plano da base da PTC em betão armado ($z=0$ m), no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

Verifica-se, como expectável, com o aumento da altura do aterro, que os assentamentos crescem com o aumento da carga solicitada à estrutura. Consta-se uma variação de assentamento, a meio da coluna 1, compreendida entre 0,63 cm (caso A_0) e 1,03 cm (caso A_2). Já no solo mole a variação do assentamento a meio da zona 1, encontra-se compreendida entre 0,66 cm (caso A_0) e 1,08 cm (caso A_2), averiguando assim uma variação superior ao da coluna. Com o aumento da altura do aterro, também o assentamento diferencial entre o solo mole e a coluna de jet grout aumenta, o que se justifica, naturalmente pelo aumento de carga na PTC provocando uma maior flecha nesta.

Apresenta-se na Fig. 5.3 a evolução do assentamento máximo no solo mole na base da PTC ($z=0$ m), ao longo do tempo, para diferentes alturas de aterro consideradas.

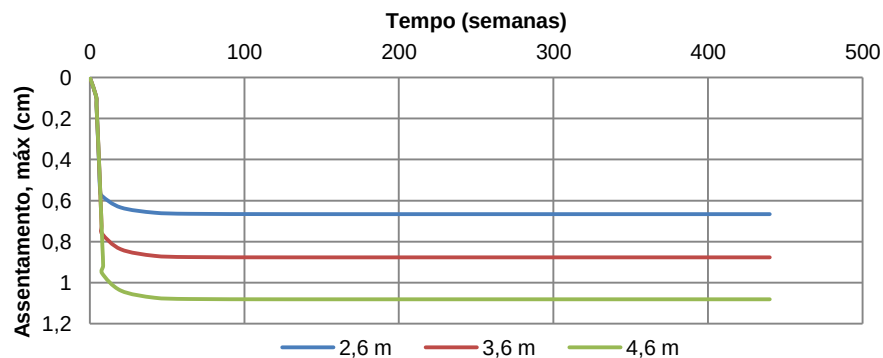


Fig. 5.3 - Evolução temporal do assentamento máximo no solo mole, na profundidade $z=0$ m, para diferentes alturas de aterro

Nota-se na figura anterior uma evolução temporal de comportamento idêntico para os três casos estudados, contudo diferenciada na grandeza do assentamento que no final da consolidação toma um valor máximo de 1,08 cm no caso A_2 . No entanto com um aumento de 2 m de aterro, problema base, o assentamento máximo cresce apenas 0,41 cm, o que comprova a eficácia desta solução de reforço em termos de assentamentos.

A Fig. 5.4 mostra os deslocamentos horizontais desenvolvidos o meio da coluna 5 para os três casos em análise no final da construção, onde são máximos.

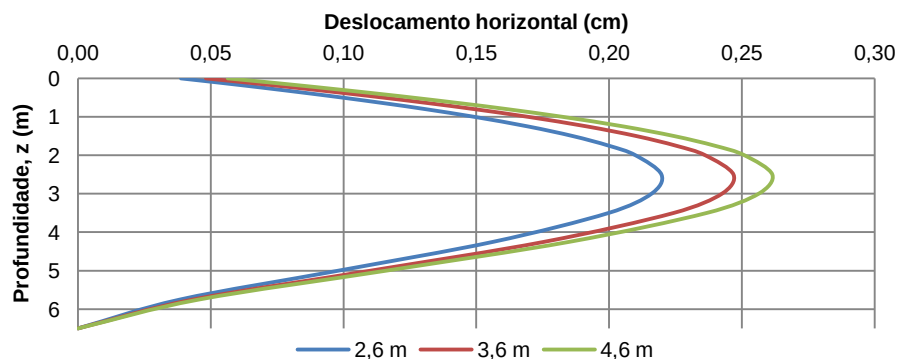


Fig. 5.4 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5, em profundidade, no final da construção, para diferentes alturas de aterro

Evidencia-se, com o aumento da altura do aterro, um pequeno aumento nos deslocamentos horizontais na coluna 5, apresentando um acréscimo, no deslocamento máximo, de apenas 0,041 cm quando a altura do aterro cresce 2 m em relação ao problema base. Acrescenta-se que o deslocamento horizontal tem maior acréscimo quando se aumenta 1 m de altura ao problema base (caso A_0), com acréscimo de 0,027 cm, do que no aumento de 1 m de altura (de 3 para 4 m de aterro), com acréscimo de 0,014. Esta pequena diferença de acréscimo dá-se sobretudo devido, mesmo com o mesmo aumento de altura do aterro, ao menor acréscimo de carga aplicada ao sistema estrutural, no caso A_2 em relação ao caso A_1 , na sequência da construção do talude do aterro, que assim diminui os incrementos de tensão de desvio.

5.2.3. MOMENTOS FLECTORES

Ilustram-se nas Fig.s 5.5 e 5.6 o resultado do momento flector na coluna 5, no fim da construção e da consolidação, para as alturas em estudo.

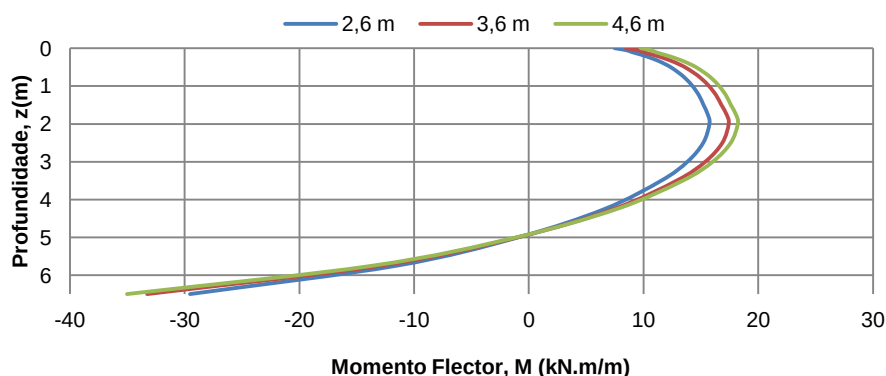


Fig. 5.5 - Momento flector na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da construção, para diferentes alturas de aterro

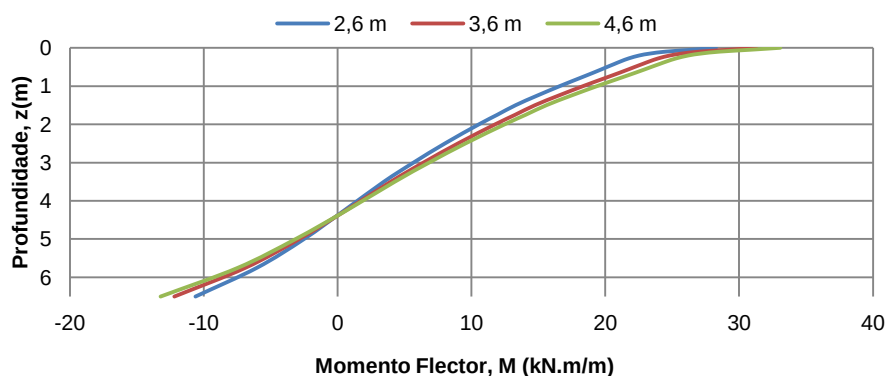


Fig. 5.6 - Momento flector na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

Na análise das figuras anteriores constata-se, com o aumento da altura do aterro, um aumento ligeiro dos momentos flectores, justificada pelo aumento de carga. Destaca-se, de novo, o ligeiro aumento máximo de apenas 2,5 kN.m/m com o aumento de 2 m de altura do aterro à profundidade $z=2$ m no final da construção.

Percebe-se assim, o baixo impacto que este parâmetro tem nos esforços de flexão na coluna mais lateral, comprovando também neste aspecto, o bom comportamento do sistema de reforço.

De seguida analisa-se na Fig. 5.7 os momentos flectores na PTC em betão armado, no final da consolidação, onde são maiores, para os diferentes casos.

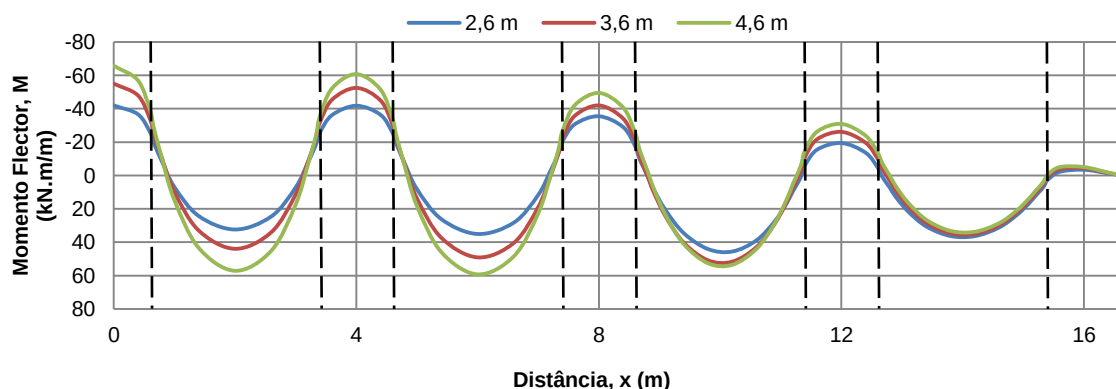


Fig. 5.7 - Momentos flectores na PTC em betão armado, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

Pela análise da figura anterior observa-se, como seria de esperar, o aumento do momento flector à medida que aumenta a carga que solicita o sistema estrutural (materializado pela altura do aterro). No entanto, em termos qualitativos, o aumento da altura do aterro não altera em muito o tipo de diagrama obtido, bastante próximo do de uma laje contínua de vários vãos.

5.2.4. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

O coeficiente de eficácia do sistema de reforço, f , composto pelas colunas de jet grout e PTC em betão armado, definida pela expressão 4.8, avalia a percentagem de carga total que é transmitida para as colunas. Na Fig. 5.8 apresentam-se os resultados de f para as diferentes alturas de aterro.

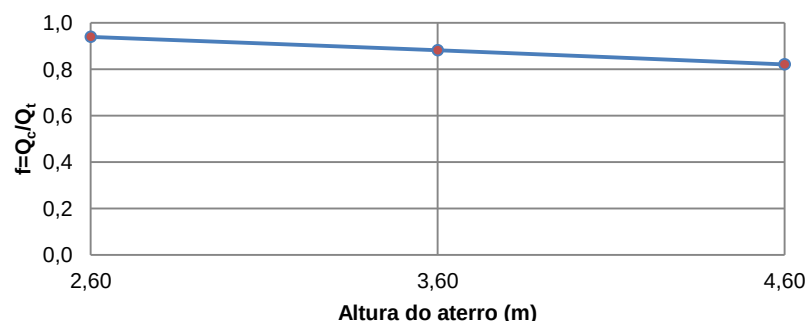


Fig. 5.8 - Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

Com o aumento da altura do aterro, presencia-se a diminuição do coeficiente de eficácia, reduzindo de 0,94 para 0,82 com o aumento de 2 m de altura do aterro (de 2 m para 4 m de aterro). A diminuição de f com a altura do aterro é justificada essencialmente pela geometria do problema, sendo a carga aplicada na PTC menos uniforme (devido ao talude) à medida que se aumenta a altura do aterro, tornando o sistema de reforço menos eficaz.

5.2.5. NÍVEIS DE TENSÃO

Nas Fig. 5.9 e 5.10 apresentam-se os níveis de tensão mobilizados, respectivamente, no final da construção e no final da consolidação, para as alturas de aterro consideradas.

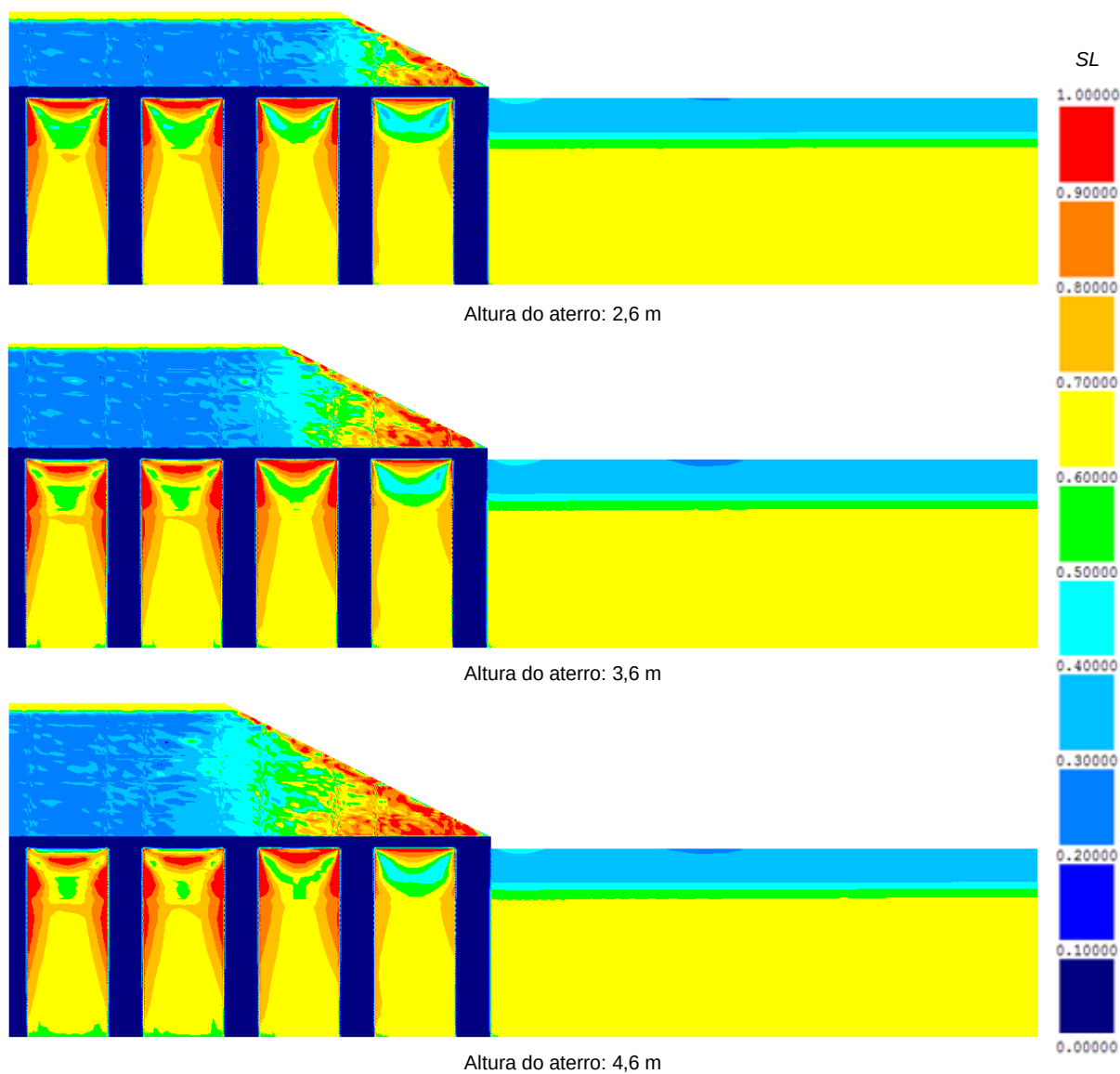


Fig. 5.9 - Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes alturas de aterro

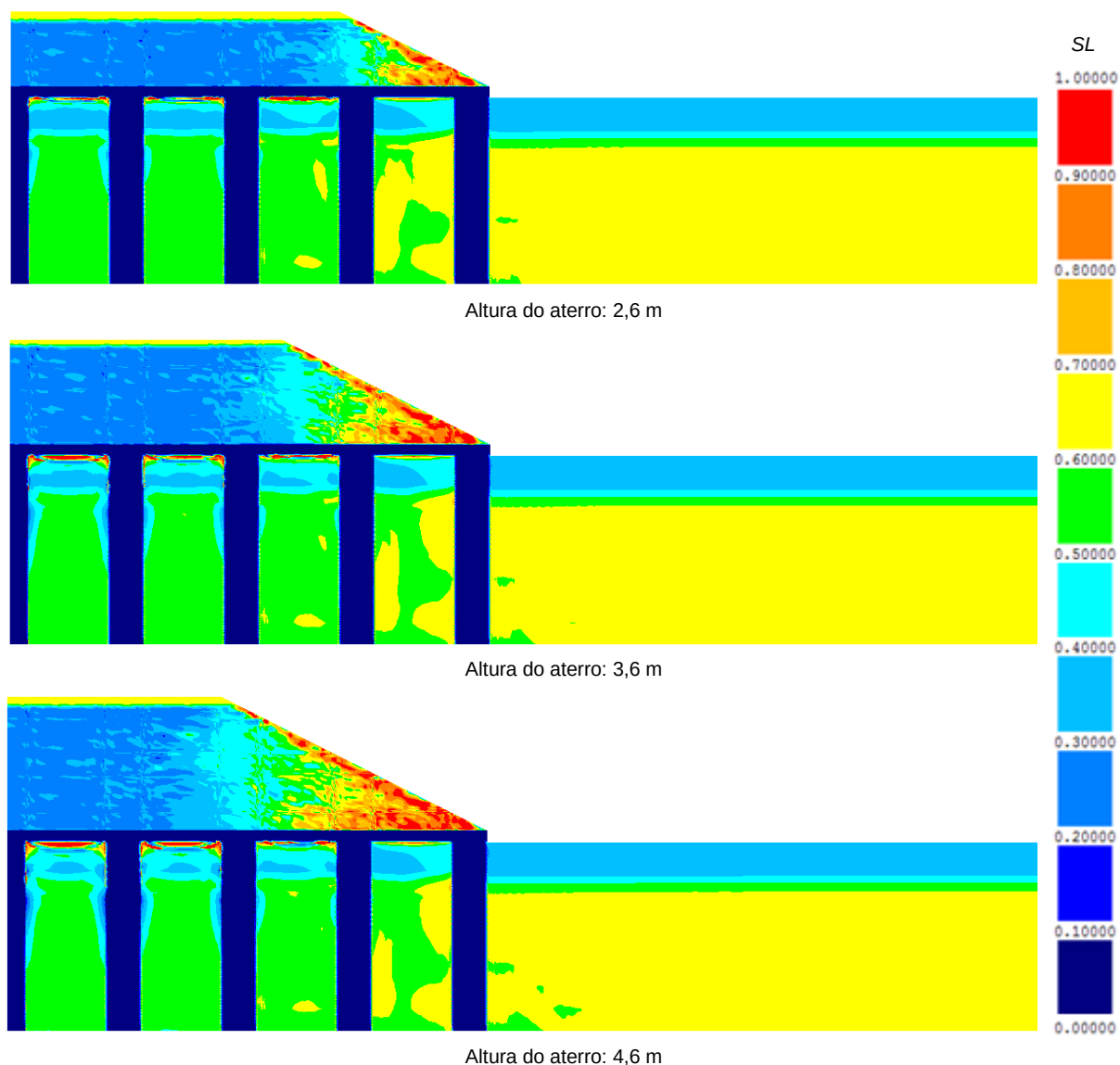


Fig. 5.10 - Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes alturas de aterro

Pela análise das figuras, e uma vez que se dá o aumento da altura do aterro e consequentemente a carga ao sistema estrutural, visualiza-se um ligeiro acréscimo dos níveis de tensão no solo mole. Verifica-se também no aterro o acréscimo dos níveis de tensão na base do talude na sequência do aumento das tensões de desvio nessa zona, proveniente do aumento de altura do aterro.

5.2.6. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA

Na Fig. 5.11 são apresentados os excessos de pressão neutra no final do processo construtivo, onde são máximos, para as diferentes alturas de aterro.

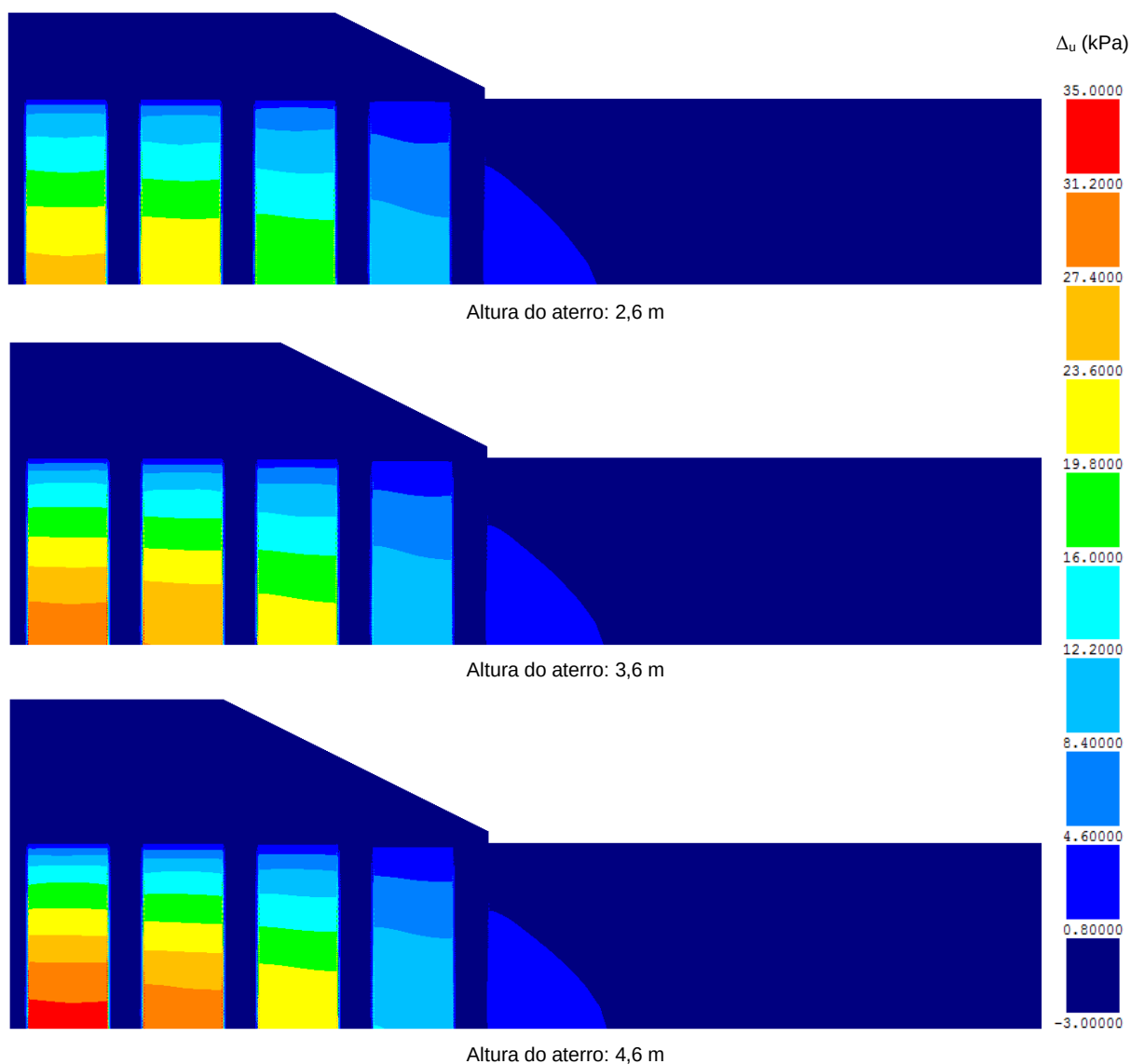


Fig. 5.11 - Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes alturas de aterro

Verificam-se, para as diferentes alturas de aterro, diferentes disposições nos excessos de pressão neutra devido, logicamente, aos diferentes valores de carga transmitidas ao solo mole. Pode-se pois observar maiores excessos de pressão neutra para a altura de aterro de 4,6 m.

5.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DAS COLUNAS

5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Analisa-se neste subcapítulo a influência do módulo de deformabilidade das colunas de jet grout no comportamento do problema. Incluindo o problema base (caso E_0), este estudo paramétrico é compreendido por quatro casos. No Quadro 5.3 apresenta-se o módulo de deformabilidade atribuído às colunas para os casos em estudo.

Uma vez que o reforço de solos moles sobre aterros pode ser realizado com colunas de diversos materiais, achou-se pertinente analisar o comportamento do sistema estrutural também para valores de módulos de deformabilidade bastante elevados, estabelecendo valores na ordem de grandeza dos que caracteriza não só o jet grout mas também colunas de betão ou betão armado.

Quadro 5.3 - Módulo de deformabilidade das colunas

E_0	E_1	E_2	E_3
200	500	1500	15000

5.3.2. DESLOCAMENTOS

Na Fig. 5.12 representam-se os assentamentos na base da PTC em betão armado, no final da consolidação (onde são máximos), para diferentes módulos de deformabilidade das colunas.

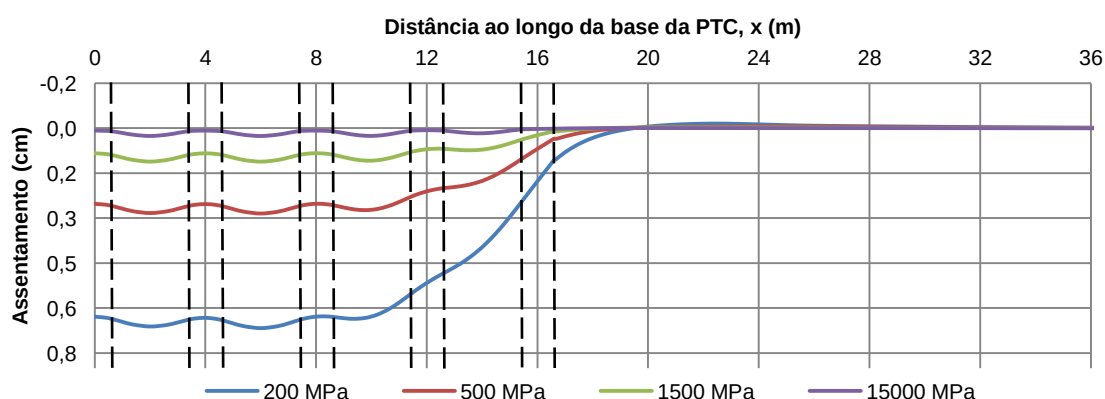


Fig. 5.12 - Assentamento ao longo da base da PTC em betão armado ($z=0$ m), no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas

A figura anterior permite sublinhar, como aspecto mais relevante, que nos assentamentos, que nas colunas, quer no solo mole, como seria expectável, à medida que se aumenta o valor do módulo de deformabilidade, das colunas. Constatando, relativamente a meio da coluna 1, um assentamento máximo de 0,63 cm (no caso E_0) e um mínimo de 0,01 cm (no caso E_3), considerando-se assim praticamente nulos os assentamentos para $E=15000$ MPa. Apesar de se lidar com assentamentos muito baixos em todos os casos deste parâmetro (<1 cm). Evidencia-se, a redução mais acentuada na passagem de $E=200$ MPa para $E=500$ MPa do que propriamente para valores do módulo de deformabilidade superiores.

Quanto ao solo mole destaca-se, com o aumento do valor do módulo de deformabilidade, a diminuição ligeira do assentamento diferencial entre o solo e as colunas, obtendo-se entre a coluna 1 e o solo da zona 1 o valor máximo de 0,032 cm no caso E_0 e 0,018 cm no caso E_3 .

Tendo por base a diminuição dos assentamentos com o aumento do módulo de elasticidade, assinalou-se também a diminuição dos assentamentos negativos na zona não carregada que advêm, assim, da diminuição dos incrementos de tensão de desvio provocada pela diminuição de carga transmitida ao solo.

Na Fig. 5.13 encontra-se apresentada a evolução do assentamento máximo no solo mole na base da PTC ($z=0$ m), ao longo do tempo, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas.

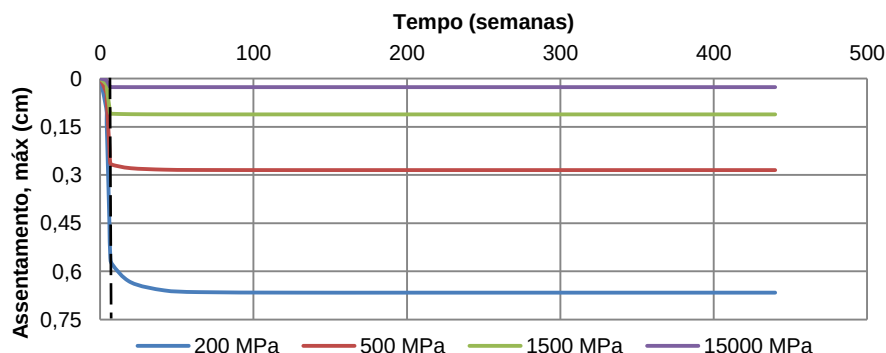


Fig. 5.13 - Evolução temporal do assentamento máximo no solo mole, na base da PTC ($z=0$ m), para diferentes módulos de deformabilidade das colunas

Destaca-se claramente na imagem anterior, na fase pós-construção (após tracejado), a diminuição do tempo de consolidação com o aumento do módulo de deformabilidade. Este comportamento explica-se tendo em conta a diminuição de transferência de tensões por parte da PTC ao solo, que resulta da diminuição dos assentamentos da PTC por consequência do aumento do módulo de deformabilidade das colunas. Salienta-se que a maior parte da consolidação desenvolve-se na fase construtiva como evidenciado pela maior parte dos assentamentos a se desenvolverem nessa fase. Quanto aos assentamentos, destaca-se o assentamento máximo de apenas 0,026 cm no caso E_3 .

De seguida na Fig. 5.14 mostra-se os deslocamentos horizontais a meio da coluna 5 para os casos analisados, no final da construção, onde são máximos.

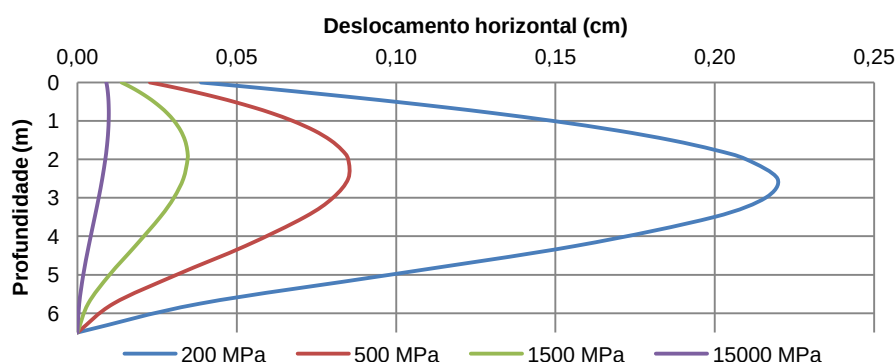


Fig. 5.14 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5, em profundidade, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas

Como era de esperar, os deslocamentos horizontais diminuem com o aumento do módulo de deformabilidade, justificado pelo menor incremento de tensão de desvio no solo mole e pela maior rigidez das colunas. Como se evidenciou anteriormente, os deslocamentos diminuem mais quando se passa de $E=200$ para $E=500$ MPa, com uma diminuição de valor máximo de 0,14 cm, do que para

valores mais elevados de E . Destaca-se, para $E=15000$ MPa, o muito baixo deslocamento horizontal máximo de apenas 0,01 cm.

5.3.3. MOMENTOS FLECTORES

Apresenta-se nas Fig.s 5.15 e 5.16 o resultado do momento flector na coluna5, no final da construção e no final da consolidação, para os diferentes módulos de deformabilidade da coluna.

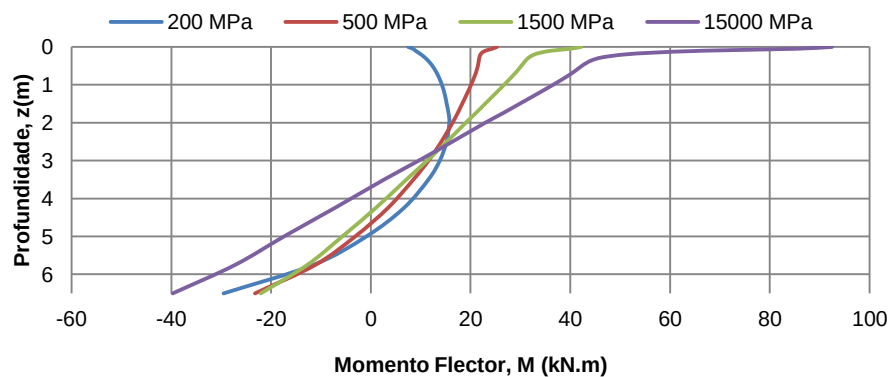


Fig. 5.15 - Momento flector na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da construção, para diferentes módulos de deformabilidade da coluna

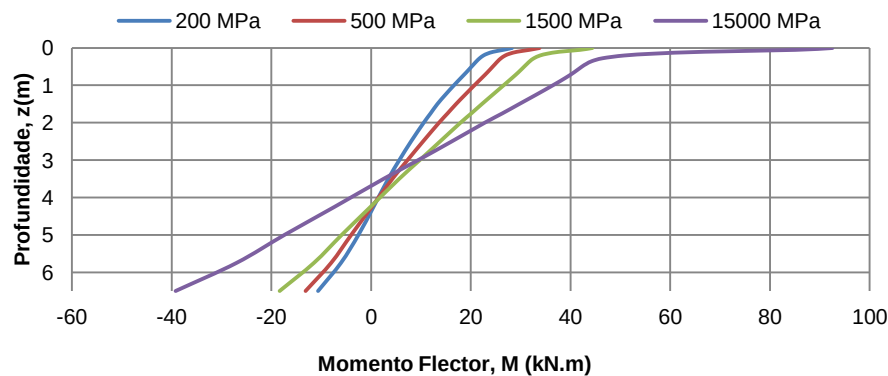


Fig. 5.16 - Momento flector na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade da coluna

Pela observação dos diagramas anteriores, começa-se por destacar as diferenças encontradas entre os resultados no final da construção e no final da consolidação. Para $E=200$ MPa existem diferenças entre estes resultados, enquanto para as outras situações elas tendem a não existir (diminui a diferença à medida que E aumenta). Este comportamento é justificado pela menor duração no processo de consolidação, para valores de E superiores, estando a consolidação praticamente concluída no final da construção.

Quanto à grandeza dos momentos, ela aumenta com o módulo de deformabilidade das colunas, como seria de esperar. Quanto mais rígidas são as colunas maior é o impedimento que provocam os deslocamentos horizontais do solo, sofrendo por isso maiores acções laterais (e, consequente, maiores momentos flectores).

Agora, analise-se na Fig. 5.17 os momentos flectores na PTC em betão armado, no final da consolidação estes são maiores, para diferentes módulos de deformabilidade nas colunas.

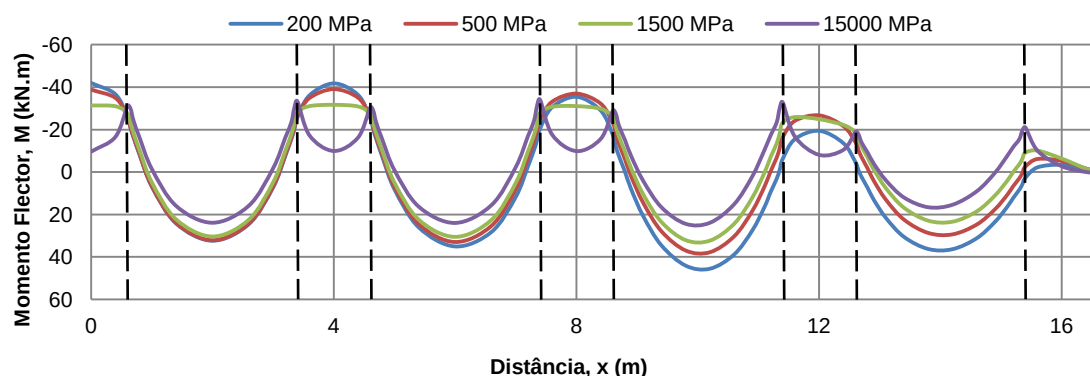


Fig. 5.17 - Momentos flectores na PTC em betão armado, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas

Pela observação da figura anterior verifica-se a diminuição dos momentos flectores positivos à medida que E aumenta. Regista-se, para o valor de $E=15000$ MPa a alteração de forma no diagrama de momentos flectores negativos, na ligação as colunas. Esta alteração dá-se pela maior rigidez da coluna, que provoca uma concentração de tensões e correspondentemente uma translação do valor máximo de momentos negativos para o alinhamento da interface da coluna.

5.3.4. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

A Fig. 5.18 mostra os coeficientes de eficácia do sistema de reforço para os diferentes módulos de deformabilidade das colunas.

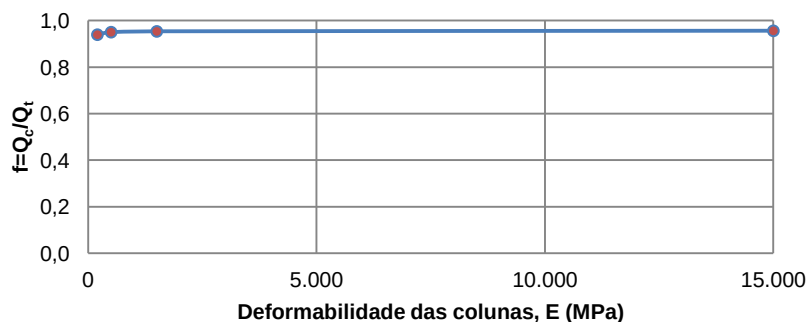


Fig. 5.18 - Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas

Presencia-se na figura anterior, com o aumento de E , o aumento ligeiro (quase nulo) do coeficiente de eficácia, com uma diferença de apenas 0,015 entre E de 200 e 15000 MPa.

5.3.5. NÍVEIS DE TENSÃO

Apresenta-se nas Fig.s 5.19 e 5.20 os níveis de tensão mobilizados, respectivamente, no final da construção e da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas.

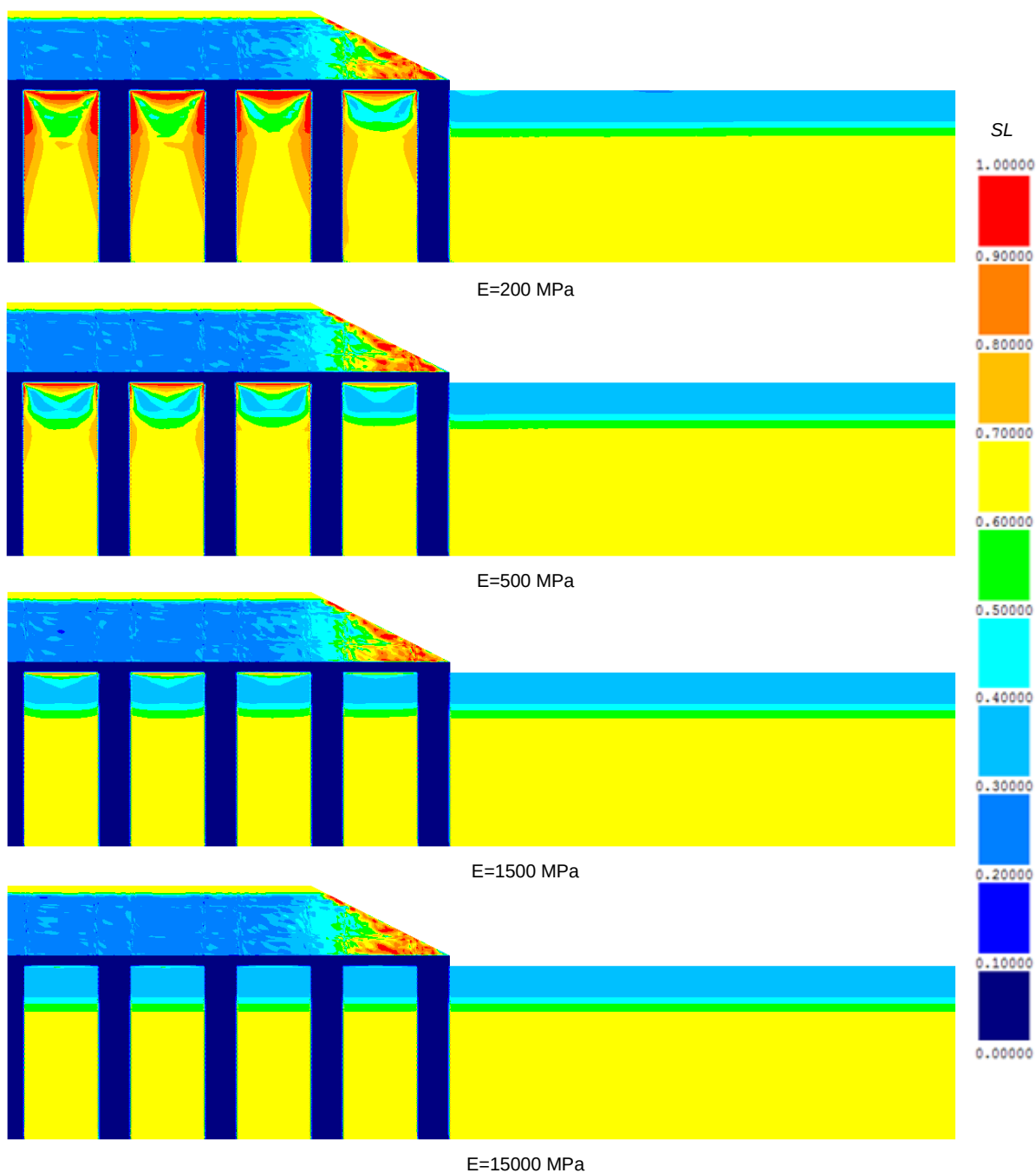


Fig. 5.19 - Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas

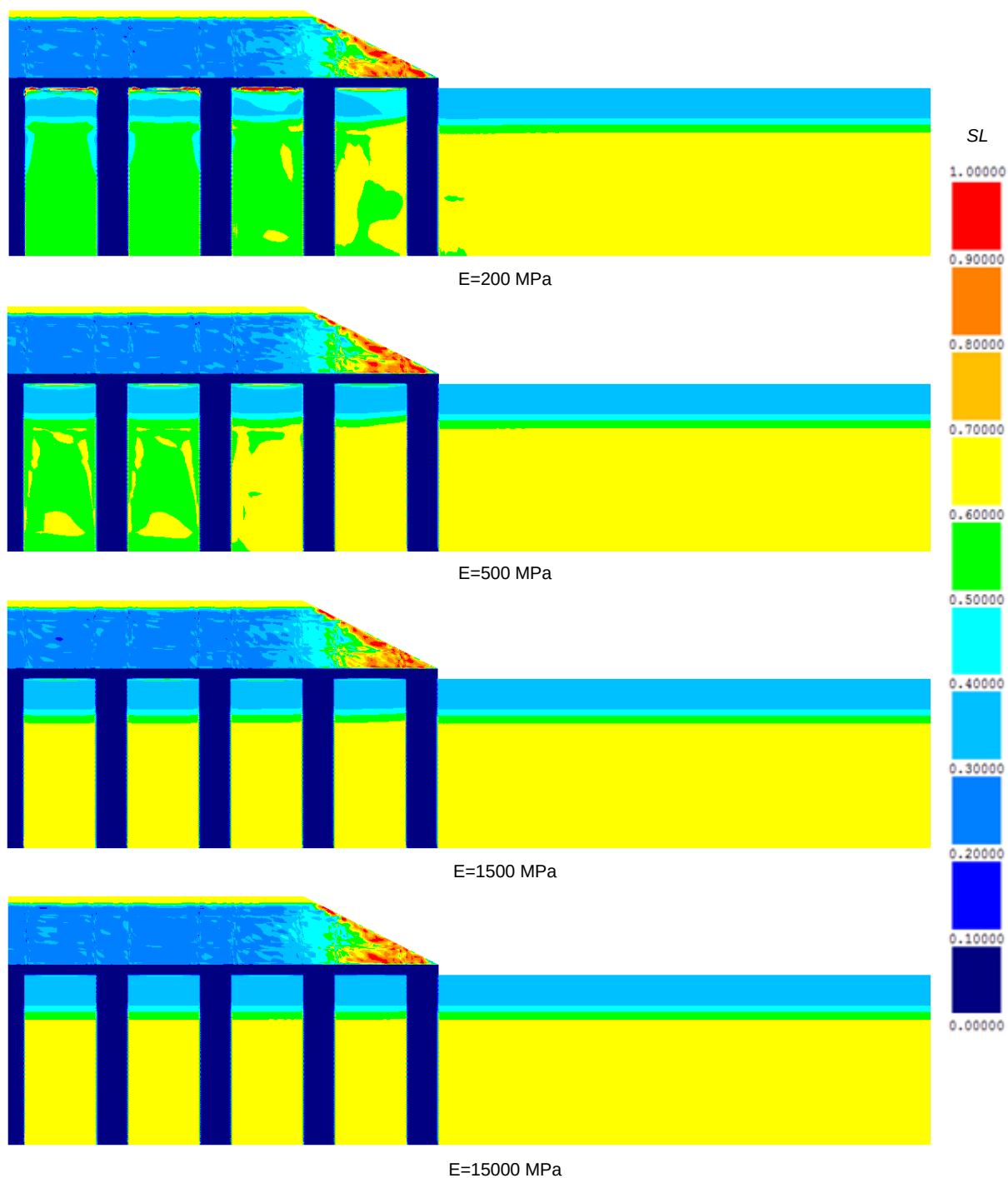


Fig. 5.20 - Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas

Verifica-se na análise das figuras anteriores a diminuição dos níveis de tensão com o aumento de E das colunas. Este comportamento é expectável, pela diminuição dos deslocamentos da PTC quando aumenta o módulo de deformabilidade das colunas como atrás se analisou.

De realçar ainda que para E elevados (nos casos E_2 e E_3) a construção do aterro não introduz praticante alterações significativas nos níveis de tensão do solo mole.

5.3.6. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA

Na Fig. 5.21 são apresentados os excessos de pressão neutra para o final do processo construtivo, onde são máximos, para os diferentes módulos de deformabilidade das colunas.

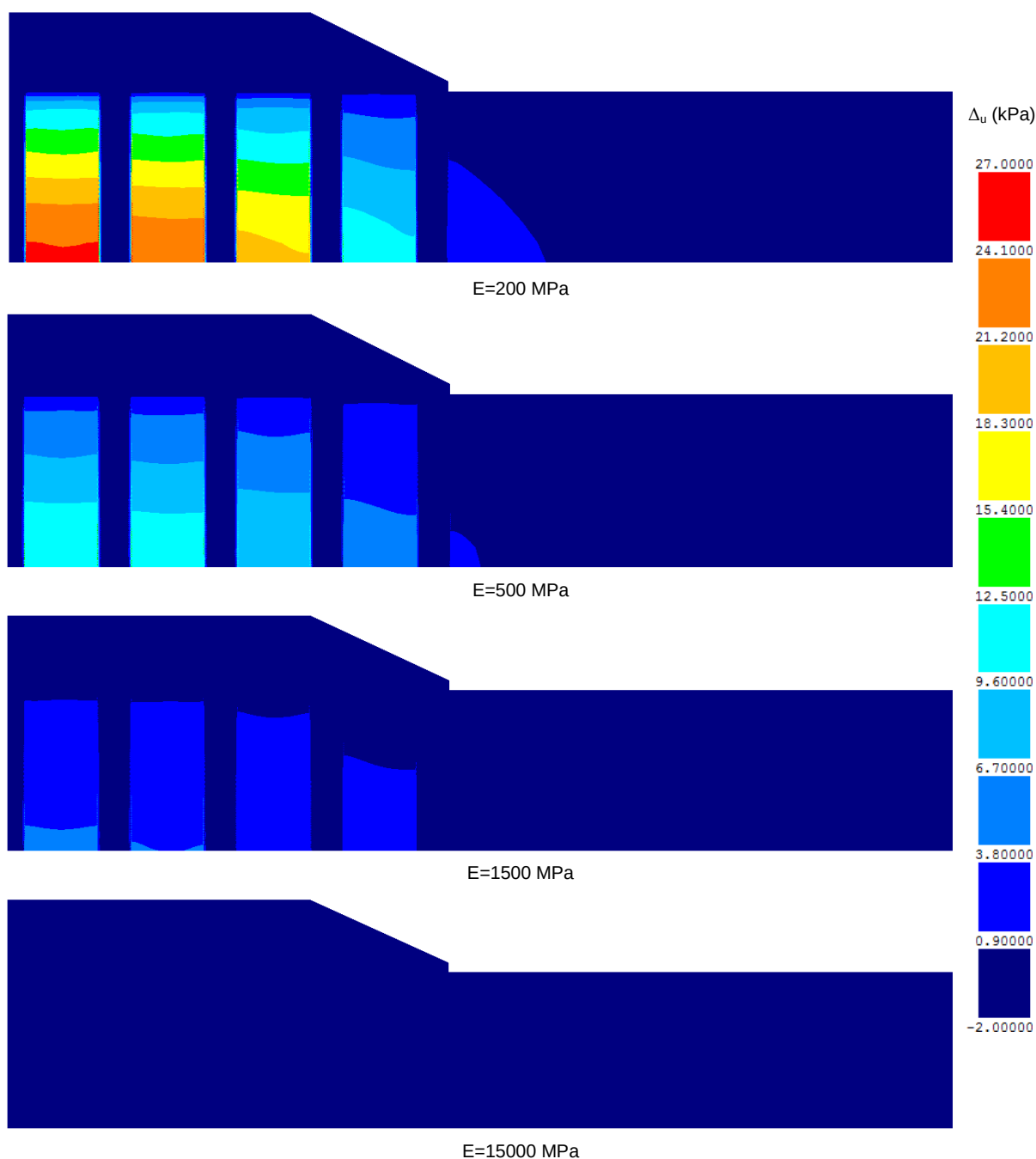


Fig. 5.21 - Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes módulos de deformabilidade das colunas

Verifica-se, como esperado, que quando as colunas são mais deformáveis, apresentando E inferiores, se observa excessos de pressão mais elevados, podendo-se, assim, observar maiores excessos de pressão neutra para $E=200 \text{ MPa}$. Salienta-se, como se presenciou para outros resultados, os valores do excesso de pressão neutra muito baixos nos casos E_2 e E_3 , em que as colunas tem valores de E mais elevados.

5.4. INFLUÊNCIA DA DISPOSIÇÃO DAS COLUNAS

5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O parâmetro da disposição das colunas e, consequentemente, a área de influência de carga, é um dos parâmetros com maior influência no comportamento do sistema estrutural, resultante de maior carga a ser suportada pelas colunas e solo mole quando a sua área de influência cresce.

No problema base foi considerado uma disposição com fiadas de colunas secantes longitudinalmente e espaçadas, transversalmente, de 4 m. Quanto às distribuições das colunas para os outros 2 casos, como mostrado anteriormente na Fig. 5.1, foi considerado para D_1 um padrão alternado (em fiadas de colunas secantes e isoladas de 4 em 4 m) e para D_2 um padrão quadrangular (isoladas de 4 em 4 m nas duas direcções).

Nota-se que todos os casos foram modelados em estado plano de deformação, adoptando-se para as colunas um módulo de deformabilidade equivalente, calculado pela expressão 5.1, como explicado na secção 5.1.

5.4.2. DESLOCAMENTOS

Na Fig. 5.22 representa-se o assentamento ao longo da base da PTC em betão armado, no final da consolidação (onde são máximos), para as diferentes disposições das colunas.

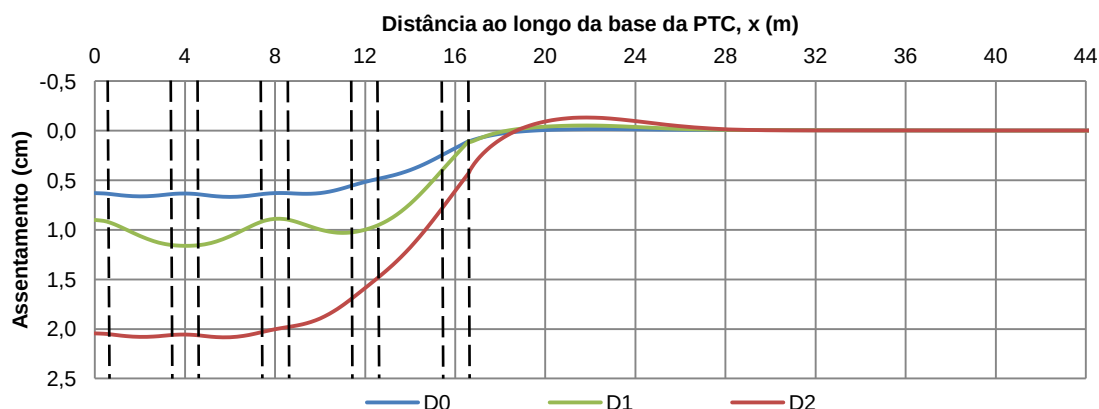


Fig. 5.22 - Assentamento ao longo da base da PTC em betão armado ($z=0$ m), no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas

Verifica-se na figura anterior que os assentamentos crescem à medida que diminui a área total de colunas proporcionando o aumento de tensão nas colunas e da carga transmitida ao solo mole.

Assim, destaque-se o assentamento máximo atingido para D_0 de 0,67 cm e para D_2 de 2,08 cm, que permite perceber que o assentamento em D_0 representa cerca de 0,32% do assentamento em D_2 .

Para D_1 , evidencia-se o desenvolvimento “irregular” ao longo do eixo de x. Este comportamento é entendido pela disposição alternada, que deste modo diferencia bastante os assentamentos criados nas colunas em fiadas secantes (menores assentamentos) dos nas colunas isoladas (maiores assentamentos). Verifica-se entre a coluna 1 e 2 um assentamento diferencial máximo de 0,26 cm.

Tendo por base o aumento dos assentamentos com a diminuição de área total de colunas, assinala-se também o aumento dos assentamentos negativos na zona não carregada que advêm, do aumento dos incrementos de tensão de desvio provocada pelo aumento de carga transmitido ao solo.

Na Fig. 5.23 encontra-se apresentada a evolução do assentamento máximo no solo mole na base da PTC ($z=0$ m), ao longo do tempo, para os diferentes casos.

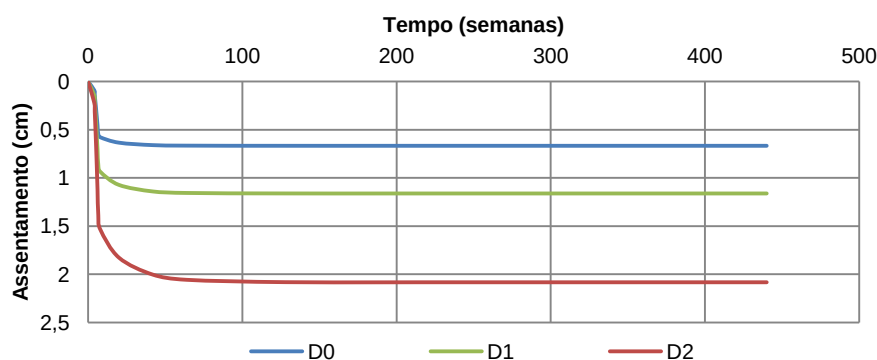


Fig. 5.23 - Evolução temporal do assentamento máximo no solo mole, na profundidade $z=0$ m, para diferentes disposições de colunas

Destaca-se claramente na imagem anterior, na fase pós-construção (após tracejado), o aumento do tempo de consolidação com a diminuição de área total de colunas. Este comportamento explica-se tendo em conta a maior transferência de tensões por parte do sistema ao solo.

De seguida na Fig. 5.24 mostra-se os deslocamentos horizontais a meio da coluna 5 para os casos em análise no final da construção, onde são máximos.

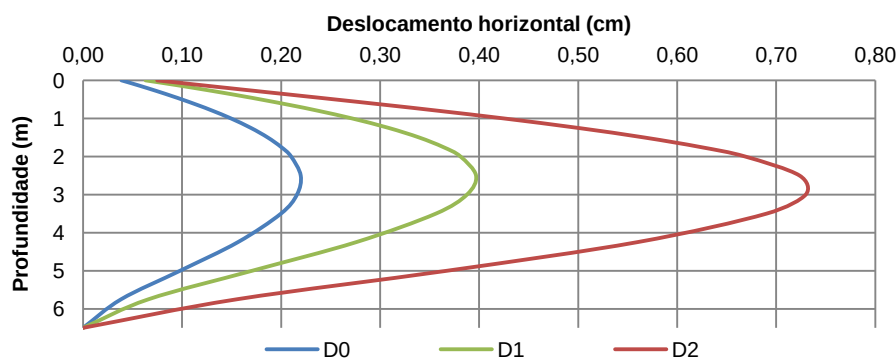


Fig. 5.24 - Deslocamentos horizontais a meio da coluna 5, em profundidade, no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas

Como era de esperar, os deslocamentos horizontais aumentam com a diminuição de área de colunas, justificado pelo maior incremento de tensão de desvio e a menor rigidez do conjunto das colunas.

5.4.3. MOMENTOS FLECTORES

Apresenta-se nas Fig.s 5.25 e 5.26 os momentos flectores na coluna 5, no final da construção e da consolidação, para as diferentes disposições.

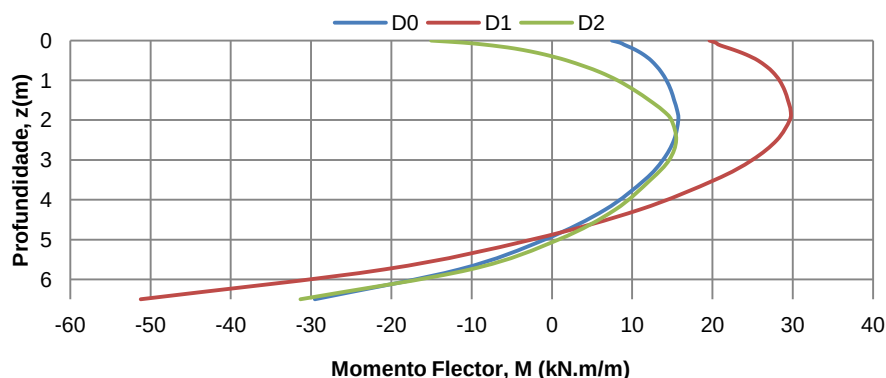


Fig. 5.25 - Momentos flectores na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da construção, para diferentes disposições de colunas

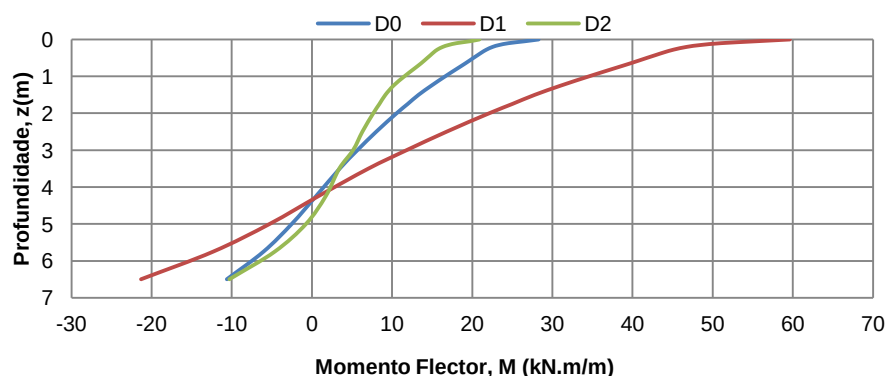


Fig. 5.26 - Momentos flectores na coluna de jet grout 5, em profundidade, no final da consolidação, diferentes disposições de colunas

Na observação dos diagramas anteriores, começo por destacar as diferenças encontradas nos resultados no final da construção e consolidação. Como já se referenciou no capítulo 4, esta diferença é promovida pelas diferenças de tensões horizontais nas superfícies da coluna 5 no final dos instantes em questão, ou seja, no final da construção predominam as tensões horizontais na face esquerda, apresentando deste forma o desenvolvimento dos momentos flectores presentes na Fig. 5.25, e no final da consolidação, com a diminuição de volume do solo devido à dissipação de água (mais intensa no solo superior, junto a fronteira drenante), presencia-se o aumento das tensões horizontais na superfície direita na parte superior da coluna (mantendo-se superior na parte inferior da coluna na face esquerda), apresentando assim o desenvolvimento dos momentos flectores presentes na Fig. 5.26.

Quanto aos valores obtidos criados, constata-se em D_1 os máximos momentos flectores negativos e positivos, que se avalia, não só pelas maiores tensões de desvio em relação aos criados para o problema base (D_0), mas também pela presença da mesma rigidez da coluna do problema base (fiada de colunas secantes), diferenciando assim do problema base com maior “absorção” de tensões mas também com maior deslocamento horizontal por parte da coluna. Verificando-se deste jeito o valor de

51,2 kN.m/m para o momento máximo negativo, no fim da construção, e o valor de 59,6 kN.m/m para o momento máximo positivo, no final da consolidação.

Já para D_2 presencia-se um comportamento de momentos inferior as de D_1 ; este comportamento, apesar de conter maior tensões de desvio do que os outros casos estudados, dá-se com menor magnitude devido à baixa rigidez apresentada pela coluna isolada, deformando-se mais e não “absorvendo” assim a maior parte das tensões de desvio desenvolvidas no solo mole.

Agora, analise-se na Fig. 5.27 o momento flector na PTC em betão armado, no final da consolidação estes são maiores, para diferentes disposições de colunas.

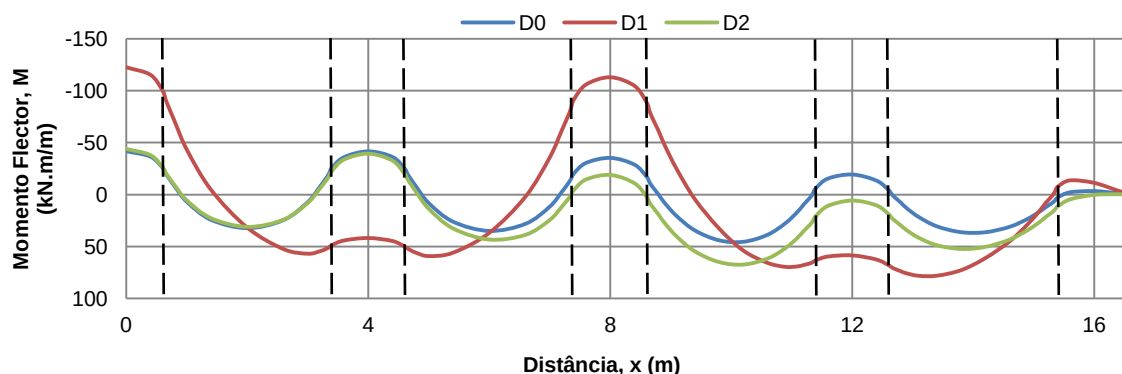


Fig. 5.27 - Momentos flectores na PTC em betão armado, em função da distância, no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas

Pela observação da figura anterior verifica-se, comparativamente entre D_0 e D_2 (onde a variação é regular), um efeito de ligeiro rebaixamento nos momentos flectores em D_2 , que assim desagrava os momentos negativos mas em contra partida agrava os momentos positivos, não sendo esta mais gravosa devido à maior tensão suportada pelo solo quando a PTC se assenta. Relativamente ao caso D_1 é evidente uma variação “irregular” provocada pela disposição alternada das colunas (assentando mais as colunas isoladas que as secantes) determinando, em relação ao problema base (caso D_0), o aumento dos momentos negativos na PTC, atingindo o máximo de 122,66 kN.m/m na ligação às colunas secantes, e dos positivos, atingindo o máximo de 78,19 kN.m/m junto à ligação das colunas isolados.

5.4.4. COEFICIENTE DE EFICÁCIA DO SISTEMA DE REFORÇO

A Fig. 5.28 mostra os coeficientes de eficácia do sistema de reforço para as diferentes disposições de colunas.

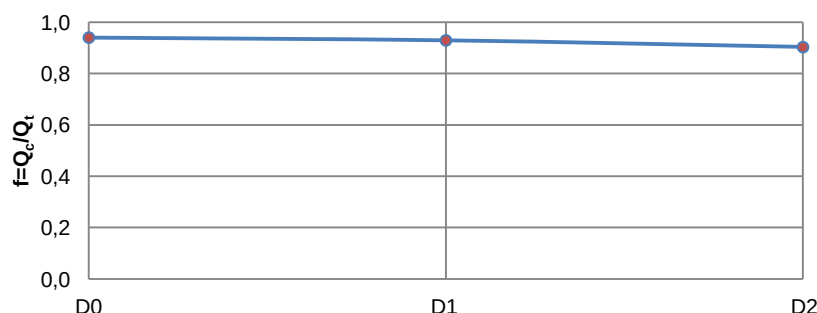


Fig. 5.28 - Coeficiente de eficácia do sistema de reforço, no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas

Presencia-se nas imagens anteriores, com o aumento da área do conjunto das colunas, também o aumento ligeiro do coeficiente de eficácia.

Uma vez que f não varia significativamente neste estudo paramétrico (variação da área total e da disposição em planta das colunas), a conclusão mais significativa a tirar é que a carga total transmitida ao conjunto de colunas nos três casos é sensivelmente a mesma, ou seja, a eficácia, em termos de transmissão de carga, é semelhante. No entanto, como se viu atrás, a eficiência em termos de redução de assentamentos é, naturalmente, menor à medida que se reduz a área do conjunto das colunas, uma vez estas, sujeitas aproximadamente à mesma carga, deformam-se mais, devido à sua menor área.

5.4.5. NÍVEIS DE TENSÃO

Apresenta-se nas Fig.s 5.29 e 5.30 os níveis de tensão, respectivamente, no final da construção e da consolidação, para diferentes disposições de colunas.

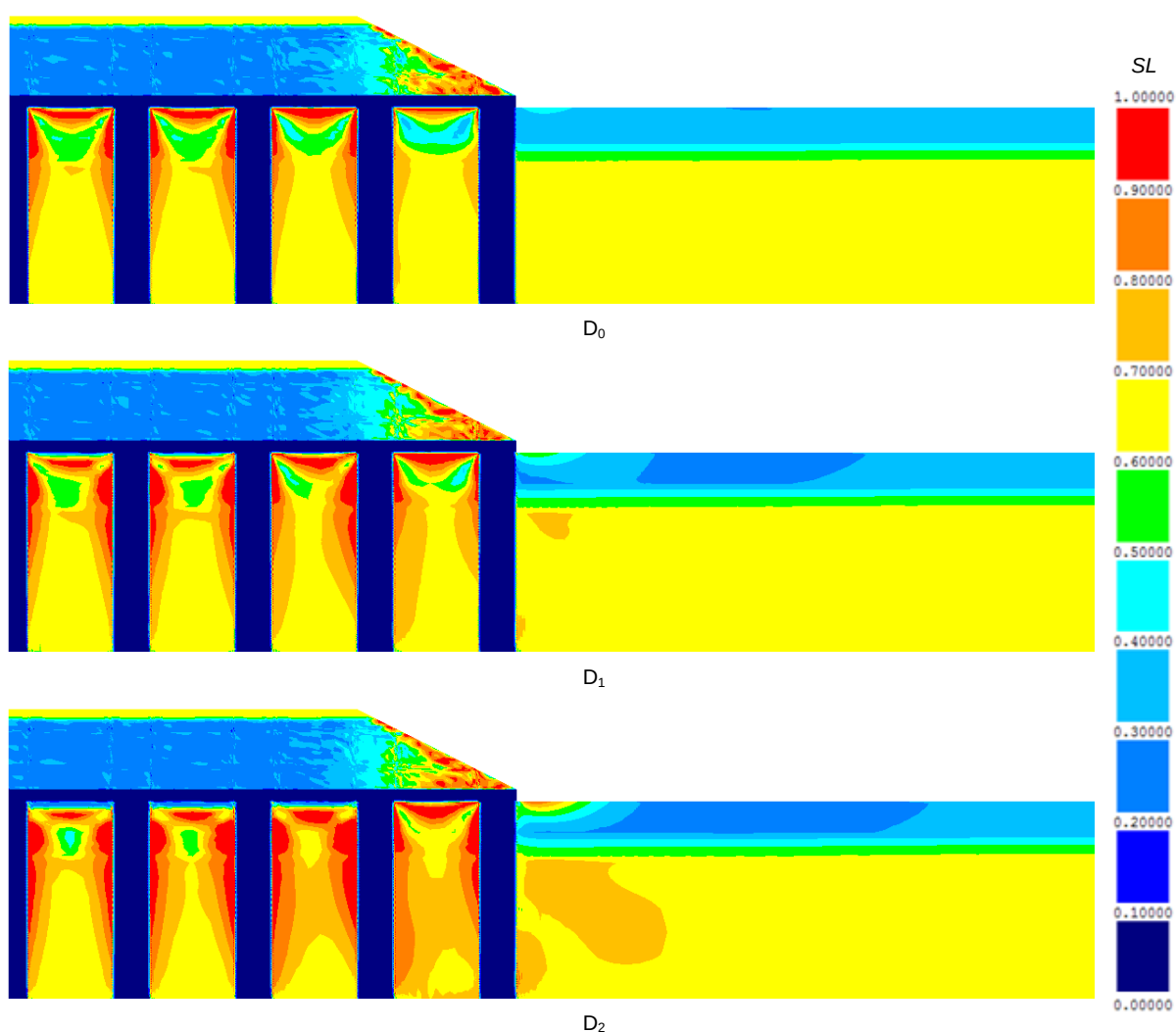


Fig. 5.29 - Níveis de tensão, no final da construção, para diferentes disposições de colunas

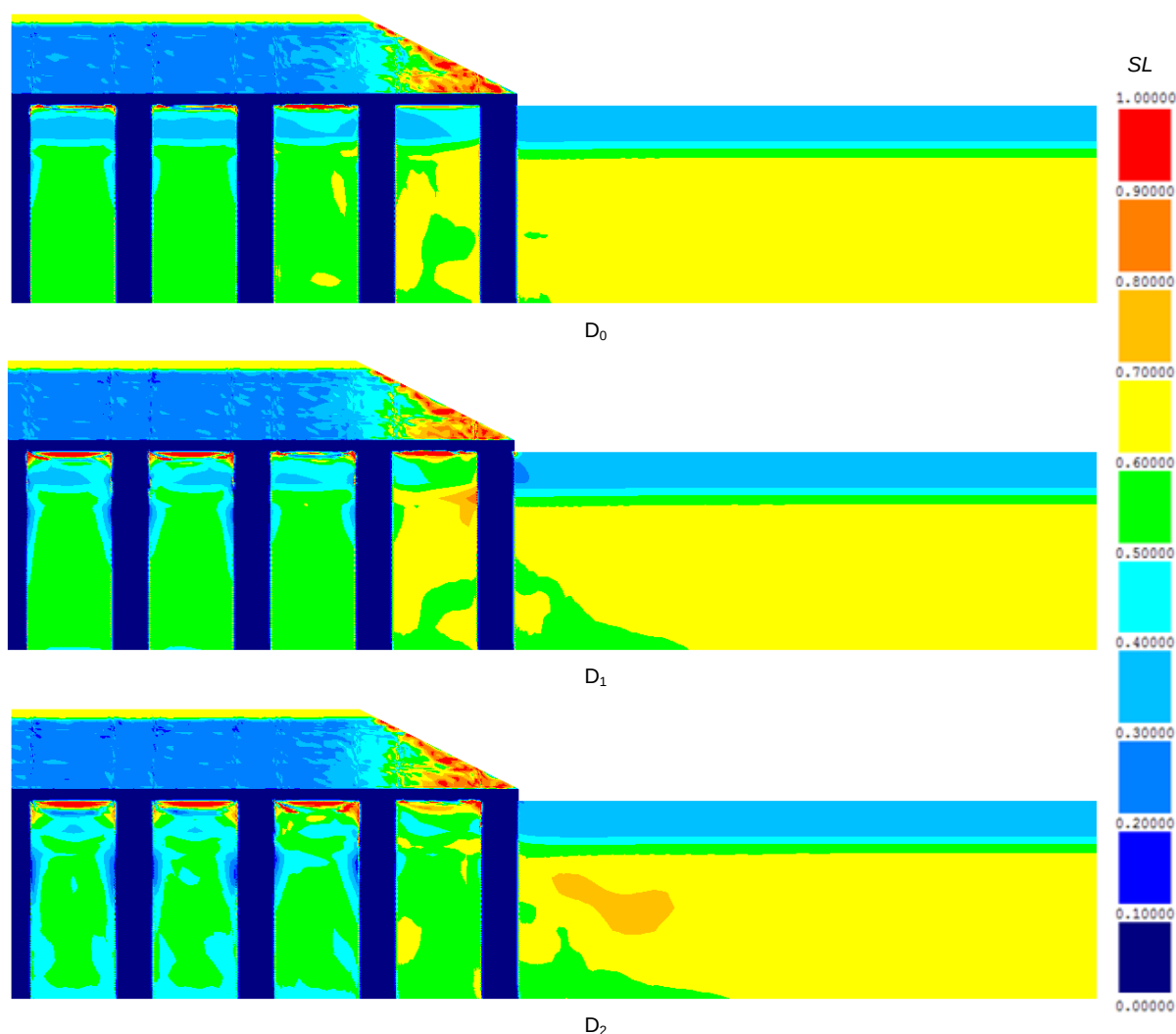


Fig. 5.30 - Níveis de tensão, no final da consolidação, para diferentes disposições de colunas

Como esperado, verifica-se que, globalmente, os níveis de tensão no solo mole aumentam com a diminuição da área do conjunto das colunas, o que se justifica pelo aumento das cargas transmitidas ao solo mole, incrementando as suas tensões de desvio e distorções.

Destaca-se também, com a diminuição da área de colunas, o aumento dos níveis de tensão das tensões de níveis na zona não carregadas do solo, logicamente proveniente do aumento das tensões de desvio.

Referencio ainda, no final da consolidação, o aumento dos níveis de tensão na superfície do solo mole a medida que a área das colunas diminui, proveniente da maior distorção do solo (como evidenciado anteriormente).

5.4.6. EXCESSOS DE PRESSÃO NEUTRA

Na Fig. 5.31 são apresentados os excessos de pressão neutra para o final do processo construtivo, onde são máximas, para as diferentes disposições de colunas.

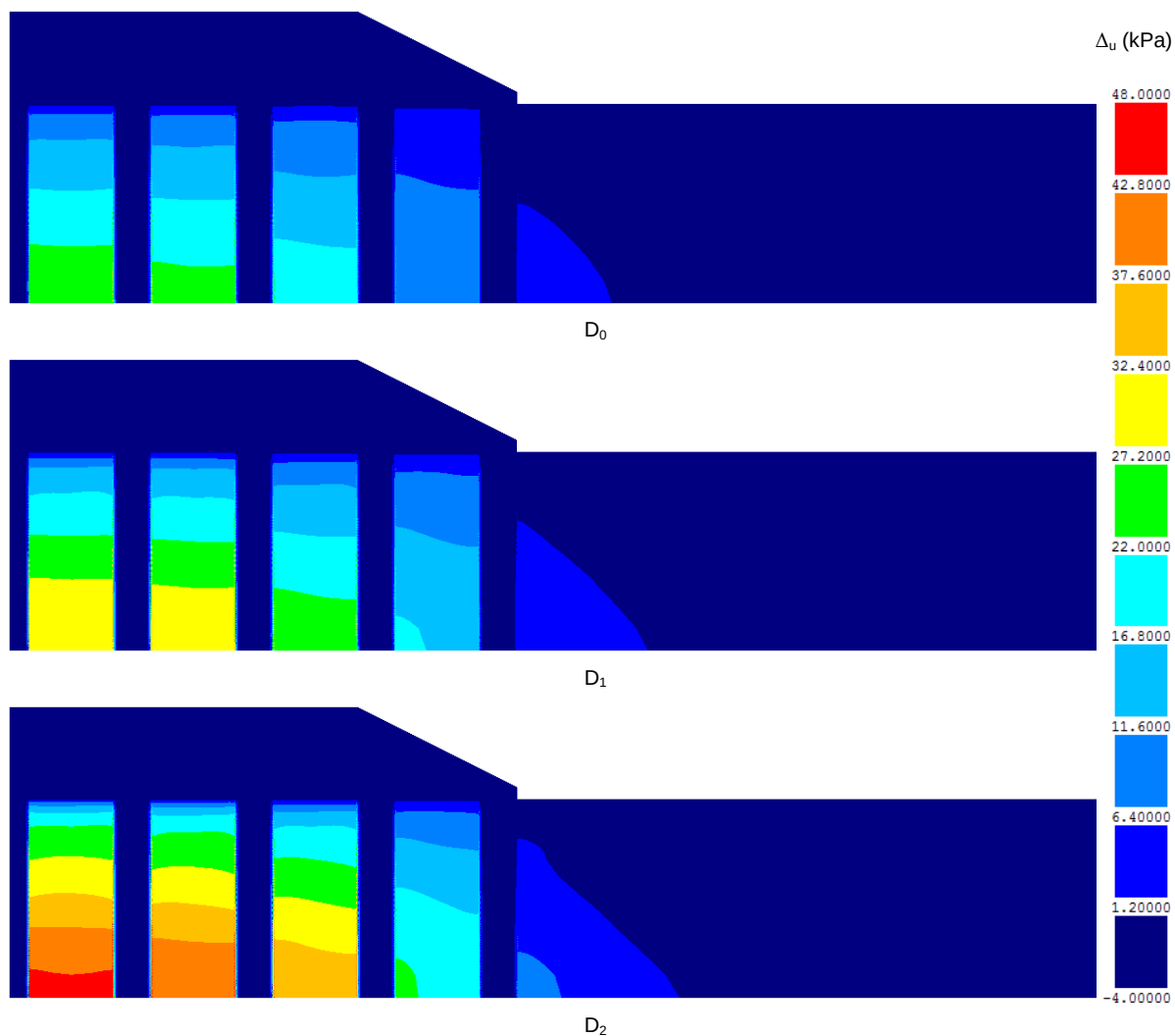


Fig. 5.31 - Excessos de pressão neutra, no final da construção, para diferentes disposições de colunas

É possível verificar na figura anterior, como expectável, que quanto menor é a rigidez do conjunto das colunas, maior são os excessos de pressão neutra no solo mole, ou seja, maior é a carga aplicada no solo mole proveniente de maiores assentamentos do sistema de reforço, como atrás já se explicou.

5.5. CONCLUSÕES

Neste presente capítulo apresentou-se variadas análises paramétricas de forma a poder compreender a influência dos parâmetros no comportamento dos aterros sobre solos moles reforçados com colunas de jet grout e PTC em betão armado.

Assim, constatou-se através dos resultados das análises numéricas que a disposição das colunas e o módulo de deformabilidade são os parâmetros que influenciam mais a resposta do sistema de reforço. Quanto que ao parâmetro correspondente à altura do aterro já se verificou uma influência menor no comportamento no sistema estrutural.

Face à influência da altura do aterro, averiguou-se que esta se manifestava sobretudo no aumento do assentamento da base da PTC, para a coluna e para o solo mole. Não provoca alterações significativas no deslocamento horizontais na coluna 5. Já nos momentos flectores da PTC em betão armado se verificou, com o aumento de carga que solicita a plataforma provocado pelo aumento do aterro, um ligeiro aumento.

Relativamente à variação do módulo de deformabilidade das colunas, com o aumento da rigidez das colunas, constata-se a redução dos assentamentos na base da laje, a diminuição dos deslocamentos horizontais da coluna 5, a diminuição do tempo de consolidação, o aumento ligeiro da eficácia do sistema de reforço e a diminuição dos níveis de tensão. Mas nota-se que estes efeitos assumem grande influência quando se compara baixos valores de E , uma vez que para valores altos aqueles efeitos já tendem a atenuar-se.

Quanto ao resultado da variação da disposição de colunas observou-se, mais uma vez, que a rigidez do conjunto das colunas tem grande interferência na deformabilidade da estrutura de reforço. Também o comportamento diferido no tempo da consolidação como os mecanismos de transferência de carga são afectados pela variação deste parâmetro.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar esta dissertação, com o qual se pretendeu contribuir para o aprofundamento da compreensão dos fenómenos associados à execução de aterros sobre solos argilosos moles reforçados com colunas de jet grout e plataformas de transferência de carga (PTC) em betão armado, entende-se ser pertinente tecer algumas sucintas considerações finais e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Num primeiro instante, foi realizada uma breve revisão bibliográfica referente a aterros sobre solos moles, assim como aos fundamentos associados à técnica de melhoramento de solos jet grout.

Recorrendo a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, foi realizada uma modelação de um problema base correspondente a um aterro sobre solos moles, reforçado por colunas de jet grout e plataforma de transferência de carga em betão armado, em estado plano de deformação, durante e após a fase de construção. O modelo numérico baseia-se numa formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento, considerando 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.

Analizou-se detalhadamente, desde o início do processo construtivo até à total dissipação dos excessos de pressão neutra, a evolução de diversas grandezas tais como as tensões efectivas e totais, os deslocamentos verticais e horizontais, os excessos de pressão neutra, os níveis de tensão, os momentos flectores na PTC e na coluna mais lateral, os esforços transversos na coluna mais lateral, o coeficiente de concentração de tensões, o coeficiente de efeito de arco e o coeficiente de eficácia do sistema de reforço.

Com intuito de aprofundar mais a compreensão do comportamento do sistema estrutural a respeito da eficácia da utilização de uma plataforma de transferência de carga em betão armado, analisou-se e comparou-se os resultados do problema base com os do mesmo problema reforçado com colunas de jet grout mas sem utilização de PTC em betão armado, isto é, considerando a transferência de carga feita pelo próprio material de aterro (PTC granular não reforçada).

Assim, tendo por base os estudos efectuados relativos ao problema base e às análises paramétricas, enunciam-se de seguida algumas das principais conclusões obtidas:

- no que se refere ao efeito de arco na massa do aterro para as colunas, estas são quase inexistentes, comprovado pelos resultados elevados obtidos do coeficiente de efeito de arco para a solução de reforço com PTC em betão armado;
- a carga materializada pela construção do aterro é transmitida para as colunas de jet grout através de três mecanismos: o efeito de arco na massa do aterro (que se verificou ser

pouco expressivo); a carga transmitida pela PTC para as colunas (que é o mecanismo mais importante); e o mecanismo de atrito e aderência nas interfaces solo mole-coluna (tensões de corte);

- os baixos assentamentos da PTC em betão armado e a sua boa transmissão de carga para as colunas têm como consequência que o coeficiente de efeito de arco seja quase inexistente (como já referido) e que o coeficiente de eficácia do sistema de reforço seja elevado ao longo de todo o tempo, obtendo-se no final da consolidação um valor muito próximo do valor teórico óptimo de 1 (correspondente à situação em que a carga total da PTC e do aterro seria totalmente suportada pelas colunas);
- esta forma de transferência de carga para as colunas, especialmente pela transferência directa da PTC em betão armado para as colunas, tem grande influência na baixa transmissão de tensões para solo mole e assim, consequentemente, no desenvolvimento e evolução dos excessos de pressão neutra e posteriormente dos estados de tensão efectiva. Desta forma, os acréscimos de tensão efectiva vertical no solo de fundação são consideravelmente muito inferiores aos que se encontrariam instalados no problema não reforçado;
- os incrementos de tensão efectiva vertical apresentam-se muito elevados nas colunas de jet grout e muito baixos no solo mole, o que vai de encontro ao objectivo pretendido com a introdução desta técnica de reforço de solos moles, ou seja, aliviar o solo das tensões introduzidas pelo aterro no solo e consequentemente a redução dos assentamentos no aterro;
- os incrementos de tensão vertical são superiores, naturalmente, nas colunas mais centrais (coluna 1, 2 e 3), do que nas colunas mais laterais;
- ainda relativamente aos incrementos de tensão vertical nas colunas, constata-se, em geral, que apresentam maior concentração nas extremidades em comparação com o centro que se justifica pela concentração de tensão gerada pela transmissão de carga da PTC para as colunas nessas zonas; também se verificam, em profundidade, diferentes incrementos nas extremidades de algumas colunas com valores superiores numa extremidade e inferiores na oposta, particularmente na coluna 5, ou seja, constata-se que, nesses casos, a tensão vertical não é uniforme. Este efeito é explicado pela existência de momentos flectores nas colunas, principalmente nas mais laterais, devido ao comportamento bidimensional da obra (associado à largura finita do aterro);
- o momento flector nas colunas é consequência da existência de deslocamentos horizontais na fundação que, sendo parcialmente impedidos pelas colunas, provocam impulsos horizontais que determinam aqueles momentos flectores. Contudo, estes, na coluna 5, bem como os esforços transversos gerados, apresentam valores relativamente baixos tendo em conta as características de resistência típicas do jet grout;
- no que se refere ao coeficiente de concentração de tensão, em termos de tensões efectivas e totais, verificou-se uma variação em profundidade e ao longo do tempo, fruto das transferências de tensões entre as colunas e o solo envolvente, que derivam fundamentalmente do atrito e aderência ao longo das interfaces (tensões de corte), provocados pelos assentamentos diferenciais entre os materiais;
- quanto aos níveis de tensão verificou-se o aumento da zona do solo em estado crítico na fase construtiva, justificado, por um lado, pela baixa dissipação dos excessos de pressão neutra e, por outro, pelo aumento de tensões de desvio no solo; já na fase pós-construtiva observa-se a sua diminuição, justificado pelo aumento da tensão média efectiva associado à consolidação;

- a técnica de reforço com colunas de jet grout encabeçadas por uma plataforma de transferência de carga em solos moles, sob acção de um carregamento exterior, reduz significativamente os assentamentos. Este efeito é especialmente notório tendo-se obtido, nesta solução de reforço, um assentamento médio na superfície do aterro que representa cerca de 2,5% do assentamento obtido para a solução de PTC granular não reforçado (solução de reforço sem PTC em betão armado). Este valor permite comprovar a elevadíssima eficácia desta solução de reforço com a contribuição da PTC em betão armado ao longo do tempo, evitando com a sua transmissão de carga para as colunas grandes assentamentos na estrutura;
- o diagrama de momentos flectores da PTC em betão armado apresenta uma variação bastante regular, com valores aproximados aos que se obteria num sistema estrutural correspondente a uma laje contínua com vários tramos. Registou-se apenas a excepção para valores de módulos de deformabilidade das colunas de jet grout muito elevados; neste caso, verifica-se uma translação do valor máximo de momento negativo para o alinhamento da interface coluna/solo mole, correspondendo a uma concentração de tensões nessa zona;
- o módulo de deformabilidade e a disposição das colunas são os parâmetros que maior influência têm no comportamento do problema em análise;
- o módulo de deformabilidade das colunas (E) assume grande influência quando se compara baixos valores de E; a influência tende a atenuar-se para valores altos;
- o aumento da altura do aterro é o parâmetro de menor influência, manifestando-se sobretudo no aumento do assentamento da base da PTC, para a coluna e para o solo mole.

Acerca de desenvolvimentos futuros dentro do âmbito deste tema, sugere-se alguns aspectos que podem ser alvo de estudo mais aprofundado:

- a realização da modelação numérica tridimensional, de forma a melhor aproximar a simulação ao comportamento real de certas obras, tendo em conta as dimensões finitas do aterro em planta;
- a monitorização completa de casos de obra que possam posteriormente ser comparados com resultados de modelação numérica;
- a realização de estudos paramétricos versando outros parâmetros não objecto de estudo da presente dissertação;
- a realização da variação simultânea de análises paramétricas, permitindo ter uma visão mais vasta do comportamento deste sistema de reforço;
- a realização de estudos semelhantes considerando outras técnicas de colunas rígidas em solos moles.

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.
- Almeida, M.S., Marques, M.E. (2004). *Aterros sobre camadas espessas de solos muito compressíveis*. II Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Abril, Aveiro, pp. 103-112.
- Bilfinger Berges Foundation (s.d.). *Jet Grouting*. www.foundation-engineering.bilfingerberger.com. Consultado a 20 Maio de 2011.
- Biot, M.A. (1935). *Les problemes de la consolidation des matieres argileuses sous une charge*. Annales de la Société Scientifique de Bruxelles. Series B.
- Biot, M.A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. pp. 155-164, Journal of Applied Physics. Vol. 12, N°12.
- Borges, J.L. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Botto, R. (2001). *Instrumentação geotécnica de obras subterrâneas. O jet grouting na execução de obras subterrâneas em maciços terrosos*. Relatório de estágio, Faculdade de Ciências e Tecnologia Nova de Lisboa.
- Bredenberg, Hakan, Halm, Goran e Brams, Bengt B. (1999). *Quality control of dry mix methods. Dry mix methods of deep soil stabilization*. pp. 287-291, A. A. Balkema, Netherlands.
- Byle, M., Borden, R. (1995). *Jet Grouting Verification of geotechnical: Grouting*. pp. 16-18, American Society.
- Carreto, J.R. (1999). *Jet Grouting. A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- Carreto, J.R. (2000). *Jet Grouting. Uma Técnica em Desenvolvimento*. VII Congresso Nacional de Geotecnia. 2000, Porto, Vol. 2, pp. 1043-1054.
- Collin, J.G. (2004). *NHI Ground Improvement Manual – Technical Summary #10: Column Supported Embankments*.
- Collin, J.G. (2004). *Column supported embankment design considerations*. University of Minnesota 52nd Annual Geotechnical Engineering Conference.
- Falcão, J., Pinto, A., Pinto, F. (2000). *Casos Práticos de Jet Grouting Vertical*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- Fang, Y.S., Kao, C.C., Chou, J., Chain, K.F., Wang, D.R., Lin, C.T. (2006). *Jet Grouting With the Super Jet-Midi Method*. In *Ground Improvement Volume 10, Numero 2*, pp. 69-76.
- Fernandes, M.M. (2006). *Mecânica dos Solos Volume I*. FEUP Edições, Porto.
- Francisco, R. (2007). *Caracterização técnico-económica dos diferentes tipos de fundações profundas*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Gama, C., Sousa, M. (2008). *Caracterização geomecânica de amostras de jet grouting e da influência do material base (solo) nas suas propriedades*. XI Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra.

- Gangakhedkar, R. (2004). *Geosynthetic Reinforced Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado, University of Florida.
- Gazaway, Herff N; Jasperse Brian H. (s.d.). *Jet Grouting in Contaminated Soils*. <http://www.geocon.net/pdf/paper15.pdf>. Consultado a 15 Maio de 2011.
- GIUSEPPE & COMO, G. (2008). *Jet Grouting. Cenni teorici, campi d'applicazione e impiego quale opera di sostegno*. Intervento al corso di perfezionamento SUPSI di Lugano del 13/03/2005 relativo alle "Opere di sostegno per scavi". LOMBARDI SA, INGEGNERI CONSULENTI.
- Gonçalves, J. (2009). *Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet-Grouting e Plataformas de Transferência de Carga em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- 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.
- Hayward Baker Inc. (2004). *Jet Grouting. Hayward Baker's jet grouting systems offer a unique degree of design flexibility for a broad range of applications*. HAYWARD BAKER, Geotechnical Construction.
- Holmberg, S. (1978). *Bridge approaches on soft clay supported by embankment piles*. Geotechnical Engineering, Bangkok, Thailand.
- Kaidussis, R., Gomez de Tejada, F. (2000). *O jet grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoramento de solos*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.
- Lewis, R.W., Schrefler, B.A. (1987). *The finite element method in deformation and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Chichester.
- Marques, D. (2008). *Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Neves, M. (2010). *Técnicas de Recalçamento e Reforço de Fundações-Metodologias, Dimensionamento e Verificação de Segurança*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Nordic Geotechnical Society (2003). *Nordic Handbook Reinforced Soils and Fills*.
- Pereira, M. (2009). *Escavações em Maciços Terrosos Suportados por Paredes de Jet Grouting*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Potts, D.M., Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering – Theory*. Thomas Telford, London.
- Rao, K.N. (2006). *Numerical Modeling and Analysis of Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado, University of Texas at Arlington.
- Ray, P. (2005). *Compaction quality control. Ground Improvement Techniques*. Mehra offset press, New Delhi.
- Ribeiro, A. (2010). *Técnica de Tratamento de Solos Jet Grouting-Acompanhamento de um Caso Real de Estudo-Cais de Santa Apolónia e Jardim do Tabaco*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Rodrigues, D. (2009). *Jet Grouting. Controlo de Qualidade em Terrenos do Miocénico de Lisboa*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Sales, I. (2002). *Análise numérica e Analítica de Aterros Estaqueados Reforçados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Warner, J. (2004). *Mixing/Jet Grouting*. In *Practical Handbook of Grouting: Soil, Rock and Structures*, pp. 33-36, John Wiley and Sons.