

ATERROS SOBRE SOLOS MOLES INCORPORANDO GEODRENOS VERTICAIS. ANÁLISE TRIDIMENSIONAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Embankments on soft soils incorporating vertical drains.
Three-dimensional analysis by finite element method

José Leitão Borges*

RESUMO – Usando um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos, analisa-se o comportamento tridimensional dum aterro sobre solos argilosos moles, incorporando geodrenos verticais. São postos em evidência os aspectos fundamentais do comportamento destas obras, comparando os resultados do aterro utilizando os geodrenos (análise tridimensional) com os resultados da análise bidimensional do mesmo problema sem os drenos verticais. O modelo utiliza a teoria multidimensional de consolidação de Biot (formulação acoplada das equações de equilíbrio e escoamento) com relações constitutivas modeladas pelo modelo de estados críticos $p-q-\theta$. É dado realce especial à análise da evolução no tempo, durante e após o período construtivo, dos excessos de pressão neutra, dos assentamentos, dos deslocamentos horizontais e dos níveis de tensão no maciço.

SYNOPSIS – Three-dimensional behaviour of an embankment on soft soils incorporating vertical drains is analysed by a numerical model based on the finite element method. The model, which incorporates the Biot's consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) and constitutive relations simulated by the $p-q-\theta$ critical state model, is applied on both the embankment with the vertical drains (three-dimensional analysis) and the same problem but without vertical drains (two-dimensional analysis). Special emphasis is given to the analysis in time, during and after the construction period, of the excess pore pressures, settlements, horizontal displacements and stress levels.

1. PREÂMBULO

O estudo de obras de aterro sobre solos moles constitui um dos problemas permanentes da Mecânica dos Solos e tem sido tratado por um número elevado de autores. Não obstante a experiência adquirida nas últimas décadas, a execução destas obras coloca, ainda hoje, problemas diversos e delicados, que resultam, naturalmente, das fracas características geotécnicas dos solos da fundação: i) a baixa resistência ao corte limita consideravelmente a carga (altura de aterro) que é possível aplicar de forma rápida com segurança aceitável relativamente à rotura global; ii) a deformabilidade elevada e a baixa permeabilidade fazem com que ocorram assentamentos de elevada grandeza e que se processam lentamente no tempo à medida que se realiza o escoamento da água intersticial (consolidação).

Para levar a cabo a tarefa de concepção e dimensionamento é essencial conhecer-se as múltiplas técnicas construtivas que permitem resolver esses problemas, as quais proporcionam, conforme os casos, um ou mais dos seguintes efeitos: aumento da estabilidade global, aceleração da consolidação e diminuição dos assentamentos finais (Terzaghi e Peck, 1948; Johnson, 1975; Holtz, 1989).

* Doutor em Engenharia Civil, Professor Auxiliar da FEUP, E-mail: leitao@fe.up.pt

A técnica mais utilizada quando o objectivo principal pretendido é acelerar a consolidação hidrodinâmica é a utilização de drenos verticais nos solos moles da fundação (Figura 1), a qual, por regra, proporciona drásticas reduções do tempo de consolidação.

Neste artigo é analisado, durante e após a construção, o comportamento dum aterro sobre solos argilosos moles, utilizando a técnica dos drenos verticais, através da aplicação dum modelo numérico baseado no método dos elementos finitos, desenvolvido por Borges (1995), quer para estados planos de deformação e estados axissimétricos (versão inicial), quer para análises tridimensionais (melhoramento incorporado no programa em 2001). São postos em evidência os aspectos fundamentais do comportamento tridimensional destas obras, comparando os resultados do aterro utilizando drenos verticais (análise tridimensional) com os resultados da análise bidimensional do mesmo problema sem os drenos verticais.

Sinteticamente, o modelo, para as aplicações em questão, possui as seguintes características: i) formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento considerando as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação de Biot) (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 2000; Lewis e Schrefler, 1987; Britto e Gunn, 1987); esta formulação é aplicada em qualquer fase, quer durante a execução do aterro, quer no período pós-construção; ii) utilização do modelo de estados críticos $p-q-\theta$ na simulação do comportamento constitutivo dos solos de fundação e de aterro (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1998; Lewis e Schrefler, 1987).

Tendo presente, nas análises acopladas, o carácter incremental da integração no tempo das equações governativas (equações de equilíbrio e escoamento), utilizam-se no modelo somente técnicas incrementais. Assim, em cada cálculo (que corresponde à resolução do sistema de equações global que define o problema, cujas incógnitas são os deslocamentos e os excessos de pressão neutra nos pontos nodais), está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento de tempo) durante o qual se pode aplicar, ou não, uma determinada acção exterior (incremento de carga).

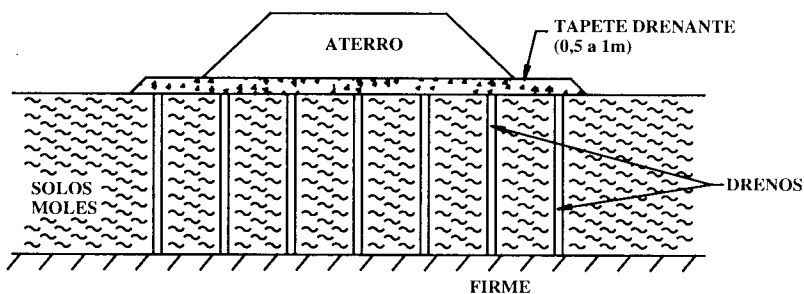


Figura 1 – Drenos verticais – aceleração da consolidação hidrodinâmica

Nas análises bidimensionais, o programa utiliza os seguintes tipos de elementos finitos: i) elemento triangular com 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para os excessos de pressão neutra (nos vértices), elemento utilizado para modelar as massas de solo da fundação, onde se processam os fenómenos de consolidação (Figura 2a); ii) elemento triangular com somente incógnitas-deslocamentos (doze, duas por cada ponto nodal), elemento utilizado nas massas de solo do aterro (Figura 2b).

Os elementos finitos utilizados nas análises tridimensionais são igualmente de dois tipos, com ou sem incógnitas-excessos de pressão neutra, para modelar respectivamente os solos de fundação e de aterro: i) elemento cúbico com 20 pontos nodais para os deslocamentos (nos

vértices e nos pontos médios dos lados) e 8 pontos nodais para os excessos de pressão neutra (nos vértices) (Figura 3a); ii) elemento cúbico com somente incógnitas-deslocamentos (sessenta, três por cada ponto nodal) (Figura 3b).

Os solos que constituem o aterro propriamente dito, em geral granulares, apresentam valores bastante elevados da permeabilidade e, por isso, é perfeitamente aceitável a hipótese correspondente a situação drenada nos elementos correspondentes (excessos de pressão neutra nulos). Esta situação é traduzida no modelo, como referido, pela utilização, na massa de solo correspondente, de elementos finitos com somente incógnitas-deslocamentos.

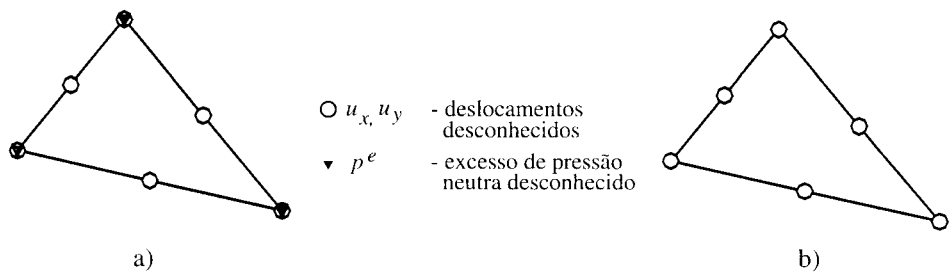


Figura 2 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excessos de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excessos de pressão neutra

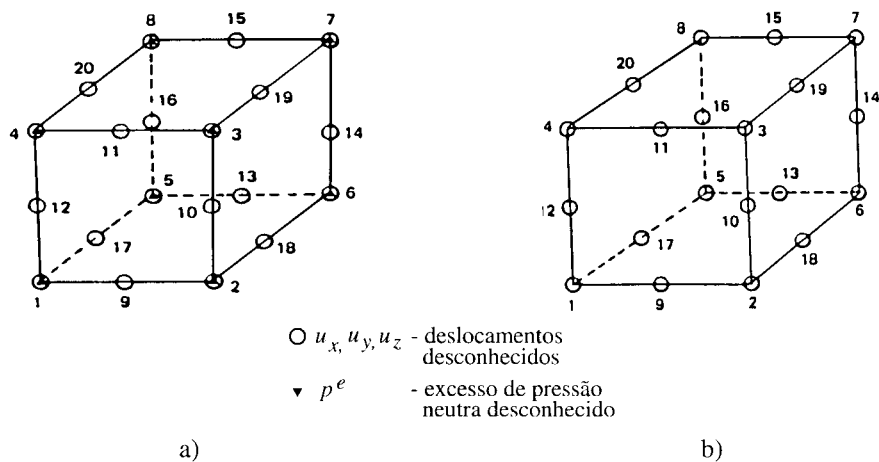


Figura 3 – Elementos finitos tridimensionais utilizados no modelo numérico: a) 60 incógnitas-deslocamentos e 8 incógnitas-excessos de pressão neutra; b) 60 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excessos de pressão neutra

2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema diz respeito à construção de um aterro de 2 m de altura, simétrico, com uma plataforma final de 10,6 m de largura e comprimento muito grande e com taludes de inclinação 2/3 (V/H). A camada de argila saturada, que constitui a fundação, tem 5 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável. Serão analisadas as situações correspondentes à

inclusão ou não, na argila de fundação, de uma malha de drenos verticais pré-fabricados (geodrenos) com secção $200 \times 5 \text{ mm}^2$ e espaçamento em planta de 2 m.

A Figura 4 ilustra a geometria da obra, representando a malha de elementos finitos correspondente à análise tridimensional, para o problema com drenos verticais.

As condições de fronteira dos deslocamentos foram estabelecidas atendendo, por um lado, às formações geológicas em que assenta a fundação (plano $y=0$, fronteira inferior onde se supõem nulos os deslocamentos segundo as três direcções, x , y e z) e, por outro, admitindo que a partir de uma determinada distância do aterro os deslocamentos horizontais do maciço podem ser considerados nulos (plano $x=23,9 \text{ m}$, fronteira lateral onde se supõem nulos os deslocamentos segundo x) e, ainda, atendendo às seguintes condições de simetria: i) deslocamentos nulos na direcção x , no plano $x=0$; ii) deslocamentos nulos na direcção z , no plano $z=0$, plano vertical correspondente a uma fiada de geodrenos segundo a direcção x ; iii) deslocamentos nulos na direcção z , no plano $z=1 \text{ m}$, plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos na direcção x .

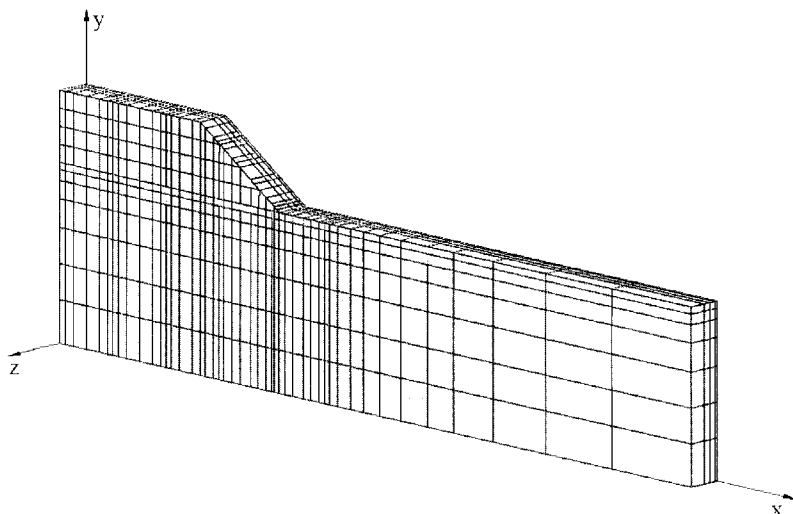


Figura 4 – Malha de elementos finitos tridimensional para o problema com drenos verticais

Quanto às condições de fronteira dos excessos de pressão neutra, fixaram-se iguais a zero os valores relativos aos nós pertencentes à superfície do terreno natural (superfície de drenagem), isto é, ao plano $y=5 \text{ m}$, e aos nós pertencentes às superfícies de drenagem definidas pelos geodrenos verticais (desprezando a sua espessura), nomeadamente pertencentes aos seguintes planos: $x=0$, $x=2$, $x=4$, $x=6$, $x=8$ e $x=10 \text{ m}$, com y variando de 0 a 5 m e z de 0 a 0,1 m, já que o plano de simetria $z=0$ passa pelo centro dos geodrenos (considerou-se pois que a maior dimensão da secção transversal do geodreno foi colocada paralelamente ao eixo z). Definiu-se, portanto, uma malha de geodrenos com largura, em planta, um pouco superior à da base do aterro (o pé do talude está a 8,3 m do plano de simetria $x=0$). Tendo presente a existência de gradientes mais elevados dos excessos de pressão neutra junto às superfícies de drenagem, a malha de elementos finitos foi definida mais apertada nessas zonas.

A execução do aterro foi simulada activando sucessivamente os elementos que constituem as diferentes camadas. Foram consideradas 4 camadas de 0,5 m de espessura e, tendo em vista a avaliação do efeito da drenagem mesmo no período correspondente à construção do aterro, estabeleceu-se um ritmo de construção descontínuo de acordo com a sequência temporal indicada na Figura 5. Cada uma das três primeiras camadas foi construída em 3,5 dias, com

períodos de pausa entre elas de, igualmente, 3,5 dias; a quarta camada foi executada em 7 dias, tendo-lhe antecedido um período de pausa substancialmente mais alargado de 38,4 dias.

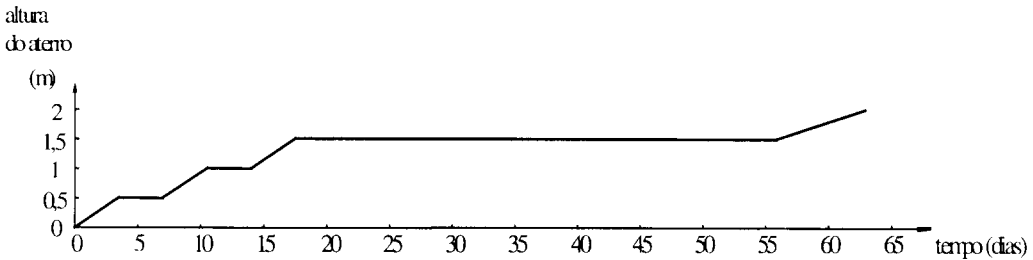


Figura 5 – Sequência temporal da construção do aterro

As relações constitutivas do aterro e da fundação foram simuladas através da aplicação do modelo de estados críticos p - q - θ (Lewis e Schrefler, 1987; Britto e Gunn, 1987; Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1998) com os parâmetros indicados no Quadro I (λ , declive da linha de consolidação isotrópica em primeira carga e da linha de estados críticos; k , declive das linhas de expansão e recompressão isotrópicas; Γ , volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão média efectiva igual a 1 kPa; N , volume específico do solo normalmente consolidado sujeito a uma tensão média efectiva igual a 1 kPa). No Quadro I apresentam-se também outras propriedades geotécnicas: γ , peso volúmico; ν' , coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas; c' e ϕ' , coesão e ângulo de atrito definidos em termos de tensões efectivas; k_x e k_y , coeficientes de permeabilidade nas direcções x e y . No Quadro II complementam-se estas informações indicando para a argila a variação em profundidade dos coeficientes de impulso em repouso (K_0) e de sobreconsolidação (OCR); os valores adoptados correspondem a considerar normalmente consolidadas as camadas a profundidades superiores a 1,8 m e ligeiramente sobreconsolidadas as mais superficiais. Para o material de aterro considerou-se K_0 igual a 0,43 e OCR igual a 1,0. Todos estes parâmetros foram definidos tendo em conta valores experimentais típicos para estes tipos de solos (Borges, 1995; Lambe e Whitman 1969).

Quadro I - Propriedades da argila da fundação e do aterro

	γ (kN/m ³)	ν'	c' (kPa)	ϕ' (°)	k_x (m/s)	k_y (m/s)	Modelo de estados críticos p - q - θ			
							λ	k	Γ	N
Argila	17	0,25	0	30	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹	0,22	0,02	3,26	3,40
Aterro	20	0,30	0	35	-	-	0,03	0,005	1,80	1,817

Quadro II - Coeficientes de impulso em repouso (K_0) e de sobreconsolidação (OCR) na argila de fundação

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

Na Figura 6 mostra-se a malha de elementos finitos bidimensional utilizada neste trabalho para simular o mesmo problema mas sem drenos verticais, situação correspondente a estado plano de deformação e de escoamento, dado o comprimento muito grande do aterro na direcção longitudinal. Neste caso, o eixo y é um eixo de simetria e, à excepção das condições de fronteira dos excessos de pressão neutra (impostos iguais a zero somente à superfície do terreno natural, isto é, nos pontos nodais com $y=5$ m), todas as restantes características do problema, quando comparadas com o caso tridimensional, se mantêm.

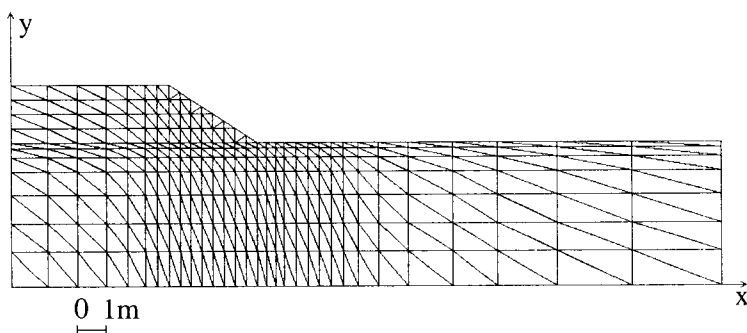


Figura 6 – Malha de elementos finitos bidimensional para o problema sem drenos verticais

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Quando se aplica uma acção a uma massa de solo saturado, a distribuição de pressões neutras resultante possui, em geral, gradientes que determinam a existência de um campo de velocidades relativas entre diferentes zonas do maciço. Estabelecem-se pois condições iniciais de um processo transitório de escoamento, ao qual estão associadas transferências de carga da água (pressões neutras) para o esqueleto sólido (tensões efectivas), de modo que, até se atingir um regime permanente, o comportamento da massa do solo é condicionado pela variação dos campos de tensões (totais, efectivas e neutras), de deformações e de deslocamentos (consolidação).

As Figura 7 e 8 mostram a evolução dos excessos de pressão neutra do problema em análise, para as situações com e sem drenos verticais, em diferentes instantes, durante e após a construção do aterro. Para o problema tridimensional (Figura 7) mostram-se os resultados quer no plano vertical que passa pelos geodrenos (figuras da direita) quer no plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos (figuras da esquerda).

Com base nestes resultados, e considerando a fundação dividida em quatro zonas típicas conforme indicado na Figura 9, pode referir-se que, para o problema sem drenos verticais, durante a construção (Figura 8): a) os valores mais elevados ocorrem na zona A, tendo os valores máximos grandezas sensivelmente iguais aos acréscimos de tensão vertical devidos à construção do aterro; b) na zona B, os excessos de pressão neutra decrescem desde a zona A até à zona D, onde apresentam valores pouco significativos. Após a construção, período em que o problema é sobretudo caracterizado pelo processo transitório de escoamento do fluido, verifica-se, basicamente, que as curvas de isovalores dos excessos de pressão neutra apresentam uma forma muito regular, perpendicular, em cada ponto, à direcção das linhas de corrente.

Quanto aos resultados relativos ao problema com drenos verticais (Figura 7), a forma das curvas de isovalores dos excessos de pressão neutra mostram claramente o carácter

tridimensional do escoamento do fluido determinado pelas diferentes superfícies de drenagem (geodrenos e superfície do terreno natural). Os valores máximos ocorrem igualmente na zona A, em pontos afastados dos geodrenos, e também com valores similares aos acréscimos de tensão vertical devidos à construção do aterro. No entanto, o facto mais relevante, como se verá a seguir pela análise dos assentamentos, prende-se com o significativo efeito de consolidação (principalmente na zona A) devido à presença dos geodrenos, em comparação com a situação sem drenos verticais.

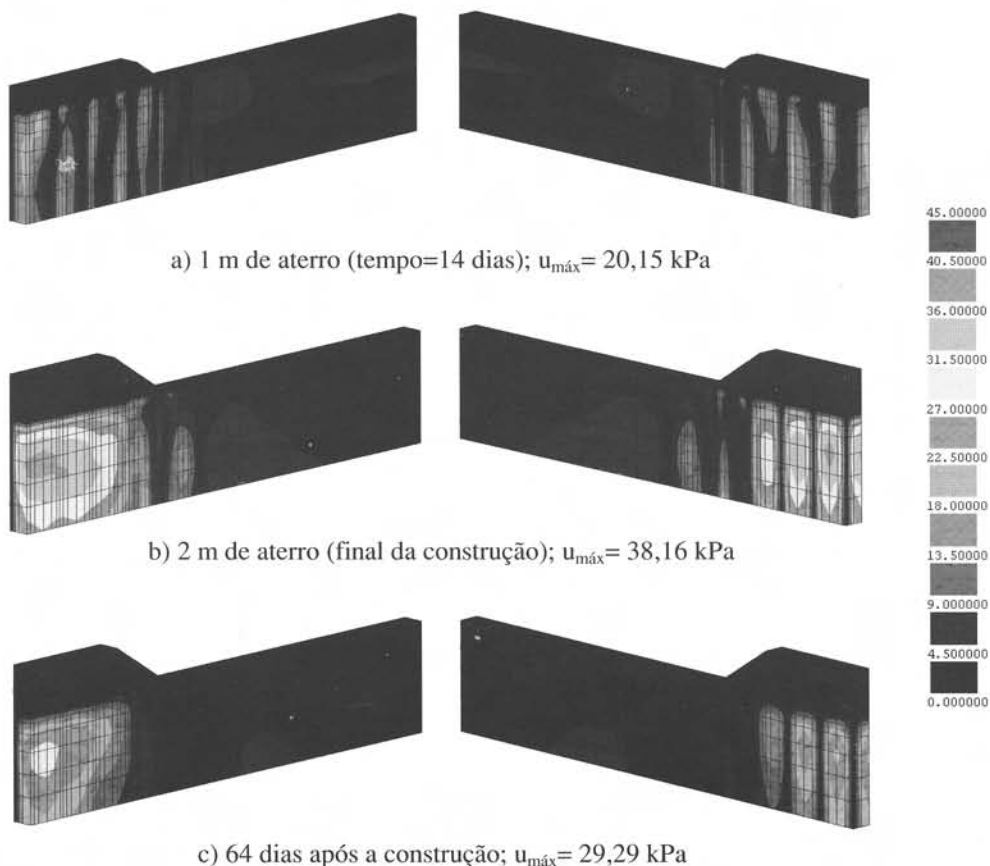


Figura 7 – Excessos de pressão neutra (u) para o aterro com drenos verticais

As Figura 10 e 11 mostram as malhas deformadas (com um factor de ampliação dos deslocamentos igual a 3, isto é, os deslocamentos são realçados numa escala 3 vezes superior à dos comprimentos) para as situações com e sem drenos verticais, respectivamente. As Figuras 12 a 15 complementam estes resultados mostrando, para o problema com os geodrenos, a evolução dos assentamentos na base do aterro (Figura 12) e, para as duas situações com e sem drenos verticais: os assentamentos na base do aterro no final da construção e no final da consolidação (Figura 13); a evolução no tempo dos assentamentos no ponto médio sob o aterro, à superfície do terreno natural, isto é, no ponto com coordenadas $x=0$ e $y=5$ (e $z=0$, no caso tridimensional) (Figura 14); os deslocamentos horizontais, no final da construção e no

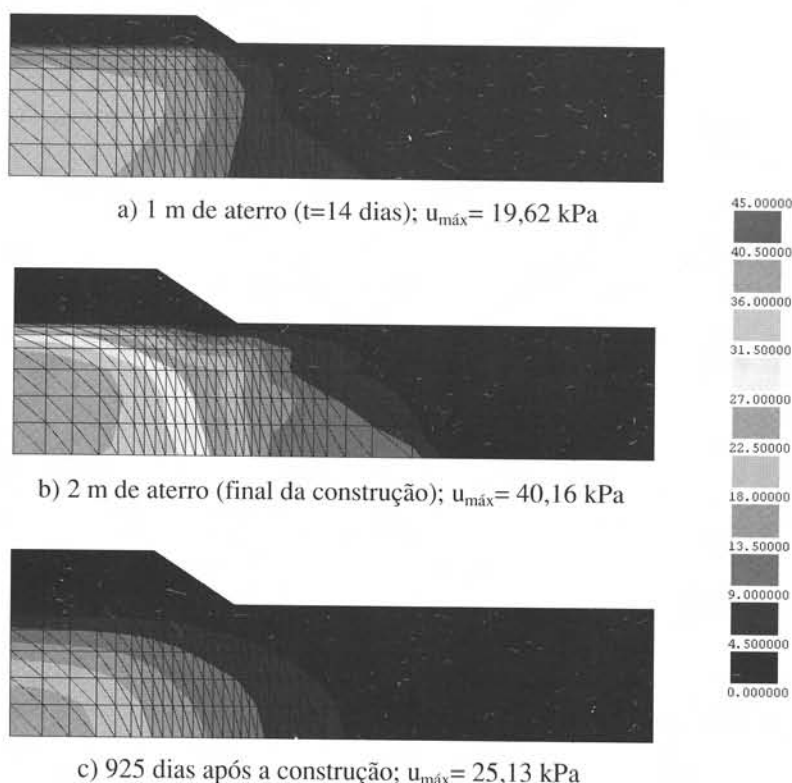


Figura 8 – Excessos de pressão neutra (u) para o aterro sem drenos verticais

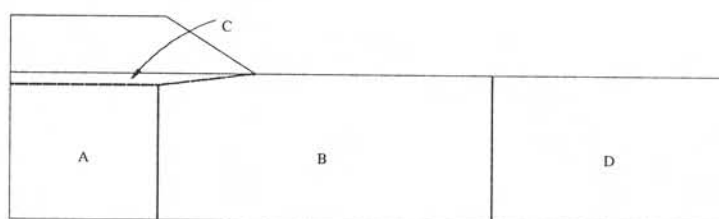


Figura 9 – Quatro zonas típicas na fundação

Relativamente aos deslocamentos, os resultados apresentados nestas figuras permitem realçar que, em ambas as situações com e sem drenos verticais no período correspondente à construção do aterro, existem: (i) assentamentos na zona central carregada; (ii) deslocamentos verticais importantes dirigidos para cima, junto ao pé do talude (Figuras 10 a 13); e (iii) os deslocamentos horizontais são dirigidos para fora da zona carregada (Figura 15). Como explicado por Borges (1995) e Borges e Cardoso (2001), não considerando o efeito da consolidação durante a construção (o que é válido, em geral, para o problema sem os drenos verticais, dada a baixa permeabilidade dos solos em questão, a menos dum certo efeito de

consolidação nas camadas mais superficiais da fundação), estes deslocamentos estão associados a um campo de deformações que se caracteriza por deformações volumétricas praticamente nulas (devido ao não escoamento do fluido) e deformações distorcionais bastante significativas. Havendo um efeito não desprezável da consolidação durante o período construtivo (o que de facto acontece no problema com os drenos verticais), ele traduz-se essencialmente num acréscimo dos assentamentos (associado pois ao incremento de deformação volumétrica por consolidação), como decorre da análise da Figura 13 comparando os valores dos assentamentos máximos na base do aterro para as duas situações com e sem drenos verticais (13,8 cm e 8,4 cm, respectivamente).

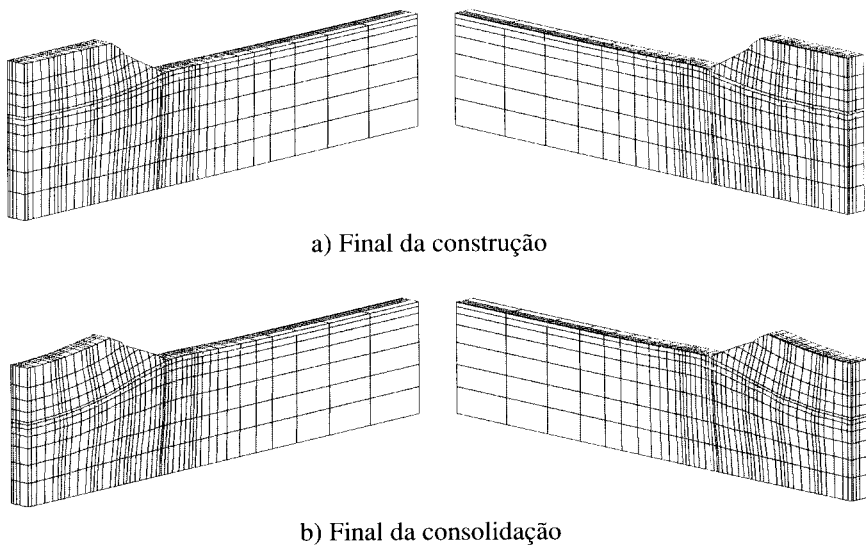


Figura 10 – Malhas deformadas para o aterro com os geodrenos verticais (factor de ampliação dos deslocamentos igual a 3)

No período pós-construção, a característica principal é a existência de assentamentos generalizados, associados aos incrementos de deformação volumétrica por consolidação, não obstante poderem existir também deslocamentos horizontais dirigidos para fora da zona carregada (como se pode ver na Figura 15, para o aterro sem os geodrenos). Como explicado por Borges (1995), estes deslocamentos, em conformidade com resultados observados em obras reais (Bassett, 1986a e 1986b; Yeo, 1986; Soderman, 1986; Quaresma, 1992; Litwinowicz *et al.*, 1994; Loke *et al.*, 1994; Matichard *et al.*, 1994), estão associados a deformações distorcionais durante o processo de consolidação, deformações essas que só são correctamente modeladas por modelos constitutivos (elasto-plásticos) com superfícies de cedência fechadas, como é o caso do modelo de estados críticos $p-q-\theta$ usado neste trabalho.

Relativos aos deslocamentos, importa realçar ainda três aspectos sobre os efeitos da utilização de drenos verticais neste tipo de obras.

O primeiro prende-se, logicamente, com o efeito esperado na aceleração da consolidação, que, como mostra a Figura 14 (evolução no tempo dos assentamentos na base do aterro), se traduz numa redução do tempo total de consolidação de cerca de 10 vezes (de aproximadamente 5000 dias para 500 dias).

O segundo aspecto tem a ver com o efeito não desprezável da utilização dos drenos verticais na redução dos assentamentos totais máximos a longo prazo (cerca de 16 %, de 48,7 cm para 40,9 cm, Figura 13). Este aspecto está relacionado com o efeito de melhoramento das características do solo associado à consolidação durante o processo de carga (construção do aterro), traduzindo-se numa espécie de “endurecimento” do solo que se repercute na diminuição dos assentamentos totais a longo prazo (e também dos deslocamentos horizontais, como se pode ver na Figura 15).

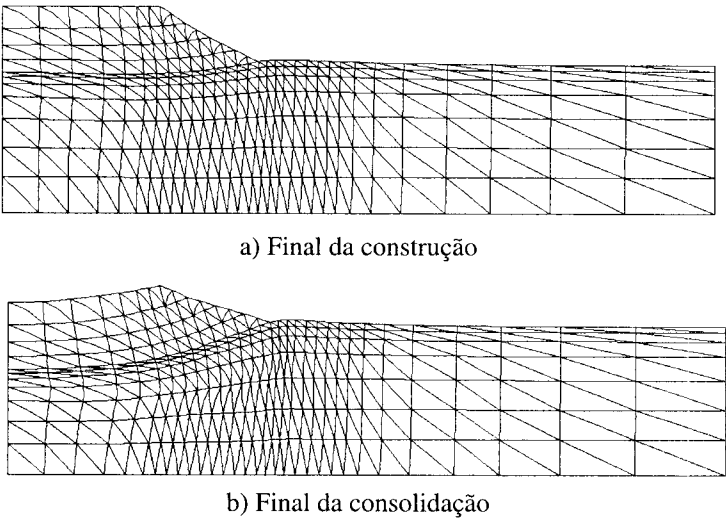


Figura 11 – Malhas deformadas para o aterro sem os geodrenos verticais (factor de ampliação dos deslocamentos igual a 3)

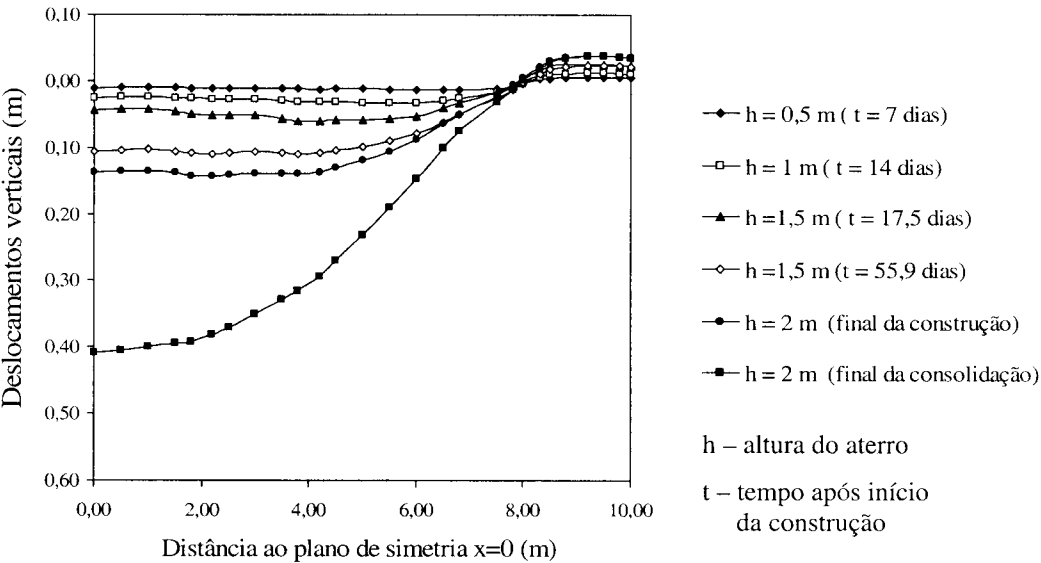


Figura 12 –Assentamentos na base do aterro para o problema com os geodrenos verticais

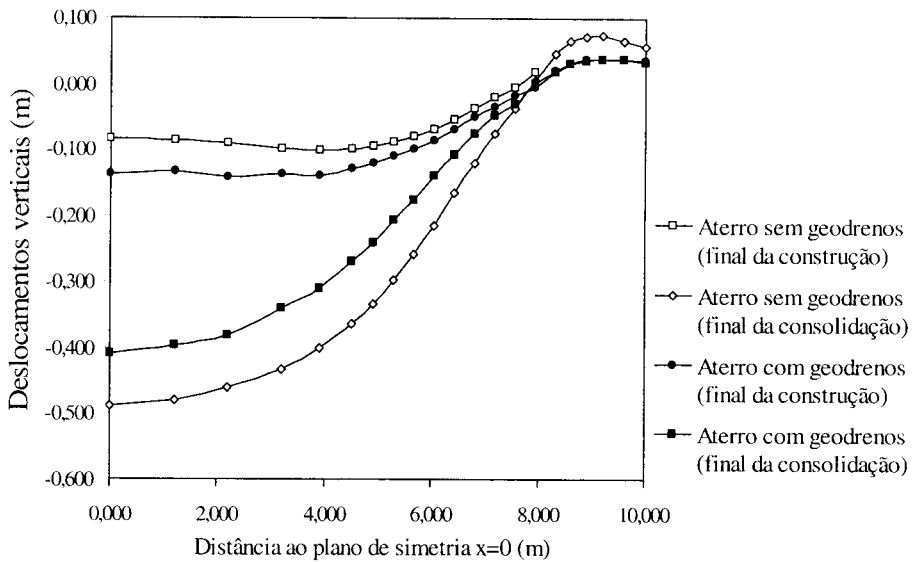


Figura 13 – Assentamentos na base do aterro no final da construção e no final da consolidação para o aterro com e sem drenos verticais

O terceiro aspecto prende-se com a uniformidade, para o problema com drenos verticais, dos assentamentos na direcção longitudinal (direcção paralela ao eixo z) (ver Figura 10), não obstante tratar-se de um problema com carácter tridimensional em termos de tensões (neutras, efectivas e totais) e de escoamento. Este facto justifica-se pela existência de “efeito de arco” nas camadas de aterro propriamente dito, que se traduz na aplicação de tensões verticais não uniformes sobre os solos de fundação (ver Figura 16), sendo estas tensões menos elevadas sobre as zonas da fundação que, num determinado instante, por consolidação, tendem a assentar mais do que as restantes, isto é, junto aos geodrenos. Este efeito, como mostram os resultados de observação de obras reais (Bassett, 1986a e 1986b; Yeo, 1986) – mesmo em situações em que a rigidez dos solos de fundação é muito diferenciada (como na utilização, por exemplo, de estacas de brita, como reforço dos solos de fundação) – tende a equilibrar-se numa distribuição não uniforme de tensões verticais aplicadas à superfície da fundação que uniformiza os respectivos assentamentos.

Por fim, mostra-se nas Figuras 17 e 18 os valores dos níveis de tensão (grandeza que varia de 0 a 1, sendo 1 o valor correspondente à situação de estado crítico), destacando-se o seguinte, para o aterro sem os geodrenos (Figura 17): i) no período de construção, a característica principal, é o aumento progressivo nos níveis de tensão (e, portanto, a diminuição da estabilidade global da obra, assunto tratado detalhadamente em Borges e Cardoso, 2002), especialmente na zona B referida na Figura 9; este facto está associado à trajectória de tensão efectiva típica neste período (quando as condições são aproximadamente não drenadas, como é o caso), que se traduz por aumentos expressivos da tensão de desvio e variações não significativas da tensão média (Borges, 1995; Borges e Cardoso 2001); ii) no período pós-construção, a trajectória de tensão típica (associada à dissipação dos excessos de pressão neutra) caracteriza-se por aumentos expressivos da tensão média efectiva e variações não significativas da tensão de desvio (Borges, 1995; Borges e Cardoso 2001), o que implica a diminuição generalizada dos níveis de tensão neste período, constatada na Figura 17 – e o correspondente aumento da estabilidade global da obra.

Relativamente ao aterro com os geodrenos (Figura 18), a diferença principal, em termos de níveis de tensão, quando comparado com o aterro sem drenos verticais, tem a ver com a redução significativa dos níveis de tensão em todas as fases do problema (e, em particular, no final do período construtivo), devido logicamente ao maior efeito de consolidação determinado pela presença dos geodrenos.

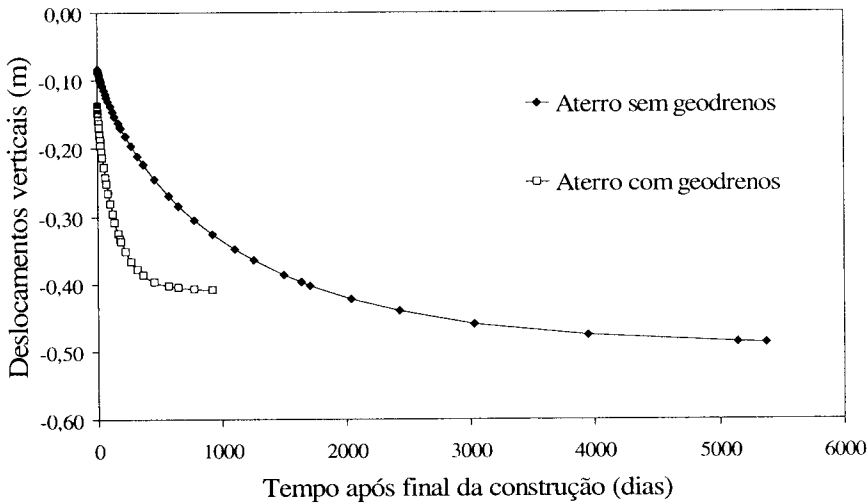


Figura 14 – Assentamentos no ponto médio sob o aterro, à superfície do terreno natural, para o aterro com e sem drenos verticais

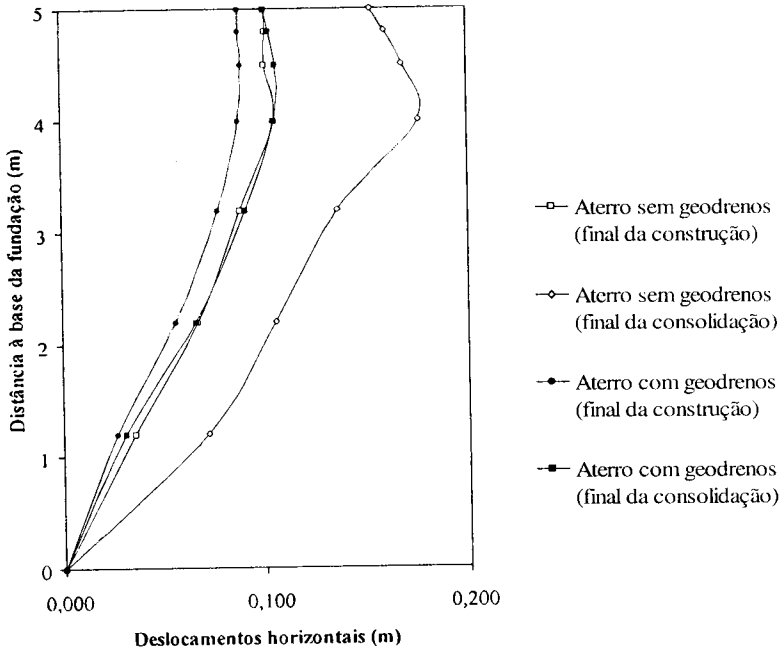


Figura 15 – Deslocamentos horizontais, no final da construção e no final da consolidação, no alinhamento vertical sob o pé do talude, para o aterro com e sem drenos verticais

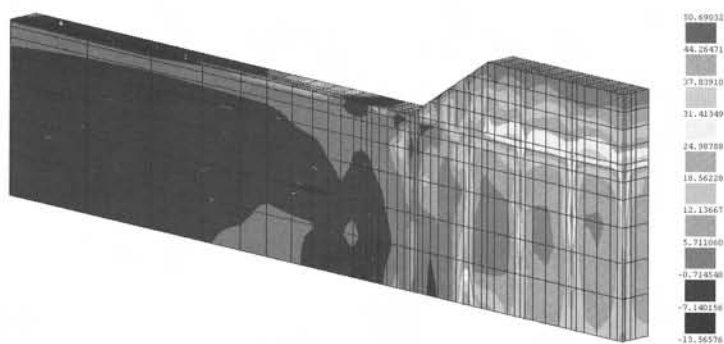


Figura 16 – Incrementos da tensão vertical efectiva no final da construção, para o aterro com os geodrenos

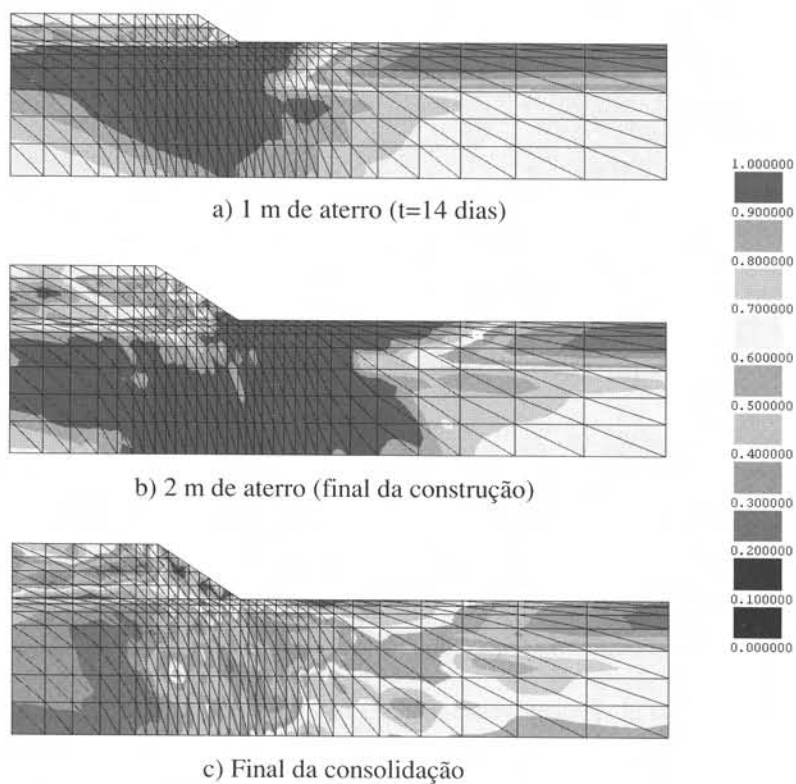


Figura 17 – Níveis de tensão para o aterro sem drenos verticais

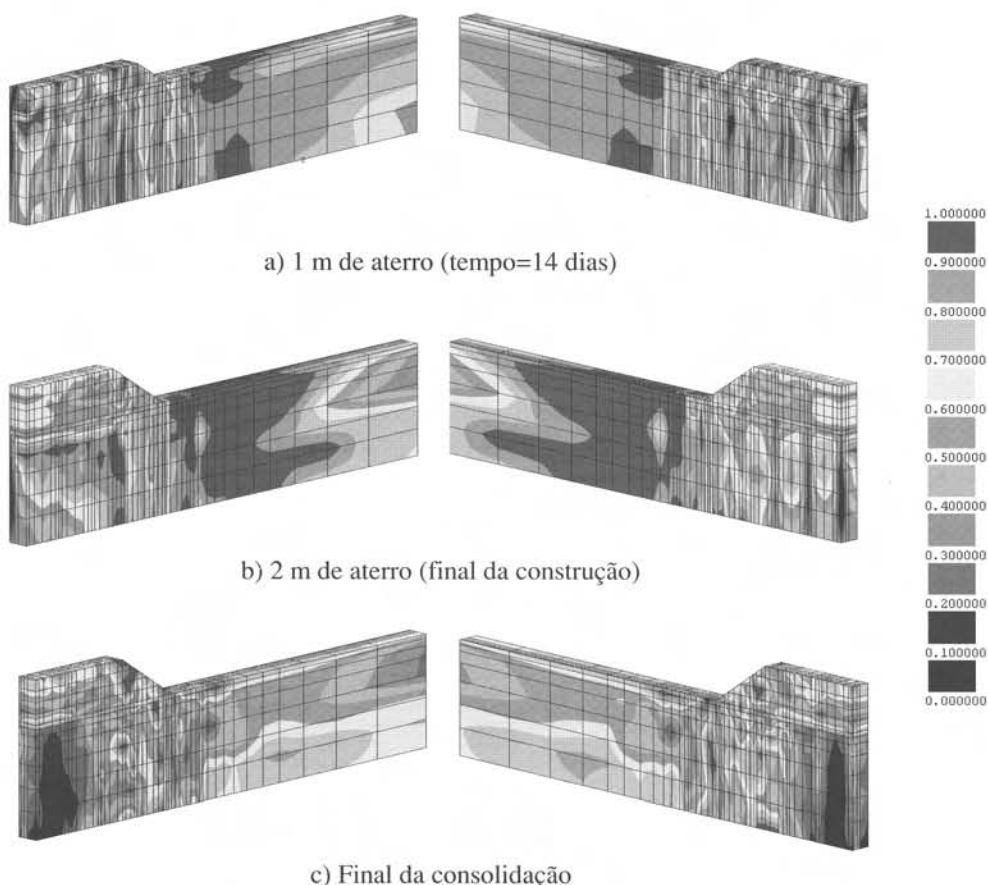


Figura 18 – Níveis de tensão para o aterro com drenos verticais

4. CONCLUSÕES

A aplicação, neste artigo, dum modelo numérico (programa de elementos finitos) a um aterro sobre solos moles incorporando geodrenos verticais (análise tridimensional) e ao mesmo aterro sem os drenos verticais (análise bidimensional), permite destacar as seguintes conclusões sobre os efeitos da utilização desta técnica no problema em apreço:

(1) É muito significativo o efeito de redução do tempo total de consolidação (cerca de 10 vezes).

(2) Este facto está obviamente relacionado com a maior rapidez de dissipação dos excessos de pressão neutra (e conseqüente redução dos níveis de tensão), em todas as fases do problema, durante e após o período construtivo.

(3) É significativo o aumento do valor do assentamento máximo no final do período construtivo (cerca de 64 %, de 8,4 cm para 13,8 cm).

(4) É não desprezável o efeito de redução dos assentamentos totais máximos a longo prazo (cerca de 16 %), que se relaciona com o melhoramento das características do solo

(endurecimento) associado à consolidação que se processa durante o período de carga, devido à presença dos geodrenos.

(5) São praticamente uniformes os assentamentos na direcção longitudinal no aterro com drenos verticais, não obstante tratar-se de um problema com carácter tridimensional em termos de tensões e de escoamento, o que se justifica pela existência de “efeito de arco” nas camadas de aterro propriamente dito, ou seja, pela aplicação de tensões verticais não uniformes sobre a superfície dos solos de fundação.

5. BIBLIOGRAFIA

- BASSET, R. H. – *The instrumentation of the trial embankment and of the Tensar SR2 grid*. Proceedings of the Prediction Symposium on a Reinforced Embankment on Soft Ground, King's College, London, 1986a.
- BASSET, R. H. – *Presentation of instrumentation data*. Proceedings of the Prediction Symposium on a Reinforced Embankment on Soft Ground, King's College, London, 1986b.
- BORGES, J. L. – *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Análise e dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Porto, 1995.
- BORGES, J. L.; CARDOSO, A. S. – *Simulação numérica do modelo de estados críticos (p, q, θ) em aterros sobre solos moles*. Revista Geotecnia, nº 84, pp. 39-63, 1998.
- BORGES, J. L.; CARDOSO, A. S. – *Simulação numérica dos processos de consolidação em aterros sobre solos moles*. Revista Geotecnia, nº 89, pp 57-75, 2000.
- BORGES, J. L.; CARDOSO, A. S. – *Structural behaviour and parametric study of reinforced embankments on soft clays*. Revista Internacional Computers and Geotechnics, Vol. 28, Nº 3, pp. 209-233, Elsevier, England, 2001.
- BORGES, J. L.; CARDOSO, A. S. – *Overall stability of geosynthetic-reinforced embankments on soft soils*. Revista Internacional Geotextiles and Geomembranes, Vol.20, Nº 6, pp. 395-421, Elsevier, England, 2002.
- BRITTO, A.M.; GUNN, M.J.. *Critical state soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood Limited, England, 1987.
- HOLTZ, R. D. *Treatment of problem foundations for highway embankments*. Synthesis of Highway Practice 147, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C, 72 pp, 1989.
- JOHNSON, S. J. *Treatment of soft foundations for highway embankments*. Synthesis of Highway Practice 29, National Cooperative Highway Program, U.S.A, 25 pp, 1975.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1969.
- LEWIS, R.W.; SCHREFLER, B.A... *The finite element method in the deformation and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1987.
- LITWINOWICZ, A.; WIJEYAKULASURIYA, C. V.; BRANDON, A. N. – *Performance of a reinforced embankment on sensitive soft clay foundation*. Proc. of The Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, Vol. 1, 11-16, 1994.
- LOKE, K. H.; GANESHAN, V.; WERNER, G.; BERGADO, D. T. – *Composite behaviour of geotextile reinforcement embankment on soft clay*. Proc. of The Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, Vol. 1, 25-28, 1994.

- MATICHARD, Y.; TANAYS, E.; CARBON, M. – *Geotextile reinforced embankment to cross a peat-bog*. Proc. of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, Vol. 1, 37-40, 1994.
- QUARESMA, M. G. – *Comportement et modélisation d'un remblai sur sols mous renforcé par géotextile*. Thèse pour le titre de Docteur, Université Joseph Fourier, Grenoble I, 1992.
- SODERMAN, K. L. – *The behaviour of geotextile reinforced embankments*. PhD Thesis, University of Western Ontario, Ontario, 1986.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York, 1948.
- YEO, K. C. – *Simplified foundation data to predictors*. Proceedings of the Prediction Symposium on a Reinforced Embankment on Soft Ground, King's College, London, 1986.