

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UM ATERRO RODOVIÁRIO COM GEOMETRIA ASSIMÉTRICA

NUMERICAL SIMULATION OF BEHAVIOUR OF A ROAD EMBANKMENT WITH ASYMMETRICAL GEOMETRY

Venda Oliveira, Paulo José da, *FCTUC, Coimbra, Portugal, pjvo@dec.uc.pt*
Leal Lemos, Luís Joaquim, *FCTUC, Coimbra, Portugal, llemos@dec.uc.pt*

RESUMO

Neste trabalho estuda-se o comportamento de um aterro rodoviário do IP3, comparando-se os valores da observação "in-situ" com os resultados numéricos efectuados com o modelo "Cam-Clay Modificado" (CCM), em termos de deslocamentos verticais e horizontais e de acréscimos de pressões de água nos poros. Em complemento, estabelece-se o confronto com o comportamento típico de aterros sobre solos moles com geometria simétrica, pela análise da variação dos acréscimos de pressão intersticial com a variação de tensões totais verticais, e da evolução da deformação horizontal com o assentamento.

ABSTRACT

In this paper a study is presented concerning the behaviour of an highway embankment located at IP3. The numerical results obtained with the "Modified Cam Clay" model are compared to those observed "in-situ", in terms of settlements, horizontal displacements and excess pore pressure. Additionally, the predicted behaviour is compared with the typical behaviour of symmetrical embankments on soft soils in terms of horizontal displacements versus settlements, and the variation of excess pore pressure versus the variation of vertical total stress.

1. INTRODUÇÃO

O território nacional, fruto da sua integração europeia, tem assistido ao longo das últimas décadas a um forte desenvolvimento social, económico, industrial e urbanístico, o que conduziu necessariamente à construção de novas e modernas vias de comunicação, entre os diversos pólos de desenvolvimento e na periferia dos mesmos. Dado este desenvolvimento se ter efectuado de uma forma assimétrica, concentrando-se fundamentalmente na zona litoral, e localizando-se aí os principais depósitos de solos moles, é com alguma previsibilidade que se tem assistido ao atravessamento deste tipo de formações geotécnicas por intermédio das mais recentes vias de comunicação, tanto rodoviárias como ferroviárias.

Há alguns anos, o atravessamento destas formações geotécnicas era efectuada fundamentalmente por intermédio de extensos viadutos, os quais não são em geral uma solução muito atractiva do ponto de vista económico. Nos anos mais recentes, com a generalização das técnicas de melhoramento de solos, tem vindo a ser implementada, como solução alternativa, a construção de aterros sobre estes solos aluvionares, os quais em geral apresentam fracas características geotécnicas. Um dos casos mais emblemáticos, localiza-se no troço do IP3 entre Figueira da Foz e Montemor-o-Velho, tendo parte dos aterros desta auto-estrada sido construídos sobre os solos aluvionares da bacia do Baixo Mondego, os quais nalguns locais atingem espessuras da ordem de 50 metros.

Neste trabalho, analisa-se o comportamento de um aterro implantado sobre estes aluviões, que na secção em estudo apresentam um desenvolvimento assimétrico caracterizado pela variação de espessura ao longo do perfil transversal. O comportamento deste aterro, descrito pelas grandezas observadas "in-situ", é comparado com simulações numéricas, pretendendo-se assim evidenciar as incidências deste tipo de geometria do solo de fundação no comportamento, estabelecendo-se para tal o confronto com a evolução previsível à luz dos pressupostos de Leroueil et al. [1]. Nesta análise é dada particular relevância à variação dos acréscimos de pressão intersticial com a variação da tensão total vertical e à evolução dos deslocamentos horizontais com o assentamento.

2. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL

O local em análise localiza-se ao Km 7,775 do troço Figueira da Foz - Santa Eulália, pertencente ao Itinerário Principal nº 3 (IP3), de acordo com o assinalado na Figura 1.

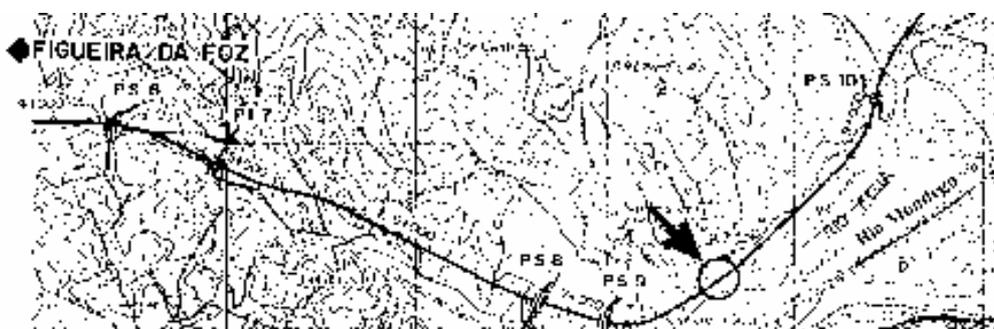


Figura 1 - Extracto da planta topográfica do troço Figueira da Foz - Sta Eulália do IP3.

Nesta secção foram realizadas três sondagens (S_1 , S_2 e S_3), que permitiram o estabelecimento do perfil geotécnico da Figura 2, tendo-se detectado a existência de aluviões silto-arenosos e silto-argilosos sobre um substrato rochoso composto pelos designados "Calcários de Tentúgal". Foi detectada uma espessura de aluviões variável entre 5,5 e 8,5 metros.

O comportamento do aterro durante a sua construção foi periodicamente observado, sendo a instrumentação composta pelo seguinte equipamento (Figura 2) : (i) um tubo inclinométrico sub-vertical localizado na vertical do pé do talude do aterro principal, para medição dos deslocamentos horizontais, (ii) duas placas de assentamentos (T_1 e T_2) sob o aterro e uma marca superficial (M_1) na lateral da banquetta, para medição dos deslocamentos verticais, (iii) três piezómetros de corda vibrante (P_2 , P_3 e P_5), para medição das pressões de água nos poros.

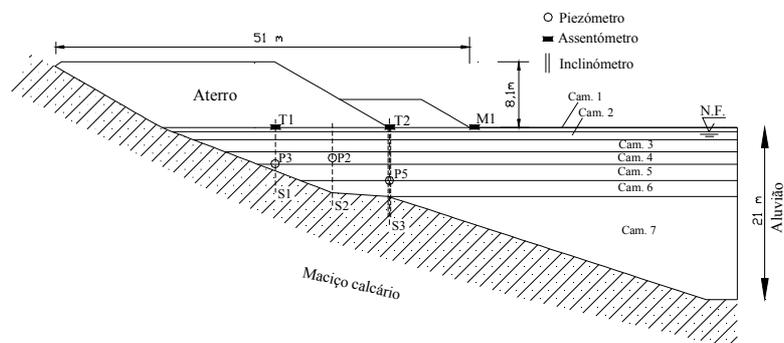


Figura 2 - Perfil geotécnico da secção 7,775 Km do IP3.

Na Figura 3 apresenta-se a sequência construtiva do aterro, a qual, para efeitos de cálculo, foi subdividido em seis subcamadas a que correspondem as cotas de 1,1, 1,85, 3,45, 4,7, 7,55 e 8,1 metros, aplicadas nos instantes $t = 0, 80, 240, 290, 385$ e 420 dias, respectivamente.

O trabalho de caracterização geotécnica destes solos [2] permitiu o zonamento do solo de fundação de acordo com o Quadro 1, que explicita as características físicas e mecânicas das diversas subcamadas. O

comportamento do solo de fundação é simulado pelo modelo "Cam Clay Modificado" (CCM), sendo o aterro caracterizado por uma lei elástica linear, com $\nu' = 0,3$, variando o módulo de deformabilidade (E') entre 30 e 2 MPa, respectivamente da camada inferior para a superior, reproduzindo-se desta forma o menor confinamento das camadas superiores.

Os coeficientes de permeabilidade apresentados no Quadro 1, referem-se a valores globais equivalentes, traduzindo assim as condições de drenagem do conjunto "solo-drenos verticais", tendo sido obtidos a partir de uma análise paramétrica realizada por Venda Oliveira [3] com base no método de Asaoka et al. [4].

Quadro 1 - Características físicas e mecânicas das diversas camadas.

Camada	Prof. (m)	γ (kN/m ³)	$K_o(nc)$	OCR	e_o	Parâmetros do modelo CCM				$k_{y(eq)}$ (m/dia) [$\times 10^{-4}$]	k_x/k_y
						$e_{\lambda o}$	λ	κ	M		
1	0,0 - 0,5	15,0	7,5	0,90	2,0	2,57	0,217	0,027		----	
2	0,5 - 1,5	15,0	5,5	0,79	2,0	2,72	0,217	0,027		23,4	
3	1,5 - 3,0	14,8	3,5	0,66	2,0	2,88	0,261	0,035		93,6	
4	3,0 - 4,5	14,5	1,8	0,51	2,2	3,05	0,304	0,060	1,48	115,4	3
5	4,5 - 6,5	14,5	1,0	0,40	2,1	3,13	0,304	0,060		31,14	
6	6,5 - 8,5	15,2	1,0	0,40	1,8	2,45	0,178	0,025		7,78	
7	8,5 - 21,0	15,0	1,0	0,40	1,9	2,76	0,217	0,026		9,36	
Aterro	-----	22,0	1,0	0,50	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Na Figura 4 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada no cálculo, sendo constituída por 679 pontos nodais e 202 elementos quadrangulares de 8 nós, tendo-se utilizado elementos "híbridos" nas zonas em consolidação, permitindo assim o cálculo dos deslocamentos em conjunto com os excessos de pressão intersticial.

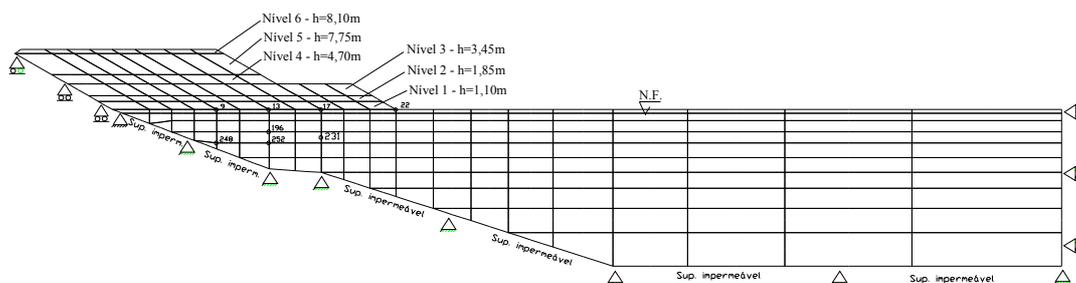


Figura 4 - Malha de elementos finitos.

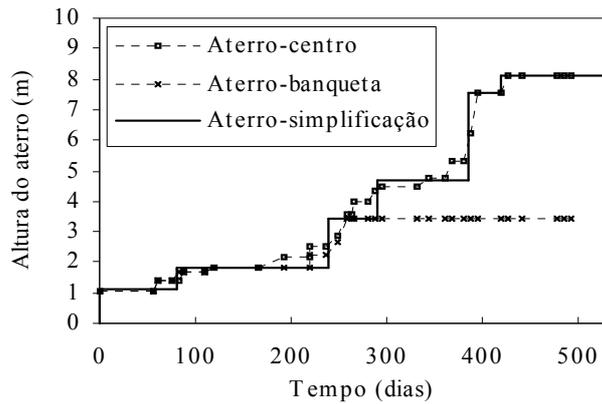


Figura 3 - Sequência construtiva do aterro.

Neste estudo foi utilizado um programa plano de elementos finitos desenvolvido na FCTUC [5], que permite a realização de análises elasto-plásticas com consolidação acoplada, e que incorpora diversas leis constitutivas, entre as quais o modelo "CCM".

3. ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES

A Figura 5 ilustra a evolução dos assentamentos sob o pé do talude do aterro principal (placa T₂), constatando-se que a simulação numérica reproduz sensivelmente bem o comportamento do aterro, muito embora em termos qualitativos se registem algumas discrepâncias. Nos instantes iniciais ($t < 100$ dias) observa-se um comportamento caracterizado por uma grande deformação inicial, não reflectindo (aparentemente) a influência da sobreconsolidação inicial. Entre 250 e 400 dias constata-se um acréscimo significativo do assentamento, estando este facto naturalmente relacionado com o brusco aumento da altura do aterro.

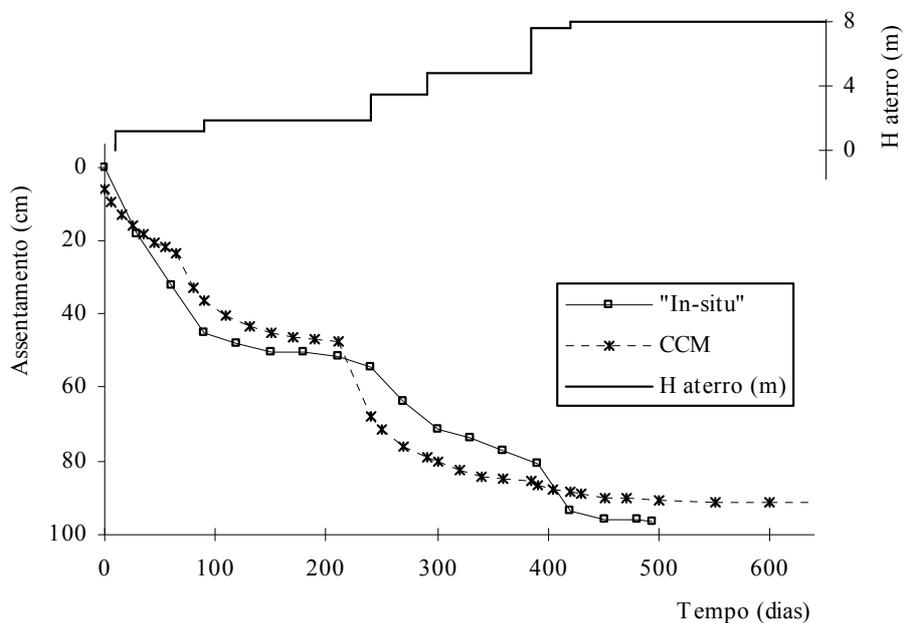


Fig. 5 - Evolução temporal dos assentamentos na placa T₂.

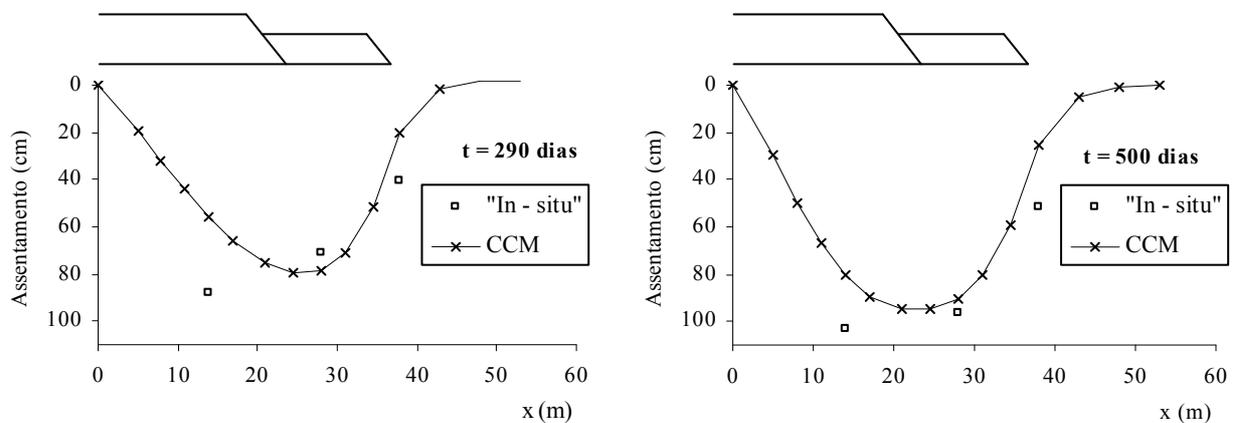


Fig. 6 - Evolução transversal dos deslocamentos verticais superficiais

A evolução transversal dos assentamentos para $t = 290$ dias e $t = 500$ dias é apresentada na Figura 6, observando-se as maiores diferenças junto ao maciço rochoso (placa T_1), o que poderá estar relacionada com uma deficiente interpretação da espessura do aluvião aí existente, em consequência da provável alteração do maciço calcário. Nos restantes pontos, a simulação numérica reproduz razoavelmente bem o comportamento observado, embora com a análise numérica se observe uma "bacia de subsidência" mais estreita, reflectindo o facto de se ter admitido deslocamento zero no ponto de junção aterro-macício rochoso.

Na Figura 7 apresentam-se os diagramas dos deslocamentos laterais observadas no tubo inclinométrico, para $t = 290$ dias e $t = 500$ dias. Constata-se que a análise numérica simula bem a evolução dos deslocamentos horizontais, nomeadamente para $t = 290$ dias. A evolução temporal dos deslocamentos laterais no nó 231 (Figura 8), permite confirmar a boa aproximação numérica, e evidenciar um desenvolvimento não linear, observando-se a sua aceleração imediatamente após a aplicação das fases de carga.

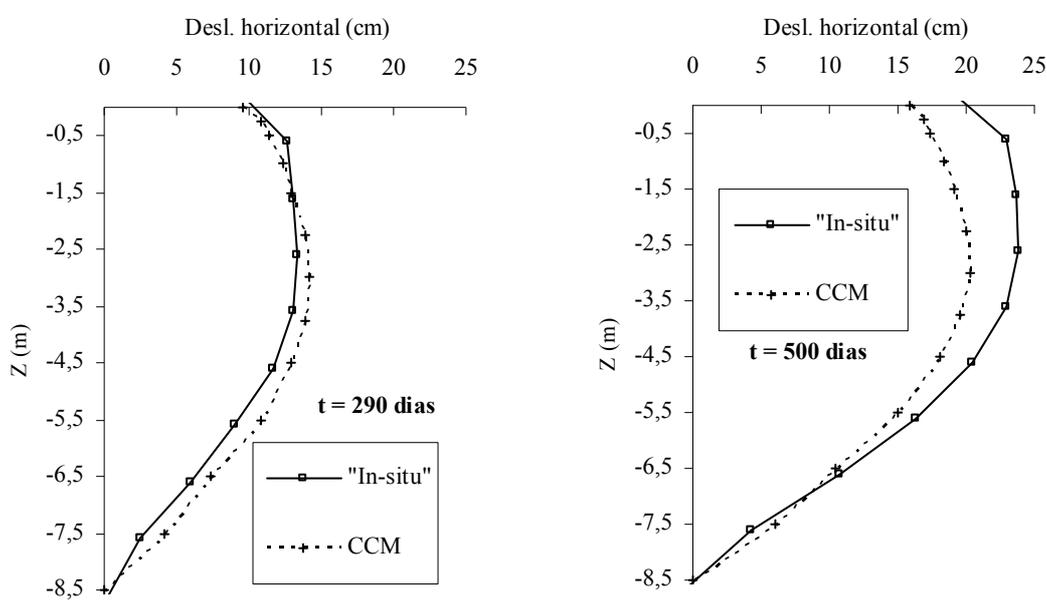


Fig. 7 - Deslocamentos horizontais na vertical do pé do aterro.

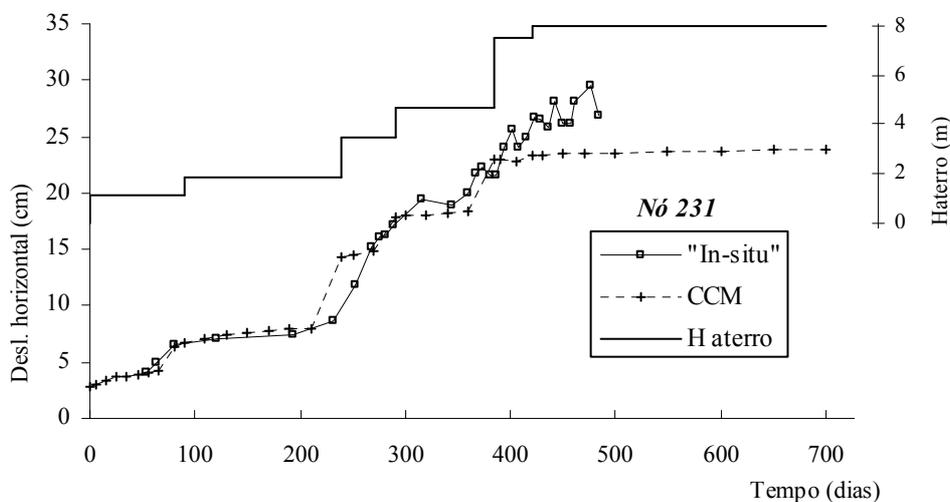


Fig. 8 - Deslocamentos horizontais no nó 231

O estabelecimento do diagrama que relaciona o deslocamento horizontal máximo com o assentamento na placa T₂ (Figura 9), permite evidenciar que as fases de carga estão relacionadas a troços com declive acentuado ($\Delta y_{\max} \cong \Delta H$), observando-se a diminuição de inclinação ($\Delta y_{\max} < \Delta H$) durante as fases de consolidação. Este comportamento é consonante com o descrito por Leroueil et al. [1] para aterros simétricos, tendo estes autores preconizado durante as fases de carga a relação:

$$\Delta y_{\max} = (0,91 \pm 0,2) \Delta H \quad (1)$$

representando ΔH o assentamento e Δy_{\max} o incremento de deslocamento lateral máximo. Durante as fases de consolidação Tavenas et al. [6] e Bourges e Mieussens [7] propõem a seguinte expressão:

$$\Delta y_{\max} = 0,2 \Delta H \quad (2)$$

Neste aterro, após a consolidação, obteve-se um valor ligeiramente superior, $\Delta y_{\max} = 0,23 \Delta H$, sendo este facto coerente com o tipo de geometria do solo de fundação, caracterizado pelo forte declive do maciço rochoso em direcção ao vale aluvionar, o que naturalmente facilita o escorregamento lateral.

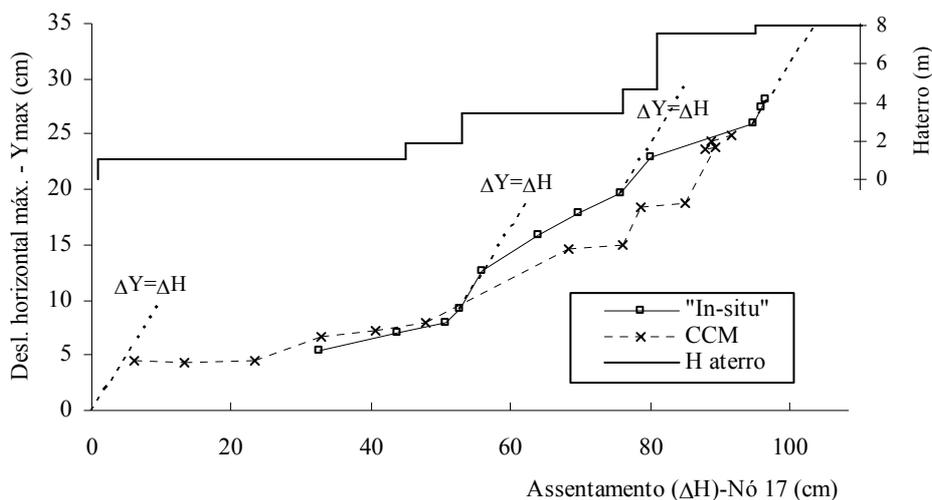


Fig. 9 - Deslocamento horizontal máximo versus assentamento (nó 17).

4. PRESSÕES INTERSTICIAIS

A Figura 10 ilustra a evolução dos excessos de pressão intersticial no piezómetro P₅, permitindo observar que a simulação numérica conduz a maiores excessos de pressão intersticial, o que se julga estar relacionado com o facto de ter havido algum desfasamento entre os instantes de colocação das subcamadas de aterro e de medição. Contudo, é clara a resposta do piezómetro à colocação de novas subcamadas de aterro. No final, para $t > 450$ dias, observa-se que a pressão de água nos poros, incoerentemente, tende a aumentar, estando este facto relacionado com as flutuações do nível de água no solo impostas pelas necessidades da agricultura local [5].

A evolução das pressões intersticiais em função da altura do aterro (Figura 11) mostra a existência de um acréscimo de pressão intersticial aproximadamente igual ao aumento da tensão vertical, ou seja $\bar{B} (= \Delta u / \Delta \sigma_v) \cong 1,0$, durante a colocação das três primeiras subcamadas de aterro, evidenciando a existência de comportamento não drenado associado a uma situação

normalmente consolidada. Embora, a zona superficial do solo de fundação se encontre inicialmente ligeiramente sobreconsolidada ($OCR < 1,5$), o incremento de carga induzido pela primeira subcamada de aterro é suficiente para impor um estado normalmente consolidado, pelo que se obtém o comportamento descrito. Não obstante se estar em presença de um aterro assimétrico, constata-se que o valor de \bar{B} obtido durante as fases de carga se aproxima do preconizado por Leroueil et al. [8] para aterros simétricos:

$$\bar{B} = 1,05 \pm 0,15 \quad (3)$$

Com a colocação das subcamadas subsequentes registam-se valores de \bar{B} inferiores, afastando-se assim do comportamento não drenado. Este comportamento é devido ao facto do piezómetro P5 se localizar sob o pé do talude do aterro principal, sendo por conseguinte pouco sensível ao crescimento deste aterro, além de reflectir algum fluxo de água proveniente do maciço central, em consequência das fases de consolidação precedentes.

Na Figura 11 também se constata a excelente simulação dos resultados "in-situ" por parte da análise numérica com o modelo CCM.

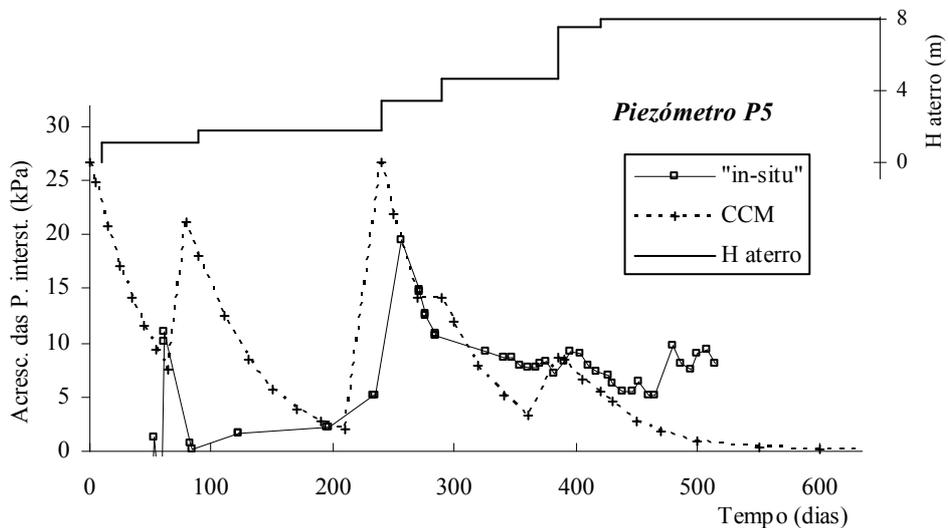


Fig. 10 - Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no piezómetro P5.

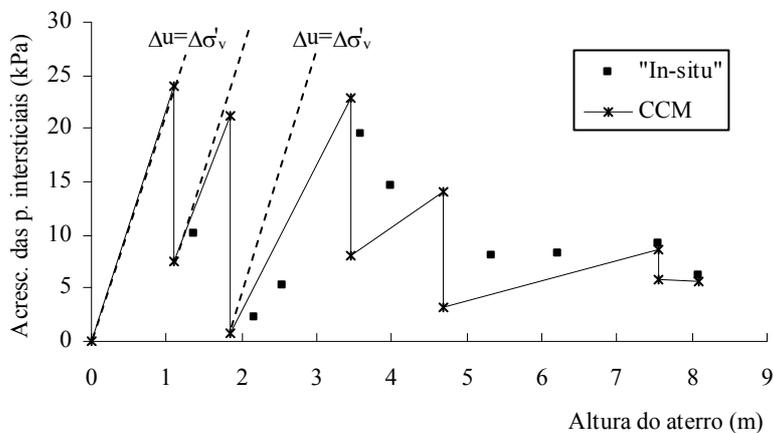


Fig. 11 - Excesso de pressão intersticial (piezómetro P5) versus altura do aterro.

5. CONCLUSÕES

Os resultados apresentados evidenciam bem a excelente adequabilidade do modelo "Cam Clay Modificado", para simular o comportamento deste aterro, tanto em termos de assentamentos, de deslocamentos horizontais como da evolução temporal de pressões intersticiais, não obstante se tratar de um modelo baseado em condições isotrópicas.

Da análise dos resultados, também se conclui que o comportamento exibido pelo aterro em análise, embora não se trate de um aterro típico, é muito semelhante ao que seria expectável de acordo com os pressupostos de Leroueil et al. [1], observando-se os seguintes aspectos:

- i)* a existência de elevadas taxas de deformação vertical imediatamente após a colocação das subcamadas de aterro, resultando este facto da elevada permeabilidade do solo associado à existência de drenos verticais;
- ii)* os deslocamentos horizontais ocorrem fundamentalmente durante as fases de carga, diminuindo a sua taxa de incremento durante as fases de consolidação;
- iii)* imediatamente após a colocação das subcamadas observam-se valores de $\bar{B}(= \Delta u / \Delta \sigma_v)$ próximos da unidade, traduzindo a existência de um comportamento essencialmente do tipo não drenado.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se o apoio concedido pelo PRODEP.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Leroueil, S.; Magnan, J.P. e Tavenas, F. (1990). "Embankments on soft clays". Ellis Horwood Limited, England.
- [2] Coelho, P.A.L.F. (2000). "Caracterização geotécnica de solos moles : Estudo do local experimental da Quinta da Foja (Baixo Mondego)". Tese de dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade de Coimbra.
- [3] Venda Oliveira, P.J.; Leal Lemos, L.J. (2002). "Metodologias de simulação de drenos verticais em análises planas". 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 1, pp. 769-780, Lisboa.
- [4] Asaoka, A.; Nakano, M.; Fernando, G.S.K.; Nozu, M. (1995). "Mass permeability concept in the analysis of treated ground with sand drains". Soils and Foundations, Vol. 35, Nº 3, pp 43-53.
- [5] Venda Oliveira, P.J. (2000). "Estudo do comportamento de aterros sobre solos moles". Tese de doutoramento, FCTUC.
- [6] Tavenas, F.A.; Mieussens, C.; Bourges, F. (1979). "Lateral displacements in clay foundation under embankments". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16 (3), pp. 532-550.
- [7] Bourges, F. e Mieussens, C. (1979). "Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles, méthode de prévision". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, nº 101, pp. 73-100.
- [8] Leroueil, S.; Tavenas, F.; Mieussens, C. e Peignaud, M. (1978). "Construction pore pressures in clay foundations under embankments, Part II: generalized behaviour". Canadian Geotechnical Journal, nº 15 (1), pp. 66-82.