

PAREDES LATERAIS E GEODRENOS VERTICAIS EM ATERROS SOBRE SOLOS MOLES. ANÁLISE TRIDIMENSIONAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

LATERAL WALLS AND PREFABRICATED VERTICAL DRAINS IN EMBANKMENTS ON SOFT SOILS. THREE-DIMENSIONAL ANALYSIS BY THE FINITE ELEMENT METHOD

Almeida, Fábio; FEUP, Porto, Portugal, ec10055@fe.up.pt

Leitão Borges, José; FEUP, Porto, Portugal, leitao@fe.up.pt

RESUMO

Utilizando um programa baseado no método dos elementos finitos, é analisado, durante e após a construção, o comportamento tridimensional de um aterro sobre solos moles, considerando a solução mista de execução de paredes de contenção laterais (paredes moldadas), combinada com a inclusão de geodrenos verticais no solo mole. Devido à execução das paredes laterais ("encastradas" inferiormente no "estrato rígido"), esta solução mista permite, por um lado, aumentar muito significativamente a estabilidade global da obra e minimizar os principais inconvenientes da sua execução em estruturas vizinhas (nomeadamente, levantamentos à superfície e deslocamentos horizontais nas zonas laterais ao aterro). Por outro lado, a inclusão dos geodrenos tem como efeito principal a aceleração dos assentamentos por consolidação primária nos solos moles sob o aterro. O programa incorpora a teoria de consolidação multidimensional de Biot (formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento) com relações constitutivas do solo simuladas pelo modelo de estados críticos p - q - θ . É dada especial atenção, durante e após o período construtivo, à análise dos excessos de pressão neutra, das tensões efetivas, dos níveis de tensão e dos deslocamentos no maciço de fundação, bem como dos esforços, dos deslocamentos e das pressões de terra na parede. São postos em evidência os aspetos tridimensionais do comportamento da obra, comparando os resultados do problema utilizando os geodrenos (análise tridimensional) com os resultados da análise bidimensional do mesmo problema sem os geodrenos.

ABSTRACT

Using a computer program based on the finite element method, the three-dimensional behaviour of an embankment on soft soils is analysed, considering the mixed solution that incorporates lateral walls (reinforced concrete diaphragm walls) and prefabricated vertical drains within the soft soil. Due to the lateral walls ("cantilevered" within the "rigid stratum"), this mixed solution significantly increases the overall stability of the problem and minimizes the main inconveniences of its construction on neighbouring structures (namely the upward movements and horizontal displacements on the lateral zones of the embankment). On the other hand, the prefabricated vertical drains accelerate the primary consolidation settlements of the soft soil beneath the embankment. The model incorporates Biot multidimensional consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) with soil constitutive relations simulated by the p - q - θ critical state model. Special emphasis is given to the analysis, during and after the construction period, of the excess pore pressures, effective stresses, stress levels and displacements in the soft soil, as well as bending moments, displacements and earth pressures in the wall. The three-dimensional features of the problem are pointed out, comparing the results of the problem with the drains (three-dimensional analysis) with the results of the two-dimensional analysis of the same problem without the drains.

1 - INTRODUÇÃO

Os solos moles caracterizam-se por apresentarem elevada compressibilidade, baixa permeabilidade e reduzida resistência, características que tornam a construção de aterros sobre solos moles um dos maiores desafios da Engenharia Geotécnica. Uma outra questão associada à construção destas obras prende-se com os inconvenientes que as mesmas podem provocar em estruturas vizinhas, nomeadamente, levantamentos à superfície e deslocamentos horizontais nas zonas laterais ao aterro. Os Engenheiros Geotécnicos, confrontados com estes problemas, desenvolveram diversas técnicas construtivas tendo em vista ultrapassar os inconvenientes referidos.

Existem essencialmente dois tipos de técnicas que permitem minimizar os efeitos da execução de aterros sobre solos moles nas zonas laterais ao aterro: (i) técnicas de reforço do solo mole com colunas; (ii) construção de paredes laterais (paredes moldadas ou paredes de estacas-pranchas metálicas, tipicamente), de um ou dos dois lados do aterro, "encastradas" inferiormente no "estrato rígido" (Harata *et al.*, 2009).

Permitindo aumentar também muito significativamente a estabilidade global destas obras (Almeida, 2015), a segunda das técnicas referidas apresenta igualmente a vantagem de ser uma solução adequada para tratamentos de aterros já existentes e para aterros em ambientes de construção com pouco espaço (Harata *et al.*, 2009).

Em obras em que se pretende também minimizar o efeito de diferimento no tempo dos assentamentos por consolidação primária na zona central carregada (associados à dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção do aterro), a solução das paredes laterais pode ser combinada com a inclusão de geodrenos verticais no solo mole sob o aterro. Esta solução mista permite, pois, não só aumentar muito significativamente a estabilidade global da obra e minimizar os inconvenientes em estruturas vizinhas (devido à execução das paredes laterais), mas também acelerar os assentamentos por consolidação primária associados à dissipação dos excessos de pressão gerados durante a execução do aterro (devido à inclusão dos geodrenos).

Neste artigo, é analisado, durante e após a construção, o comportamento tridimensional de um aterro sobre solos moles, considerando a solução mista de execução de paredes de contenção lateral (paredes moldadas) combinada com a inclusão de geodrenos verticais no solo mole. Nesta análise aplicou-se um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos, desenvolvido por Borges (1995), quer para análises tridimensionais (melhoramento incorporado no programa em 2001; Borges, 2004, 2003), quer para estados planos de deformação e estados axissimétricos (versão inicial; Borges, 1995). São analisados os aspetos fundamentais do comportamento tridimensional destas obras e comparados os resultados do aterro utilizando os drenos verticais (análise tridimensional) com os resultados da análise bidimensional do mesmo problema sem a inclusão dos geodrenos (análise bidimensional).

2 - PROGRAMA DE CÁLCULO

Sinteticamente, o programa de cálculo utilizado, desenvolvido por Borges (1995, 2003, 2004), baseia-se no método dos elementos finitos e possui as seguintes características principais no âmbito das aplicações presentes: (i) modelação de análises tridimensionais e de análises bidimensionais; (ii) modelação de análises acopladas mecânico-hidráulicas (teoria multidimensional 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; (iii) utilização do modelo de estados críticos p - q - θ na simulação do comportamento constitutivo dos solos (Borges, 1995; Lewis e Schrefler, 1987).

O modelo constitutivo p - q - θ é um modelo não linear elastoplástico, com endurecimento ou amolecimento (dependendo da trajetória de tensão), baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, em que a cedência é definida por uma superfície fechada e a lei de fluxo é associada. O modelo difere de outros modelos de estados críticos mais simplificados (*Cam-clay*, *Cam-clay* Modificado, etc.) pelo facto de o critério de rotura (superfície de estados críticos) ser definido no espaço das tensões principais pela pirâmide hexagonal de *Mohr-Coloumb* (em vez do cone de *Drucker-Prager*, presente em outros modelos de estados críticos), o que permite uma melhor aproximação dos resultados aos valores experimentais.

Pode ser encontrada uma descrição detalhada, relativamente aos aspetos teóricos em que o modelo se baseia, em Borges (1995).

3 - DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema diz respeito à construção de um aterro de 2,5 m de altura, simétrico, com uma plataforma final de 20 m de largura e comprimento muito grande e com taludes de inclinação 1/2 (V/H) (Figura 1). A camada de argila saturada, que constitui a fundação, tem 8 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável. O nível freático coincide com a superfície do solo mole (Figura 1).

O sistema de contenção é formado por paredes laterais de betão armado (paredes moldadas), com espessura de 0,80 m, "encastradas" no estrato rígido. Serão analisadas as situações correspondentes à conjugação deste sistema de contenção com a inclusão (análise tridimensional) ou não (análise bidimensional), na argila de fundação, de uma malha quadrada de drenos verticais pré-fabricados (geodrenos) com secção 100x5 mm² e espaçamento em planta de 2 m (Figura 2).

A Figura 3 ilustra a malha de elementos finitos correspondente à análise tridimensional. 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 direções, 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 $x=47,8$ m, fronteira lateral onde se supõem nulos os deslocamentos segundo x), e, ainda, atendendo às seguintes condições de

simetria: i) deslocamentos nulos na direção x , no plano $x=0$; ii) deslocamentos nulos na direção z , no plano $z=0$, plano vertical correspondente a uma fiada de geodrenos segundo a direção x ; iii) deslocamentos nulos na direção z , no plano $z=1$ m, plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos na direção x .

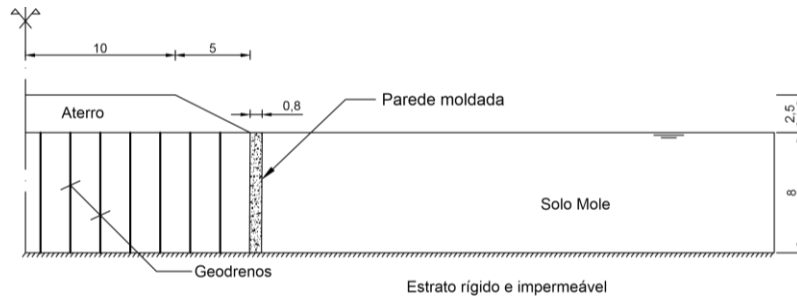


Figura 1 - Secção transversal do problema

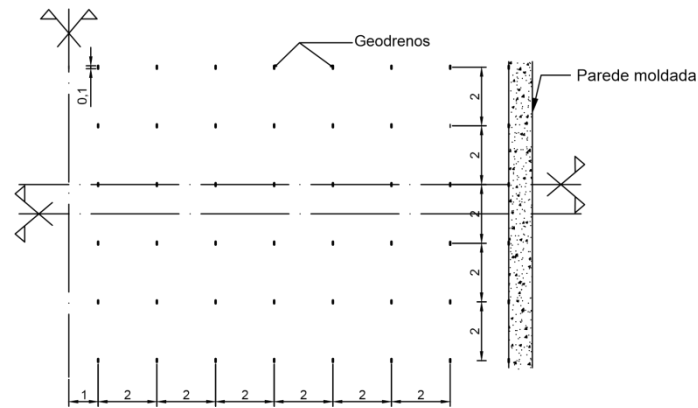


Figura 2 - Representação esquemática da distribuição dos drenos verticais em planta

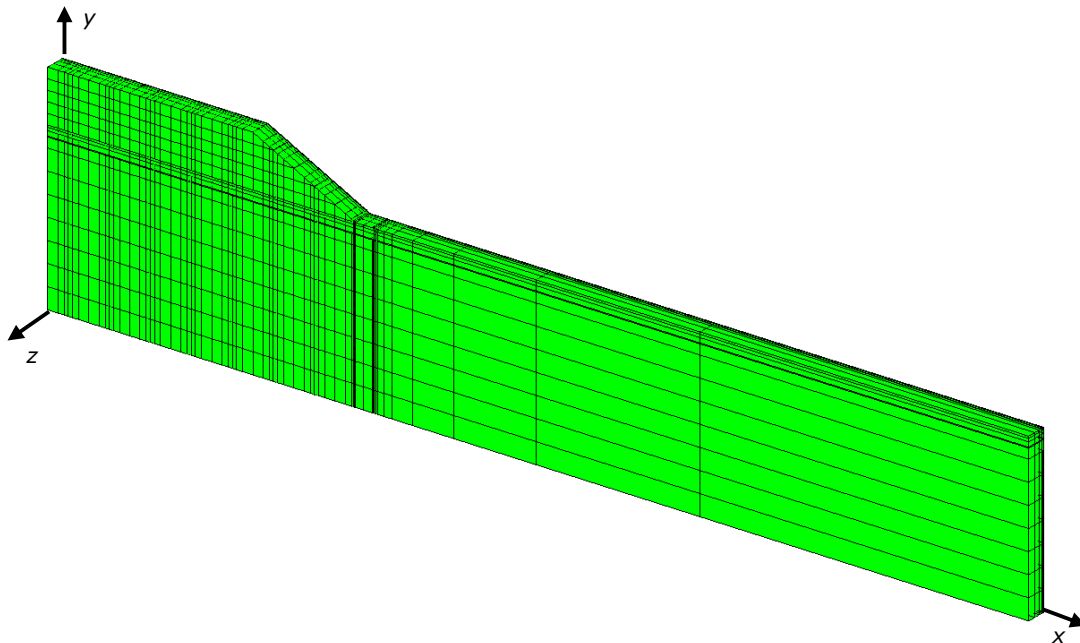


Figura 3 - Malha de elementos finitos tridimensional para o problema com drenos verticais

No que concerne às condições de fronteira hidráulicas, sendo a superfície do terreno natural uma superfície de drenagem do problema, fixaram-se iguais a zero os excessos de pressão neutra nos nós pertencentes ao plano $y=8$ m. No que diz respeito às condições de fronteira resultantes da inclusão dos geodrenos verticais, fixaram-se nulos os excessos de pressão neutra nos nós pertencentes aos seguintes planos: $x=1$ m, $x=3$ m, $x=5$ m, $x=7$ m, $x=9$ m, $x=11$ m, $x=13$ m e $x=15$ m, com y variando entre 0 e 8 m e z variando entre 0 e 0,05 m, já que se considerou que o plano de simetria $z=0$ passa pelo centro dos geodrenos e que a maior dimensão da secção transversal dos geodrenos foi colocada paralelamente ao eixo z . Sendo a menor dimensão da secção transversal dos geodrenos reduzida, desprezou-se esta

dimensão na simulação tridimensional do problema. Definiu-se, portanto, uma malha de oito geodrenos na direção x espaçados de 2 m.

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

As relações constitutivas do aterro e da fundação foram simuladas através da aplicação do modelo de estados críticos $p-q-\theta$ (Borges, 1995), cujos parâmetros se encontram representados no Quadro 1 (λ , declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga no referencial $\ln p - v$, sendo p a tensão média efetiva e v o volume específico ($v = 1+e$, em que e é o índice de vazios); k , declive das linhas descompressão-recompressão isotrópica no referencial $\ln p - v$; N , volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa; Γ , volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efetiva de 1 kPa). Neste quadro apresentam-se ainda outras propriedades geotécnicas dos solos: γ , peso volúmico; ν' , coeficiente de Poisson definido em tensões efetivas; c' e ϕ' , coesão e ângulo de atrito em tensões efetivas; k_x e k_y , permeabilidades nas direções horizontal e vertical, respetivamente.

Quadro 1 - Propriedades da argila de fundação e do aterro

	Modelo de estados críticos $p-q-\theta$				γ [kN/m ³]	ν'	c' [kPa]	ϕ' [°]	k_x [m/s]	k_y [m/s]
	λ	k	N	Γ						
Argila	0,180	0,025	3,158	3,050	16	0,250	0	26	10^{-9}	10^{-9}
Aterro	0,030	0,005	1,817	1,800	20	0,300	0	35	-	-

No Quadro 2 apresenta-se, para a argila de fundação, a variação em profundidade, do coeficiente de impulso em repouso (K_0). Trata-se de uma argila sobreconsolidada até à profundidade de 3 m e normalmente consolidada para profundidades superiores.

Quadro 2 - Coeficiente de impulso em repouso da argila

Profundidade (m)	K_0
0-3	0,9-0,5
>3	0,5

Para a simulação do comportamento do material constituinte da parede adotou-se um modelo elástico isotrópico, caracterizado pelo módulo de deformabilidade ($E=18$ GPa) (tendo em consideração a fluência característica do betão) e pelo coeficiente de Poisson ($\nu=0,2$).

Por fim, mostra-se na Figura 4 a malha de elementos finitos bidimensional utilizada para simular o mesmo problema, mas sem drenos verticais na argila de fundação. Esta situação corresponde a um estado plano de deformação e escoamento, dado o comprimento muito grande do aterro na direção longitudinal.

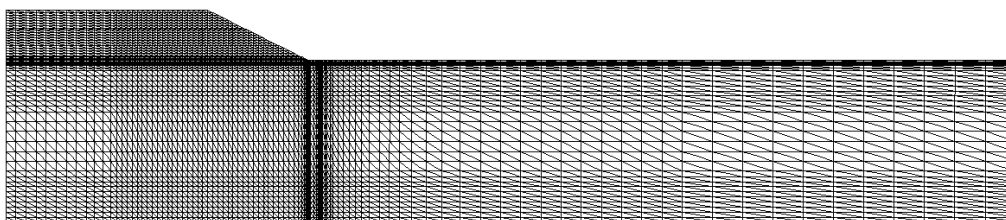


Figura 4 - Malha de elementos finitos bidimensional para o problema sem geodrenos

Para este caso, todas as características do problema se mantêm, quando comparadas com o caso tridimensional, à exceção das condições de fronteira dos excessos de pressão neutra, que são impostos iguais a zero somente à superfície do terreno natural, isto é, nos pontos nodais com $y=8$ m.

Quanto à dimensão dos elementos finitos das malhas, em ambas as análises, procurou-se que os elementos finitos tomassem dimensões mais reduzidas nas zonas com gradientes de tensão previsivelmente mais elevados.

4 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

A construção do aterro provoca alterações nos estados de tensão efetiva e de pressão neutra do solo mole de fundação. A distribuição de pressões neutras resultante possui gradientes que determinam a existência de um campo de velocidades relativas da água entre diferentes zonas do maciço. Estabelece-se pois um processo transitório de escoamento da água, ao qual estão associadas

transferências de carga da água (pressões neutras) para o esqueleto sólido (tensões efetivas). No período pós-construção, as variações dos estados de tensão e de deformação passam a estar totalmente associadas à dissipação dos gradientes de pressões neutras (consolidação) com a consequente prossecução no tempo do escoamento do fluido até à reaquisição final das condições hidrostáticas de equilíbrio.

A Figura 5 mostra a evolução dos excessos de pressão neutra do problema em análise, para a situação com os drenos verticais, em diferentes instantes, durante e após a construção. Mostram-se os resultados quer no plano vertical que passa pelos geodrenos (figuras da esquerda) quer no plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos (figuras da direita). Com base nestes resultados pode referir-se que: i) durante a fase construtiva, os valores máximos dos excessos de pressão neutra ocorrem na zona junto ao plano de simetria ($x=0$) em pontos equidistantes de duas fiadas de geodrenos, tomando valores semelhantes aos acréscimos de tensão vertical resultantes da construção do aterro; ii) é claramente evidente o carácter tridimensional do escoamento do fluido, pois para diferentes planos ortogonais à direção do eixo z , as curvas de isovalores dos excessos de pressão neutra são distintas; iii) se verifica, como seria de esperar, que para um mesmo instante os excessos de pressão neutra, são maiores no plano vertical equidistante de duas fiadas de geodrenos (figuras da direita), que no plano vertical que passa nos geodrenos, sendo por isso a consolidação mais rápida no plano representado nas figuras da esquerda.

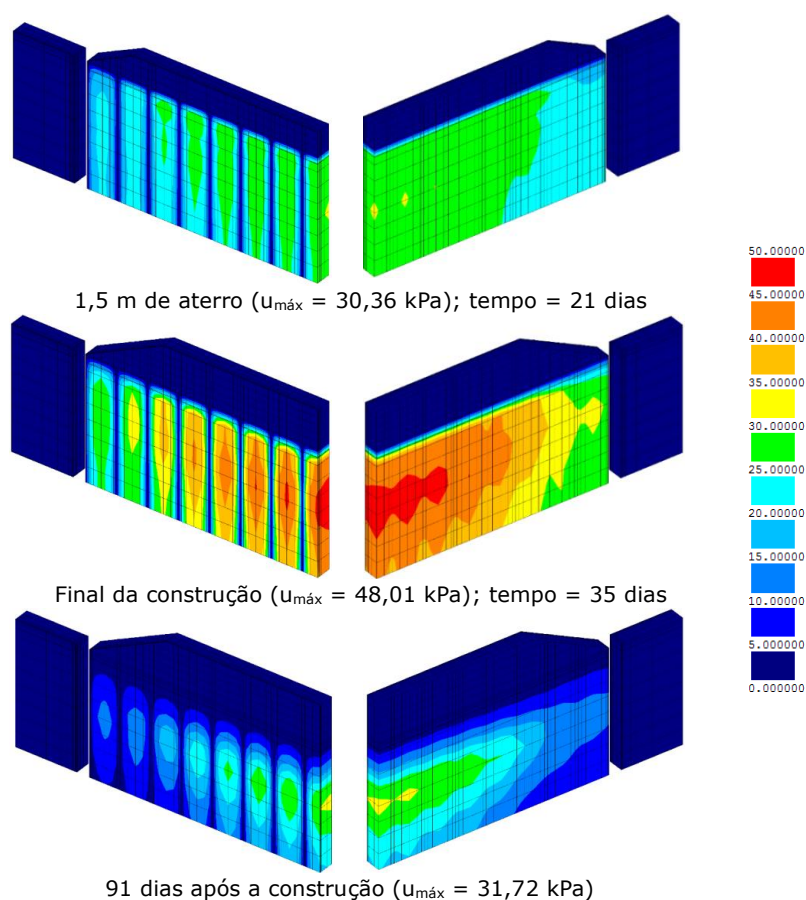


Figura 5 - Excessos de pressão neutra (KPa) para o aterro com drenos verticais

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

Sendo a dissipação dos excessos de pressão neutra acompanhada pelo aumento das tensões efetivas verticais, mostram-se na Figura 7 os incrementos de tensão efetiva vertical no final da construção, para as profundidades de 2 e 4 m. Esta figura vem complementar o que atrás foi dito pois, uma vez que no final da construção uma parcela significativa dos excessos de pressão neutra já foi dissipada, parte do incremento de carga vertical já se transferiu do fluido intersticial para o esqueleto sólido, traduzindo-se em incrementos de tensão efetiva vertical, os quais apresentam maior concentração junto aos geodrenos. Constata-se ainda que os referidos incrementos são maiores para menores profundidades, pois as mesmas se encontram mais próximas da superfície de drenagem do terreno natural, processando-se mais rapidamente a dissipação dos excessos de pressão neutra nessas zonas.

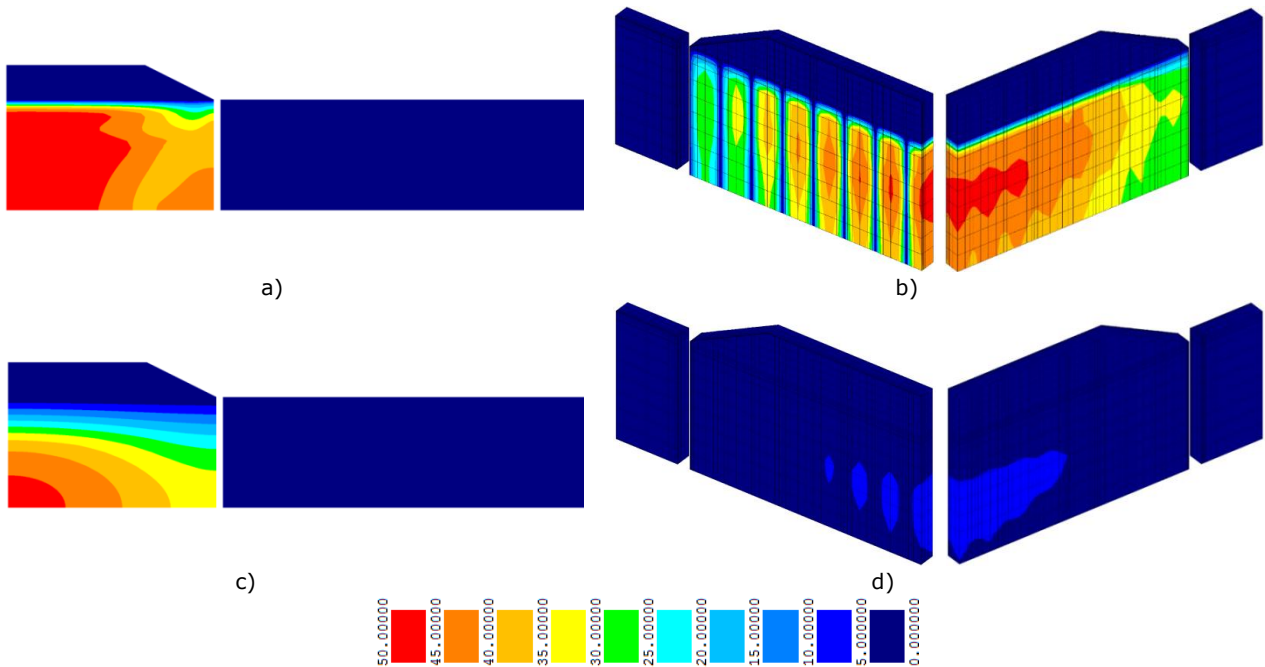


Figura 6 - Distribuição dos excessos de pressão neutra (kPa): a) aterro sem drenos verticais, no final da construção; b) aterro com drenos verticais, no final da construção; c) aterro sem drenos verticais, 364 dias após o final da construção; d) aterro com drenos verticais, 364 dias após o final da construção

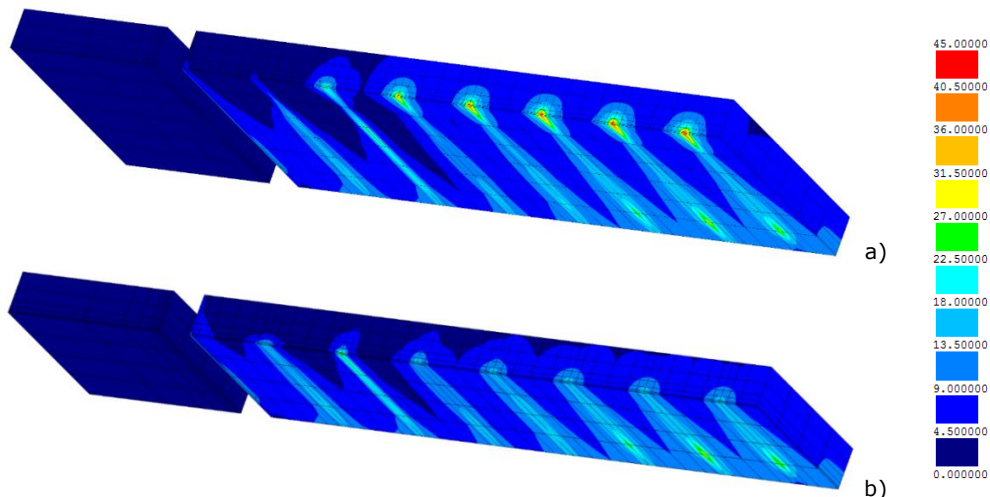


Figura 7 - Incrementos de tensão efetiva vertical no final da construção para o aterro com drenos verticais: a) profundidade de 2 m; b) profundidade de 4 m

Na Figura 8 ilustra-se a evolução dos níveis de tensão no maciço argiloso e no material de aterro, para a situação com drenos verticais, em diferentes instantes, durante e após a construção. A noção de nível de tensão quantifica a proximidade do estado de tensão de um ponto relativamente ao estado crítico. Em solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, o nível de tensão varia entre 0 e 1, sendo 1 o valor correspondente à situação de estado crítico. Por sua vez, em solos mediana ou fortemente sobreconsolidados, o nível de tensão pode tomar valores superiores a 1, os quais correspondem a situações na vizinhança (ou coincidentes) da resistência de pico, característica típica nestes solos. Observando a Figura 8, constata-se que o nível de tensão no solo mole aumenta até se construir a terceira camada de aterro (1,5 m), sendo que, na construção das camadas seguintes se

verifica uma diminuição dos níveis de tensão nas proximidades dos geodrenos. Este aspeto justifica-se pela consolidação que se processa durante o período de carga, promovida pela inclusão dos drenos verticais, traduzindo-se numa melhoria da resistência do solo. No que diz respeito à evolução da distribuição dos níveis de tensão na fase pós-construtiva, verifica-se uma progressiva diminuição, promovida pela dissipação dos excessos de pressão neutra durante a consolidação.

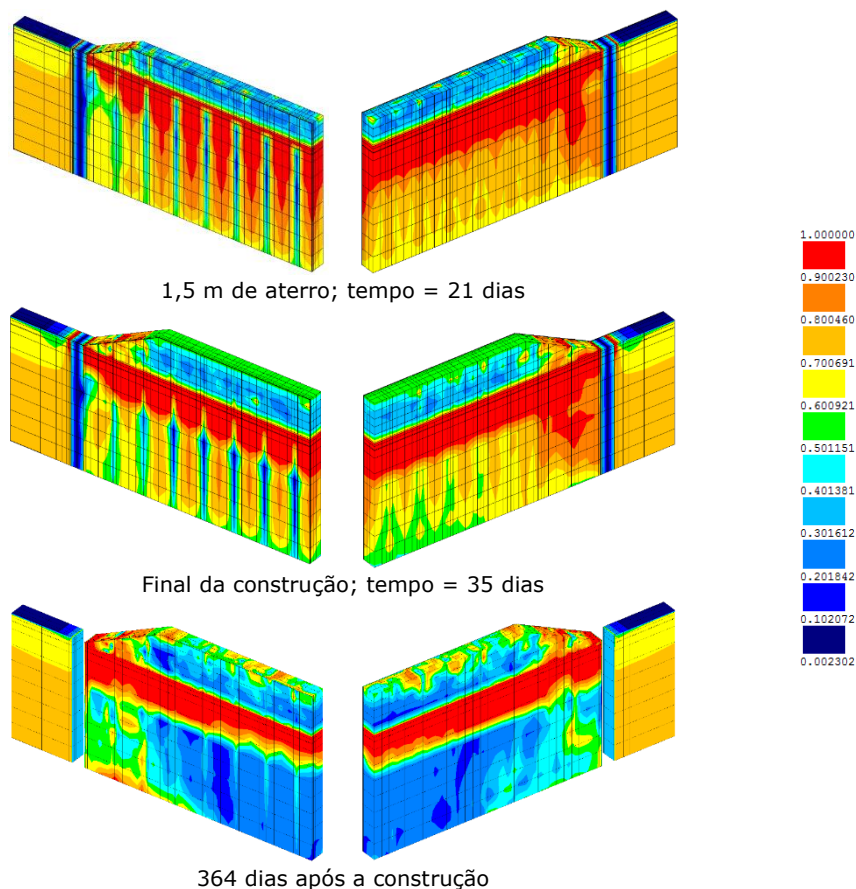


Figura 8 - Níveis de tensão para o aterro com drenos verticais

Importa referir que Almeida (2015) analisou também o mesmo problema mas sem a inclusão das paredes laterais nem dos geodrenos, mostrando claramente que o comportamento geotécnico seria, nesse caso, muito mais inadequado que na solução com as paredes laterais (com ou sem os geodrenos), designadamente em termos não só dos estados de tensão (no final da construção, o problema sem as paredes apresenta áreas em estado crítico muito mais alargadas), mas também das deformações distorcionais (as quais determinam deslocamentos horizontais e levantamentos muito mais elevados nas zonas laterais à área carregada). O cálculo do fator de segurança em relação à rotura global mostrou também que, sem as paredes laterais, o seu valor seria muito próximo da unidade (ligeiramente superior) no final da construção, o que significa que, em termos práticos, o aterro em questão se encontraria muito próximo da rotura global se nenhuma técnica de aumento da estabilidade global fosse considerada (Almeida, 2015). Este facto tornou muito evidente o papel estabilizador da solução com paredes laterais no que toca à segurança global da obra.

Na Figura 9 apresenta-se uma comparação da distribuição dos níveis de tensão para as soluções com e sem drenos verticais, para o final da construção e para o final da consolidação, respetivamente. Relativamente ao aterro com drenos verticais, a principal diferença a registar é a diminuição dos níveis de tensão no solo de fundação, no final da construção, comparativamente com os que se verificam no problema sem drenos, promovida pela inclusão destes órgãos de drenagem. Uma vez que, durante a construção a dissipação dos excessos de pressão neutra é maior na situação com drenos verticais, a resistência do solo é maior, comparada com a da situação sem drenos. No final da consolidação, as diferenças das distribuições dos níveis de tensão para os dois problemas já não são tão significativas. No entanto, importa referir que sendo o processamento da consolidação mais rápido na situação com os drenos verticais, então a distribuição final dos níveis de tensão ocorre mais rapidamente, pelo que as figuras não são representativas do mesmo instante (com drenos – cerca de 4 anos e sem drenos – cerca de 50 anos).

Na Figura 10 mostra-se, para o problema com os drenos verticais, as malhas deformadas no final da construção e no final da consolidação, estando os deslocamentos ampliados com um fator 7 (isto é, a

escala dos deslocamentos é 7 vezes superior à dos comprimentos). Complementam-se estes resultados, ilustrando-se na Figura 11 a evolução dos deslocamentos verticais à superfície do terreno natural para o mesmo problema.

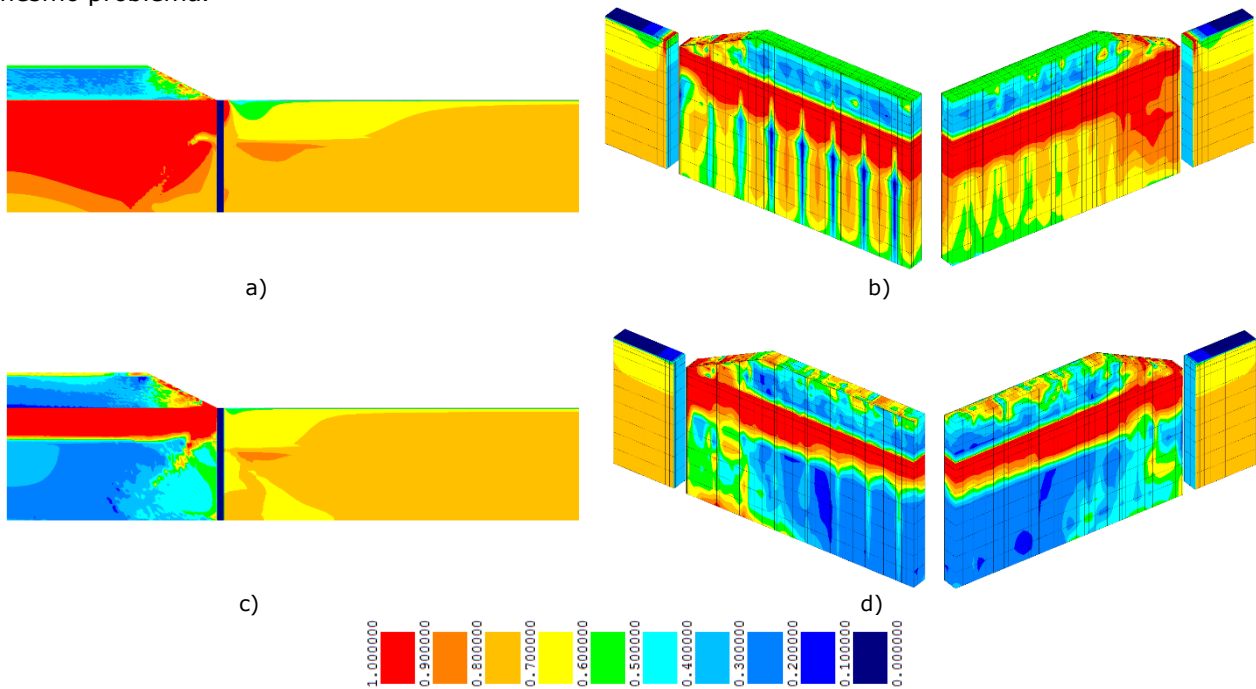


Figura 9 - Níveis de tensão: a) aterro sem drenos verticais, final da construção; b) aterro com drenos verticais, final da construção; c) aterro sem drenos verticais, final da consolidação; d) aterro com drenos verticais, final da consolidação

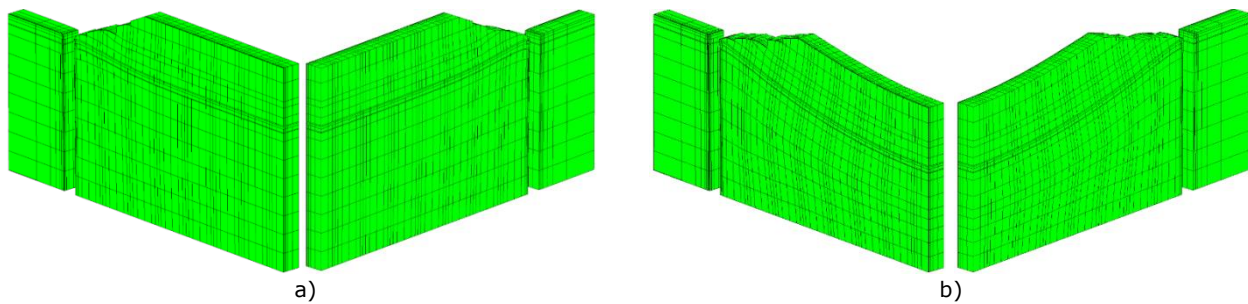


Figura 10 - Malhas deformadas para o aterro com geodrenos verticais (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 7): a) final da construção; b) final da consolidação

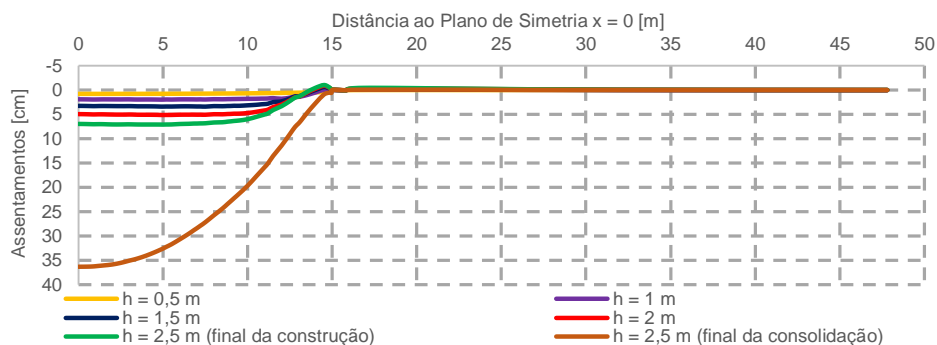


Figura 11 - Deslocamentos verticais à superfície do solo mole para o aterro com drenos verticais (h – altura do aterro)

Na Figura 12 apresenta-se, em termos comparativos, os deslocamentos verticais na superfície do maciço argiloso, para ambas as situações (com e sem drenos verticais), no final da construção e no final da consolidação, e na Figura 13, de uma forma mais pormenorizada, os levantamentos verificados na zona não carregada.

Relativamente aos deslocamentos verticais, os resultados apresentados nestas figuras mostram que para ambas as situações se verificam assentamentos na zona central carregada e levantamentos junto ao pé de talude e na zona não carregada. Havendo na situação com inclusão de drenos no maciço de fundação um efeito não desprezável da consolidação durante o período construtivo, as deformações volumétricas

(no solo argiloso) durante a construção são maiores comparativamente com as que se verificam na situação sem drenos verticais (praticamente nulas, a menos de um certo efeito de consolidação nas camadas mais superficiais da fundação), o que conduz a maiores assentamentos no final da construção, no problema com drenos verticais (Figura 12). De realçar o efeito redutor que a inclusão de drenos no maciço de fundação promove no final da construção nos levantamentos verificados na zona não carregada (de 7 para 4 mm) (Figura 13).

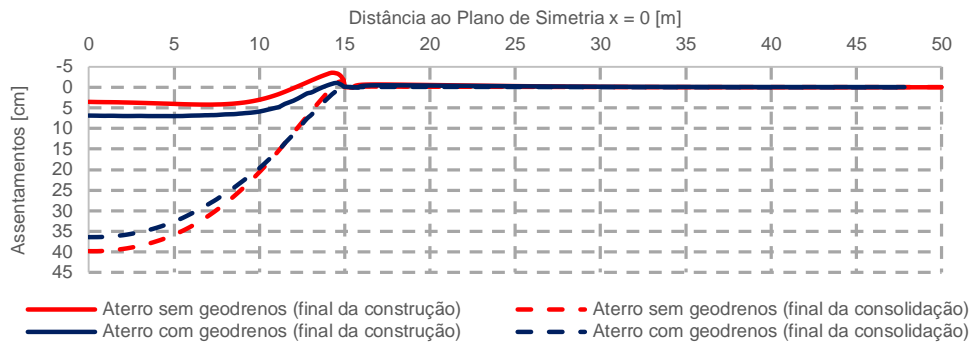


Figura 12 - Deslocamentos verticais à superfície do solo mole no final da construção e no final da consolidação para o aterro com e sem drenos verticais

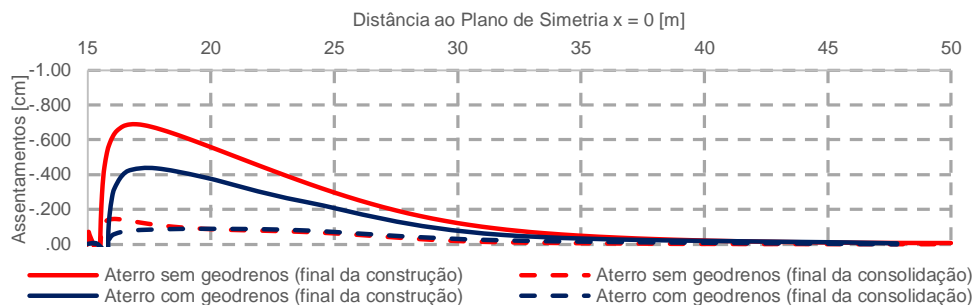


Figura 13 - Levantamentos à superfície do terreno natural, na zona não carregada, no final da construção e no final da consolidação para as situações com e sem drenos verticais

Da análise das deformadas (Figura 10), é de salientar também a uniformidade dos assentamentos na direção longitudinal (direção paralela ao eixo z), não obstante tratar-se de um problema com carácter tridimensional em termos de tensões (neutras, efetivas e totais) e de escoamento. Como mostrado e explicado em Borges (2003, 2004), 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 na base do aterro, 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 – 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 respetivos assentamentos.

Na Figura 14 apresenta-se, para ambas as situações, com e sem drenos verticais, a evolução dos assentamentos no ponto localizado à superfície do terreno argiloso, com coordenadas $x=0$ e $y=8$ (e $z=0$, no caso tridimensional). Da análise da figura ressalta o efeito esperado da utilização dos drenos na aceleração da consolidação, que se traduz numa redução do tempo total de consolidação de cerca de 10 vezes (de aproximadamente de 10000 dias para 1000 dias). Verifica-se também uma pequena redução dos assentamentos a longo prazo quando se utilizam os drenos verticais no maciço de fundação (de 40 cm para 36 cm), consequência direta do melhoramento das características do solo resultante da consolidação durante o processo de carga.

Apresenta-se na Figura 15a os deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação, para ambos os problemas analisados. Verifica-se que para ambos os casos, como seria de esperar, durante a construção, os deslocamentos horizontais são dirigidos para fora da área carregada. Estes movimentos devem-se sobretudo às deformações distorcionais que ocorrem durante este período no maciço de fundação. Durante a consolidação, a tendência dos deslocamentos é na direção da área carregada, sendo consequência das deformações volumétricas que se verificam durante este período no maciço argiloso sob o aterro.

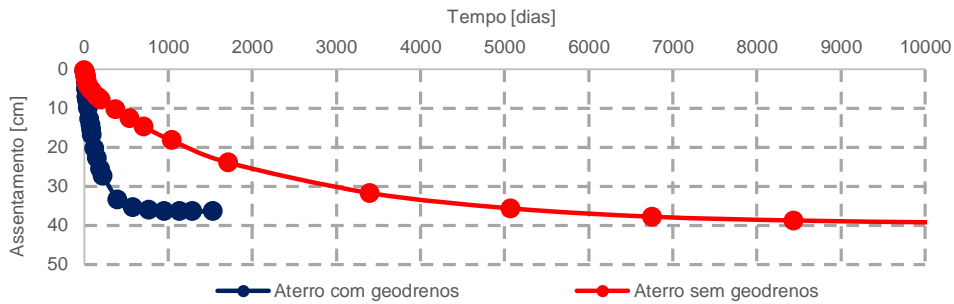


Figura 14 - Assentamentos no ponto médio sob o aterro, à superfície do terreno natural ($x=0$, $y=8$ e $z=0$), para o aterro com e sem drenos verticais

Da análise comparativa dos dois problemas analisados, destaca-se o efeito da inclusão dos drenos na diminuição dos deslocamentos horizontais da parede para cerca de metade. Como se mostrará à frente (Figura 16), este efeito deve-se essencialmente à redução das pressões de terra (pressão neutra mais tensão efetiva horizontal) na face da parede do lado carregado, no final da construção, devido à presença dos geodrenos aí colocados.

Nas Figuras 15b e 15c apresenta-se, para o final da construção e final da consolidação, as distribuições das tensões verticais na parede no caso com geodrenos. Verifica-se que durante a consolidação há uma diminuição das tensões máximas de compressão e de tração, traduzindo-se por isso numa diminuição dos momentos fletores na parede, como à frente se comentará (Figura 17).

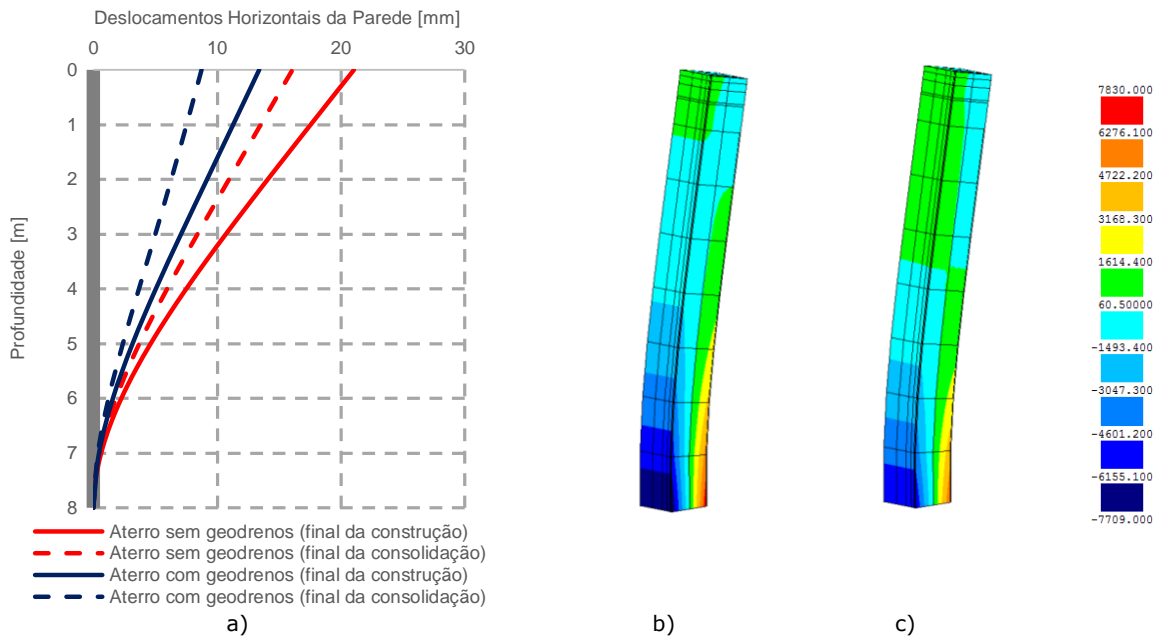


Figura 15 - a) Deslocamentos horizontais da parede, no final da construção e no final da consolidação para as situações com e sem drenos verticais; b) tensões verticais (kPa) na parede no final da construção; c) tensões verticais na parede no final da consolidação

A Figura 16a ilustra a distribuição das pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) sobre as duas faces da parede, referentes ao final da construção e ao final da consolidação, para as situações com e sem drenos verticais. As pressões sobre a face do lado do aterro estão representadas com o sinal negativo, enquanto que as pressões sobre a face do lado não carregado estão representadas com o sinal positivo (tendo em vista a representação na mesma figura das pressões sobre as duas faces). Complementarmente, apresenta-se ainda na Figura 16b os diagramas das diferenças das pressões de terras sobre a face esquerda (do lado carregado) e a face direita da parede, no final da construção e no final da consolidação. Uma vez que as pressões de terras não são constantes na direção z (direção longitudinal do aterro) devido à presença dos geodrenos, os valores das pressões representados nas referidas figuras correspondem aos valores médios segundo a direção z .

Da análise comparativa dos resultados verifica-se que a inclusão dos drenos verticais conduz a pressões de terras sobre a face da parede do lado carregado, no final da construção, inferiores às verificadas para o caso sem estes órgãos de drenagem. Isto deve-se, como já referido, à redução das pressões neutras que se exercem sobre esta face da parede, devido à presença dos geodrenos. Relativamente às pressões de terras sobre a face direita da parede, constata-se que o efeito dos drenos não é tão significativo.

Contudo, a inclusão dos drenos diminui ligeiramente estas pressões, o que se deve essencialmente aos menores deslocamentos horizontais da parede (Figura 15a).

De um modo geral, verifica-se para ambas as situações uma diminuição das pressões de terras na face da parede do lado carregado durante a consolidação (Figura 16a) o que se traduz numa diminuição das ações sobre a parede e numa conseqüente diminuição das tensões verticais (flexão) na mesma (Figuras 15b e 15c). No entanto, verifica-se entre as profundidades de 1,5 m a 3 m um aumento das pressões de terras o que se deve essencialmente a um certo efeito de arco devido ao facto da argila de fundação ser sobreconsolidada até 3 m de profundidade e normalmente consolidada para profundidades superiores, como explicado em Almeida (2015). Este efeito é menos notório na situação em que se introduzem drenos verticais, uma vez que para este caso existe também uma redistribuição de tensões horizontais na direção z, em que estas assumem maiores valores nas proximidades dos drenos.

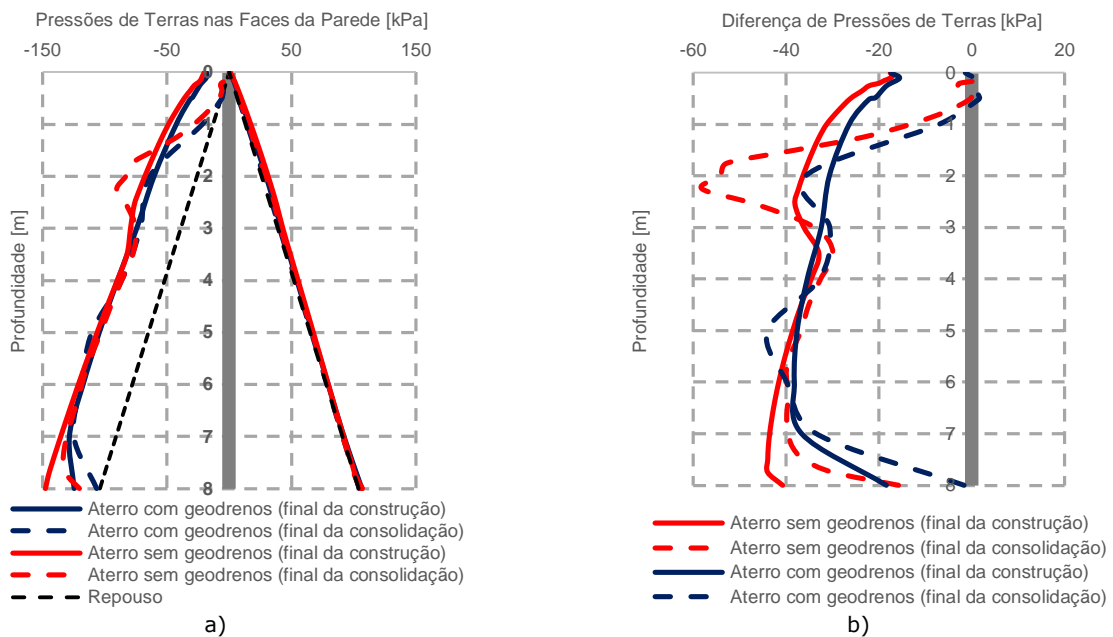


Figura 16 – a) Pressões de terras (tensão horizontal efetiva mais pressão neutra) sobre as faces da parede, no final da construção e no final da consolidação; b) Ações (diferença entre as pressões de terras em ambas as faces da parede) sobre a parede, no final da construção e no final da consolidação

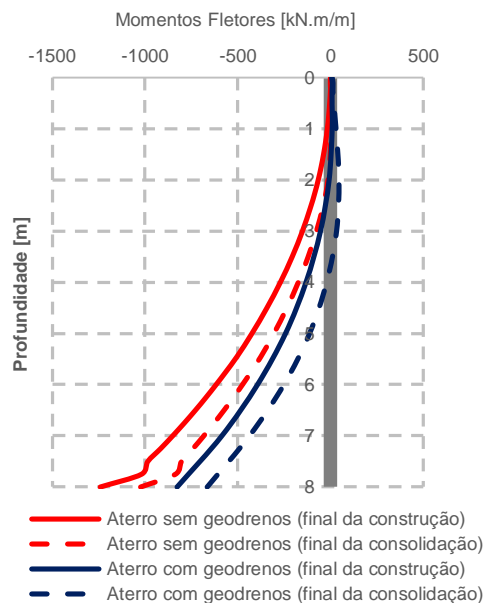


Figura 17 - Diagrama de momentos fletores da parede, para as situações com e sem drenos verticais, no final da construção e no final da consolidação

Comparando as ações sobre a parede para as situações com e sem drenos verticais (Figura 16b), verifica-se que, de um modo geral, estas ações são menores para o caso com drenos verticais, uma vez que, como atrás foi referido, a presença destes provoca uma redução das pressões de água que se exercem sobre a parede, no final da construção do aterro.

Em consequência direta dos aspetos atrás expostos compreende-se a distribuição dos momentos fletores da parede para ambos os casos, no final da construção e no final da consolidação (Figura 17). Assim conclui-se que para além da diminuição do tempo de consolidação, os drenos verticais apresentam um efeito redutor nos esforços na parede, o que se deve à diminuição das pressões de terras já explicada. Para ambos os casos constata-se uma diminuição dos momentos fletores durante a consolidação. Aspeto interessante a notar é a inversão do sinal dos momentos fletores na parede até à profundidade de aproximadamente 3,5 m, no final da consolidação, para a situação com drenos verticais. Este aspeto justifica-se pela inversão das ações sobre a parede nas camadas mais superficiais, durante a consolidação.

5 - CONCLUSÕES

A aplicação, neste artigo, dum modelo numérico (programa de elementos finitos) a um aterro sobre solos moles considerando a execução de paredes laterais e a inclusão de geodrenos verticais (análise tridimensional) e ao mesmo aterro sem os drenos verticais (análise bidimensional), permite destacar as seguintes conclusões sobre os efeitos da inclusão dos geodrenos no problema em apreço: (1) é muito significativo o efeito de redução do tempo total de consolidação (cerca de 10 vezes); (2) existe, no final da consolidação, uma pequena redução dos assentamentos, consequência direta do melhoramento das características do solo mole resultante da consolidação durante o processo de carga; (3) os deslocamentos horizontais da parede reduzem para cerca de metade no final da consolidação; (5) devido à diminuição das pressões de terras sobre as faces da parede (mais notório na face do lado do aterro), os momentos fletores da parede diminuem; (7) são praticamente uniformes os assentamentos na direção 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.

REFERÊNCIAS

- Almeida, F. (2015). *Contenção Lateral com Paredes Flexíveis em Aterros sobre Solos Argilosos Moles. Análise pelo Método dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Borges, J.L. (1995). *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Análise e dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Borges, J.L. (2003). Aterros sobre solos moles incorporando geodrenos verticais: Análise tridimensional pelo método dos elementos finitos. *Geotecnia*, 98, pp. 59-74.
- Borges, J.L. (2004). Three dimensional analysis of embankments on soft soils incorporating vertical drains by finite element method. *Computers and Geotechnics*, 31(8): 665-676.
- Borges, J.L., Cardoso, A.S. (2000). Simulação numérica dos processos de consolidação em aterros sobre solos moles. *Geotecnia*, 89, pp. 57-75.
- Britto, A.M., Gunn, M.J. (1987). *Critical soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood Limited, England.
- Harata, N., Otani J., Ochiai, H., Onda K., Okuda, Y. (2009). Countermeasures against settlement of embankment on soft ground with PFS (Partial Floating Sheet-Pile) method. *Geotechnics of Soft Soils – Focus on Ground Improvement* – Karstunen & Leoni (eds.), Taylor & Francis Group, Londres.
- Lewis, R.W., Schrefler, B.A. (1987). *The finite element method in the deformation and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Inc., New York.