

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ATERROS CONTRUÍDOS SOBRE MACIÇOS ARGILOSOS MOLES E REFORÇADOS NA BASE COM GEOSSINTÉTICOS

Analysis of geosynthetic reinforced embankments on soft soils

JOSÉ LEITÃO BORGES*

ANTÓNIO SILVA CARDOSO**

RESUMO - Usando um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos, analisa-se o comportamento dum aterro reforçado sobre um solo argiloso mole. É dado especial realce aos estados de tensão no maciço de fundação, aos deslocamentos e aos esforços no geossintético. Introduzem-se igualmente os resultados do mesmo aterro mas não-reforçado, retirando-se algumas conclusões relativas aos efeitos da utilização dos geossintéticos como elementos estruturais de reforço neste tipo de obras.

SYNOPSIS - The behaviour of a reinforced embankment on soft ground is studied by a numerical model based on finite elements method. Special emphasis is given to the stress states, the displacements and the stresses in the geosynthetic. The results of the same unreinforced problem is also presented and some conclusions are put forward about the effects of using geosynthetics as structural elements of reinforcement in this kind of problems.

1 - INTRODUÇÃO

A ocupação crescente do espaço, resultado do crescimento económico e social das populações, tem conduzido nas últimas décadas à necessidade de utilização de maciços com fracas características geotécnicas como fundação de múltiplas obras de Engenharia. Em particular, a construção de aterros, em infraestruturas de vias de comunicação, sobre solos argilosos moles tem-se tornado cada vez mais uma realidade, por razões económicas, associadas também a condicionalismos relativos às características dos traçados, à preservação de áreas agrícolas, à ordenação urbanística, etc..

Não obstante os inúmeros trabalhos de investigação relativos à construção de aterros sobre solos argilosos moles, os problemas postos pela execução destas obras, devido à sua complexidade, constituem ainda hoje um desafio às capacidades científicas e tecnológicas no âmbito da Geotecnia.

Perante esses problemas, os engenheiros geotécnicos desenvolveram diversas técnicas construtivas tendo por objectivo obviar os inconvenientes levantados pela execução das obras em questão. Esses inconvenientes prendem-se normalmente com a dificuldade de garantir a segurança relativamente à estabilidade global e com a existência de assentamentos que se processam lentamente no tempo e assumem valores elevados a longo prazo.

Com o desenvolvimento da indústria têxtil neste século, acrescentaram-se às soluções clássicas, especialmente a partir da década de sessenta, as técnicas de reforço de solos com geossintéticos. Normalmente, a aplicação destes materiais nas obras de aterro sobre solos

* Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da FEUP

** Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da FEUP

moles traduz-se num aumento da estabilidade global, num melhor desempenho em termos de deslocamentos e numa redução de custos relativamente às soluções mais tradicionais.

Neste trabalho, é analisado, durante e após a construção, o comportamento dum aterro reforçado sobre um solo argiloso mole através da aplicação dum modelo numérico baseado no método dos elementos finitos (Borges, 1995), pondo-se em evidência os aspectos fundamentais desse comportamento e retirando-se algumas conclusões sobre os efeitos da utilização dos geossintéticos como elementos estruturais de reforço neste tipo de obras. O modelo utilizado apresenta as seguintes características principais:

1) formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento tendo em conta as relações constitutivas dos solos formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação de Biot);

2) simulação do comportamento constitutivo dos solos, dos reforços e das interfaces entre estes através de modelos de estado crítico (Cam-clay, Cam-clay modificado e modelo (p,q,q)), para os primeiros, e de modelos elastoplásticos com endurecimento, para os restantes;

3) modelação do comportamento viscoso dos reforços utilizando um modelo reológico baseado na associação em série de unidades de Kelvin.

2 - DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema considerado diz respeito à construção contínua, em 28 dias, de um aterro (reforçado e não-reforçado) de 2 m de altura, simétrico, com uma plataforma final de 10,6 m de largura e com taludes inclinados $\frac{1}{2}$. A camada de argila saturada, que constitui a fundação, tem 5 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável.

A Fig.1 ilustra a geometria da obra, representando a malha de elementos finitos onde estão desenhados somente os elementos bidimensionais. Trata-se de uma malha com um total de 1195 nós e 571 elementos, sendo 526 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamentos e 3 incógnitas de excessos de pressões neutras), que constituem o maciço de fundação e o aterro, 15 elementos-barras de 3 nós (6 incógnitas de deslocamentos), que o reforço (geotêxtil) situado na base do aterro, e 30 elementos de junta de 6 nós (12 incógnitas de deslocamentos), que simulam as interfaces superior e inferior entre o solo e o geotêxtil. Na situação de número máximo de elementos, isto é, com a totalidade do aterro construído, o problema tem 2390 incógnitas de deslocamentos (duas vezes o número total de nós) e 256 incógnitas de excessos de pressões neutras (tantas quantos os vértices dos elementos triangulares que constituem o maciço de fundação).

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 estabeleceu-se um ritmo contínuo de construção de 7 dias por camada.

No que se refere às condições de fronteira dos deslocamentos, elas foram estabelecidas atendendo, por um lado, às condições de simetria (fronteira lateral esquerda onde se impõem deslocamentos horizontais nulos) e, por outro, às características supostas para as formações geológicas em que 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). Relativamente aos excessos de pressões neutras, fixaram-se iguais a zero os valores relativos aos nós que pertencem à única superfície de drenagem considerada, ou seja, o plano limite superior da camada de fundação.

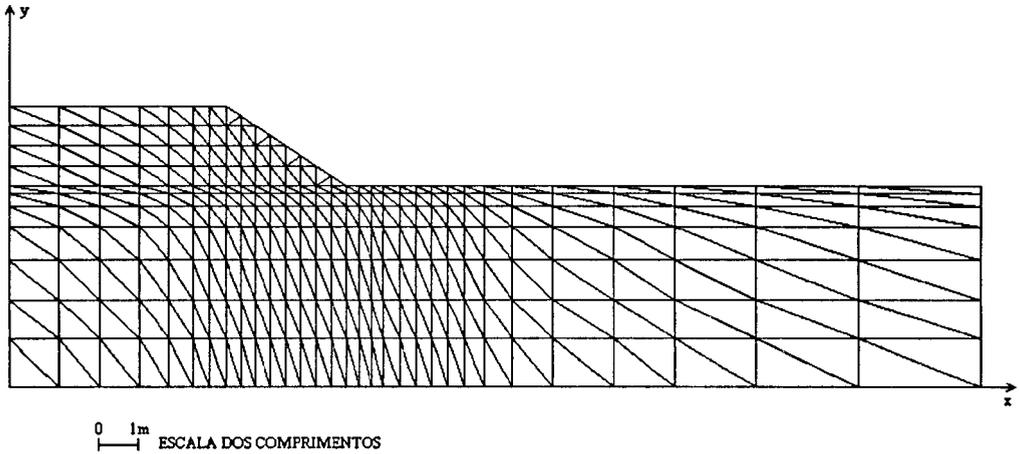


Fig. 1 - Malha de elementos finitos

As relações constitutivas do aterro e da fundação foram simuladas através da aplicação do modelo de estado crítico (p,q,q) com os parâmetros indicados no Quadro I. No Quadro II complementam-se estas informações indicando para a argila a variação em profundidade dos coeficientes de impulso em repouso e de sobreconsolidação; 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.

QUADRO I

Propriedades da argila da fundação e do aterro

	λ	κ	Γ	ϕ (°)	v'	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	1,82	20	-	-

QUADRO II

k_0 e OCR da argila

Prof.	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

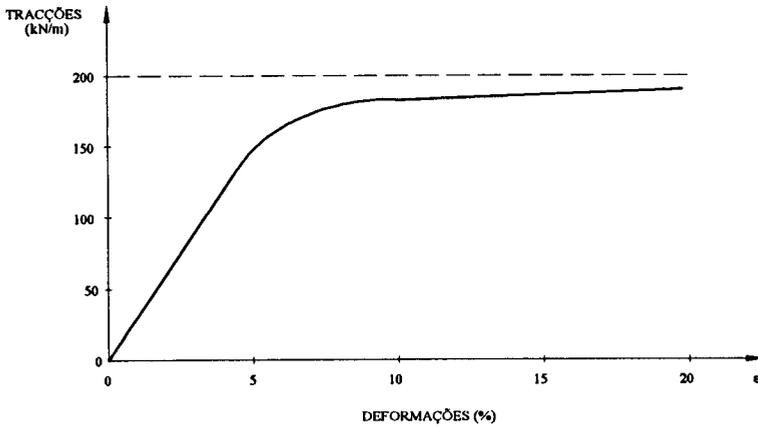
Ao estabelecer as propriedades constitutivas dos elementos-barra que simulam o geotêxtil, teve-se em atenção as características típicas deste (Lopes, 1992; Quaresma, 1992; Borges, 1995). Dado o carácter não-linear das curvas dos ensaios de tracção, simulou-se o seu comportamento usando um modelo elastoplástico com endurecimento (Owen e Hinton, 1980; Borges, 1995). Na Fig.2 estão representadas a curva teórica utilizada e a lei de endurecimento correspondente. No Quadro III explicitam-se os parâmetros que as caracterizam.

QUADRO III

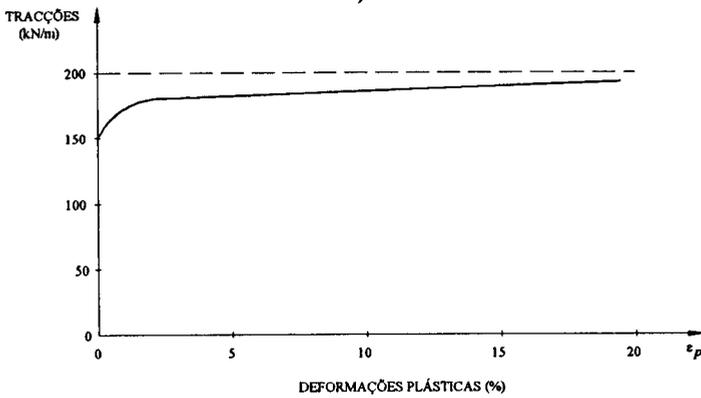
Propriedades mecânicas do geotêxtil

E (kPa)	A (m ²)	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
$1,5 \times 10^6$	0,002	$7,5 \times 10^4$	$8,824 \times 10^6$	0	35,29	0

Lei de endurecimento: $\sigma_c = c_1 + (c_2 \epsilon_p + c_3 \epsilon_p^2) / (1 + c_4 \epsilon_p + c_5 \epsilon_p^2)$ (σ_c em kPa)



a)



b)

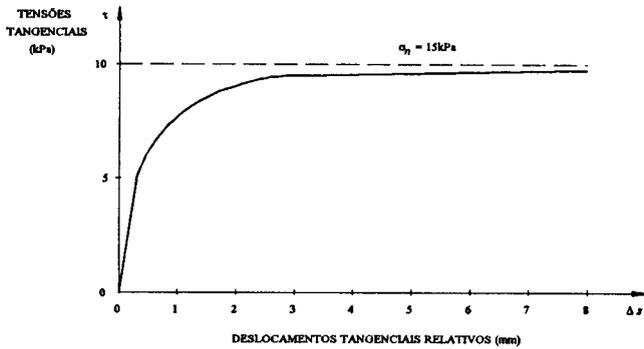
Fig.2 - Geotêxtil: a) curva tracções-deformações; b) lei de endurecimento

Relativamente às interfaces solo-reforço, atendendo, igualmente, às características específicas do seu comportamento, ou seja, aos mecanismos de interacção dos dois materiais, indicam-se na Fig.3 as curvas teóricas utilizadas e no Quadro IV os parâmetros correspondentes (modelo elastoplástico com endurecimento).

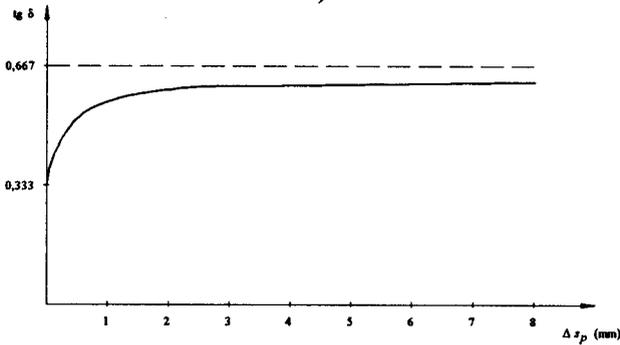
QUADRO IV
Propriedades mecânicas das interfaces solo-geotêxtil

k_s (kPa/m)	k_n (kPa/m)	H (kPa)	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
$1,6 \times 10^4$	2×10^7	0	0,333	417,094	0	1251,408	0

Lei de endurecimento: $\text{tg} \delta = c_1 + (c_2 \Delta s_p + c_3 \Delta s_p^2) / (1 + c_4 \Delta s_p + c_5 \Delta s_p^2)$ (Δs_p em m)



a)



b)

Fig.3 - Interfaces: a) curva tensões tangenciais/deslocamentos tangenciais relativos, b) lei de endurecimento

3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS DO PROBLEMA REFORÇADO

3.1 - Estados de tensão no maciço de fundação

3.1.1 - Considerações gerais

O efeito da carga correspondente à construção do aterro determina no maciço de fundação variações dos estados de tensão que incidem quer no esqueleto sólido (tensões efectivas) quer no fluido intersticial (pressões neutras).

Dada a interrelação entre as deformações e as variações das tensões efectivas, o carácter daquelas, durante a construção, está intimamente ligado ao modo como as forças de massa dos elementos que constituem o aterro se repartem na acção sobre as duas fases do meio (variações de tensões efectivas no esqueleto sólido, que provocam as deformações, e excessos de pressões neutras na água, que determinam o escoamento do fluido).

Terminado o período de carga, ou seja, concluída a execução do aterro, as variações dos estados de tensão e de deformação passam a estar totalmente associadas à dissipação dos gradientes de pressões neutras (estabelecidas durante a construção da obra) com a conseqüente prossecução no tempo do escoamento do fluido até ao estado final de reaquisição das condições hidrostáticas de equilíbrio.

O fenómeno de consolidação (dissipação dos excessos de pressões neutras e conseqüente variação das tensões efectivas), sendo fundamentalmente importante no período posterior à

conclusão da obra, ocorre também durante o processo de carga e assume tanto maior significado quanto maiores forem a permeabilidade do meio e o tempo de execução da obra. Uma das vantagens da utilização de análises acopladas, em comparação com análises mais ou menos tradicionais em que se desprezam, durante a construção, as dissipações dos excessos de pressões neutras (análises não-drenadas), resulta exactamente do facto de se poderem quantificar os efeitos da consolidação em qualquer estado da obra, desde o início da construção até ao final da consolidação.

Para o presente problema, com o objectivo de ilustrar estas questões, incluem-se várias figuras relativas a excessos de pressões neutras, tensões efectivas (horizontais e verticais) e níveis de tensão. Estas figuras dizem respeito a diferentes fases, quer da execução da obra, quer do período de consolidação. Em qualquer figura torna-se fácil a comparação com os valores iniciais, anteriores à construção, já que, junto à fronteira lateral direita, durante todo o processo, se mantêm aproximadamente constantes as tensões nessa zona.

Atendendo às características globalmente diferentes dos períodos de carga (execução do aterro) e de consolidação, analisam-se a seguir separadamente os respectivos resultados.

3.1.2 - Período de construção do aterro

Analisando o esquema teórico da repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado (Fig.4), conclui-se que os excessos de pressões neutras e as variações de tensões efectivas dependem, não só das características do solo (traduzidas teoricamente pelo parâmetro A de Skempton), mas também do tipo de trajectória de tensões totais considerada. Assim, a menos do efeito de consolidação durante o processo de carga (cuja importância será analisada à frente), as deformações neste período (causadas por variações das tensões efectivas) são devidas às variações das tensões de desvio no maciço provocadas pela aplicação na sua superfície de uma carga de largura limitada (problema bidimensional), num ensaio triaxial não-drenado.

Com a intenção de tornar a exposição mais simples e clara e atendendo aos resultados obtidos, reunidos nas Figs.6 e 7, considere-se o maciço de fundação dividido em quatro zonas, tal como se esquematiza na Fig.5.

Relativamente à zona A constata-se que é nesta zona que os excessos de pressões neutras (Fig.6) têm os valores mais elevados (os valores máximos situam-se junto ao eixo de simetria e têm grandezas sensivelmente iguais aos acréscimos de tensão vertical devidos à construção do aterro), que as tensões verticais efectivas (Fig.7a) não sofrem variações significativas e que as tensões horizontais efectivas (Fig.7b) diminuem ligeiramente. Em termos gerais, o carregamento nesta zona caracteriza-se por uma variação isotrópica das tensões totais que, prevalecendo as condições não drenadas, acarretam o aumento das pressões neutras, mantendo-se as tensões efectivas praticamente inalteradas.

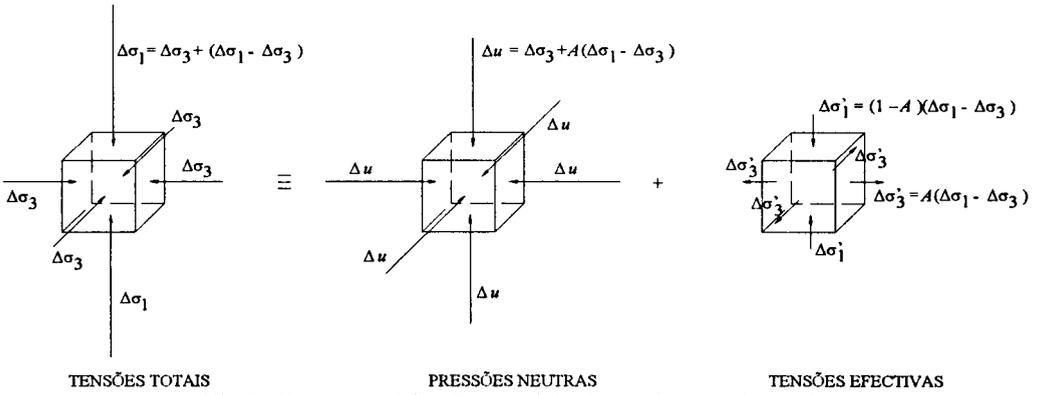


Fig.4 - Esquema teórico da repartição dos acréscimos de tensão

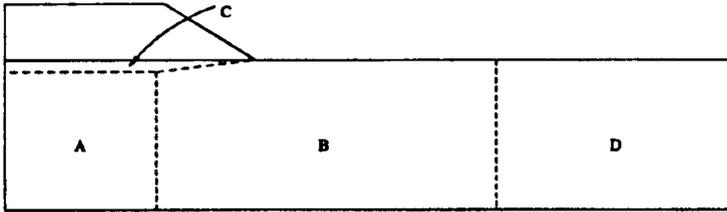


Fig.5 - Divisão da fundação em quatro zonas típicas

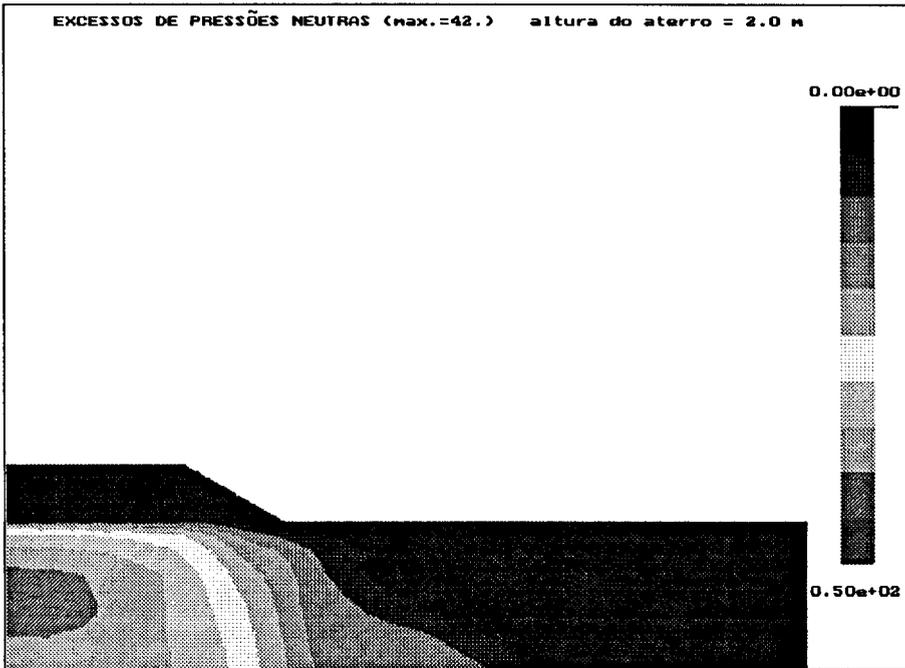
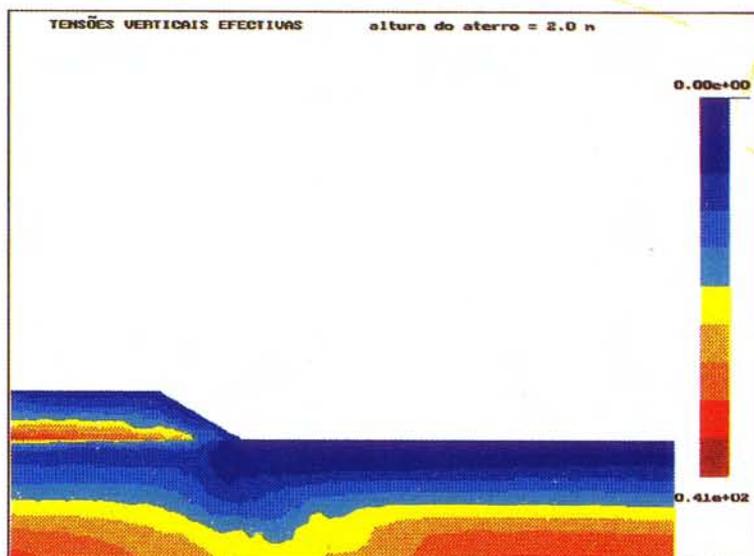


Fig.6 - Excessos de pressões neutras no final da construção (aterro com 2 m de altura)

Quanto à zona B verifica-se que os excessos de pressões neutras (Fig.6) diminuem progressivamente desde a zona A até à zona D, onde são pouco significativos, que na zona

não carregada adjacente à zona carregada, porque os acréscimos de tensões verticais totais são pequenos, o equilíbrio de tensões na água e no esqueleto sólido determina o aparecimento de acréscimos negativos das tensões verticais efectivas (Fig.7a) e que as tensões horizontais efectivas (Fig.7b) aumentam significativamente (este efeito deve-se ao facto de as camadas mais interiores, deslocando-se para fora, “empurrarem” as mais exteriores, comprimindo-as segundo a direcção horizontal). O comportamento nesta zona é, portanto, caracterizado por variações significativas das tensões efectivas (associadas às variações das tensões de desvio) que determinam, em grande parte, as deformações da fundação neste período.



a)



b)

Fig.7 - Tensões efectivas no final da construção (aterro com 2 m de altura): a) verticais; b) horizontais

Na zona C, zona carregada junto à superfície de drenagem, os valores dos excessos de pressões neutras variam desde zero à superfície até 70% do valor máximo a uma profundidade de 0,5m; em consequência destes elevados gradientes é particularmente visível o efeito da dissipação das pressões (Fig.6) junto à superfície bem como os correspondentes aumentos das tensões efectivas (Fig.7). Este efeito de consolidação, não sendo em regra contabilizado em cálculos mais simplificados (análises não-drenadas), traduz-se na prática por um relativo aumento da resistência das camadas mais superficiais da fundação.

Na Fig.8 indica-se a evolução dos níveis de tensão no período em análise. Com o objectivo de complementar estes resultados e de corroborar as características principais das variações de tensões atrás referidas, representa-se na Fig.9 as tensões principais efectivas referentes ao final da obra. Destes resultados destacam-se os seguintes comentários:

i) durante o período de carga, à excepção dos elementos da zona C, as tensões médias efectivas sofrem pequenas variações; este facto pode ser comprovado, em qualquer ponto, comparando as dimensões da sua cruzeta de tensões com a do ponto à mesma cota situado junto à fronteira lateral direita;

ii) as tensões de desvio na zona B sofrem, no mesmo período, variações significativas; este aspecto tem tradução gráfica na variação do ângulo que a tensão principal máxima faz com a horizontal, a qual atinge valores muito expressivos, próximos de 90°, na zona exterior adjacente à zona carregada;

iii) estes acréscimos das tensões de desvio, associados às pequenas variações das tensões médias efectivas, traduzem-se em aumentos significativos dos níveis de tensão, mesmo para alturas de aterro relativamente reduzidas, especialmente na zona B (ver Fig.8).

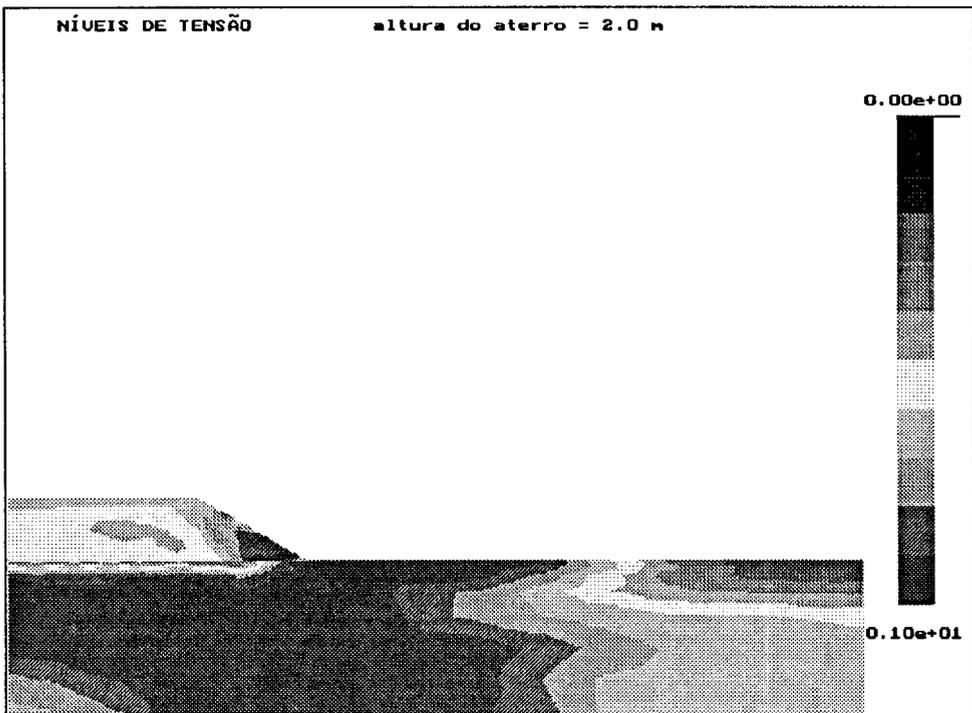


Fig.8 - Níveis de tensão no final da construção (aterro com 2 m de altura)

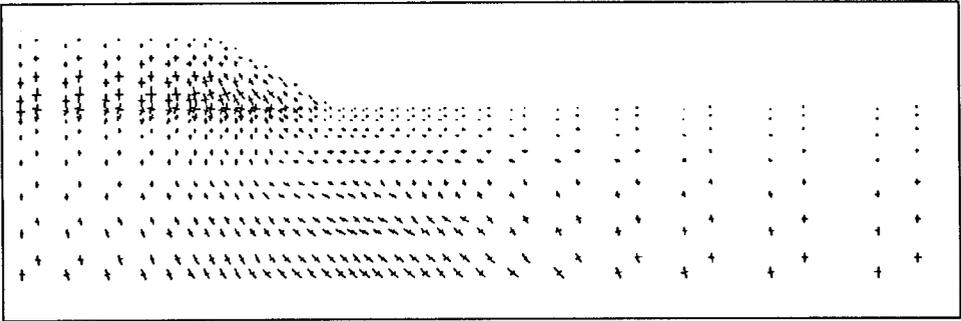


Fig.9 - Cruzetas de tensões principais efectivas no final da construção

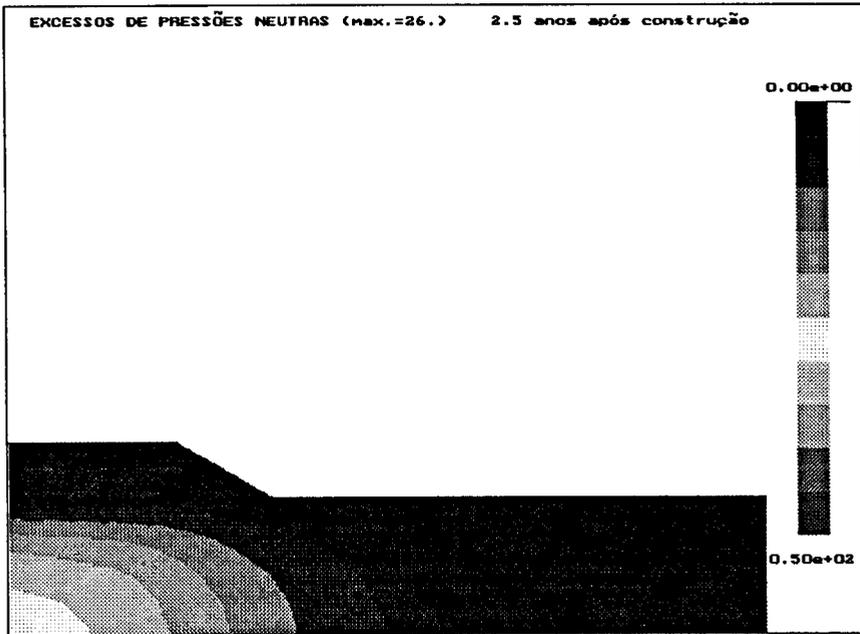
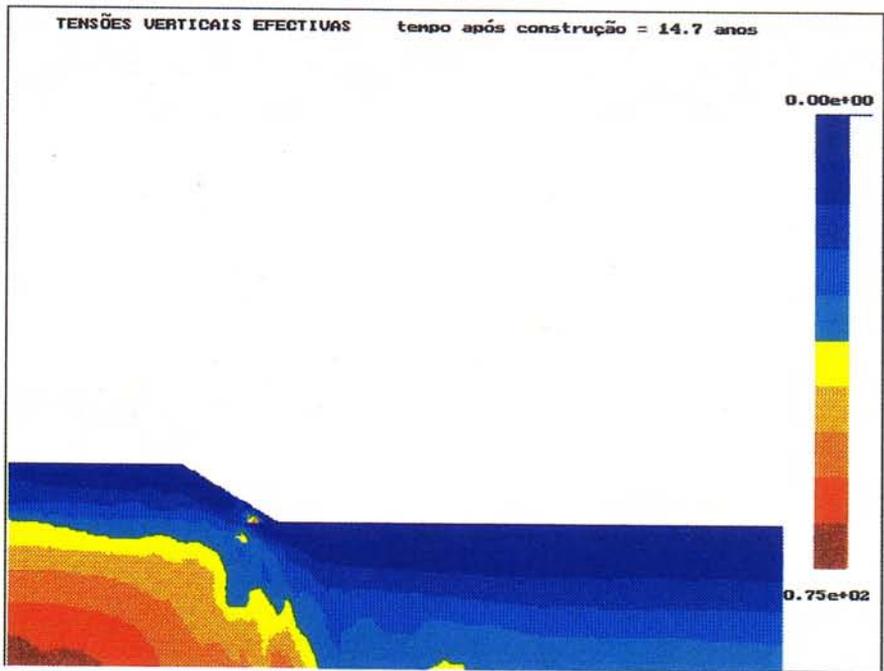


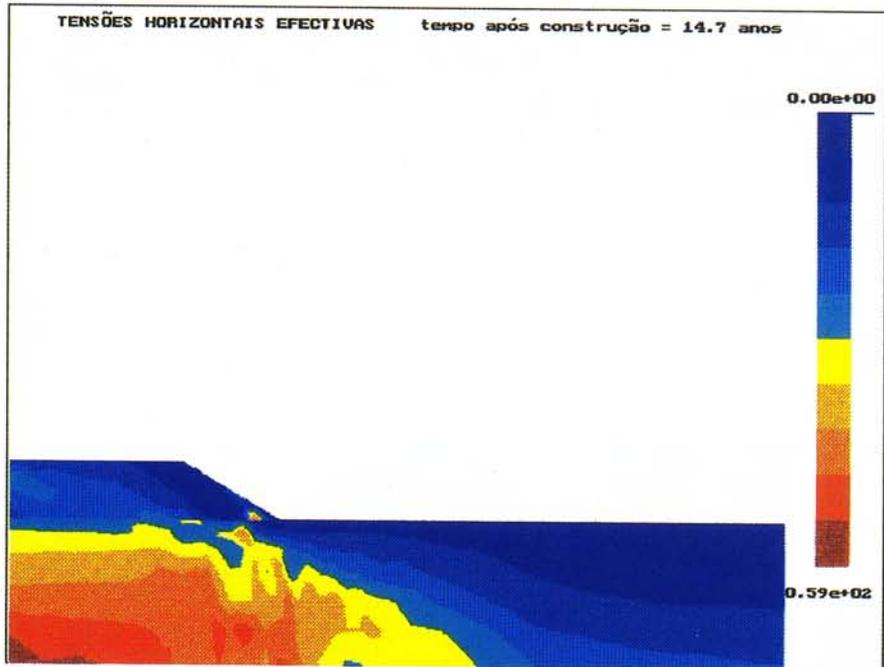
Fig.10 - Excessos de pressões neutras 2,5 anos após a conclusão do aterro

3.1.3 - Período posterior à construção do aterro

Como se referiu atrás, depois de terminado o período de carga, o problema passa a ser caracterizado pelo processo transitório de escoamento do fluido ao qual se associam as transferências de carga da água para o esqueleto sólido. Assim, até se atingir um regime permanente, o comportamento da fundação é, deste modo, caracterizado pela variação dos campos de tensões (totais, efectivas e neutras), de deformações e de deslocamentos.



a)



b)

Fig.11 - Tensões efectivas no final da consolidação (14,7 anos após a conclusão do aterro): a) verticais;
b) horizontais

Analisando os resultados relativos às tensões (efectivas e neutras) e aos níveis de tensão (Figs.10 a 12) constata-se que:

- i) as curvas de isovalores dos excessos de pressões neutras apresentam uma forma muito regular que corresponde, em cada ponto, à direcção perpendicular às linhas de corrente;
- ii) à dissipação dos gradientes de pressões neutras associam-se, como é natural, aumentos das tensões efectivas horizontais e verticais e diminuições dos níveis de tensão;
- iii) no final da consolidação, à excepção de uma parte da zona não carregada da camada superficial do maciço, toda a restante área afectada pela construção do aterro apresenta níveis de tensão mais baixos que os do estado de tensão inicial (fase anterior à construção do aterro).

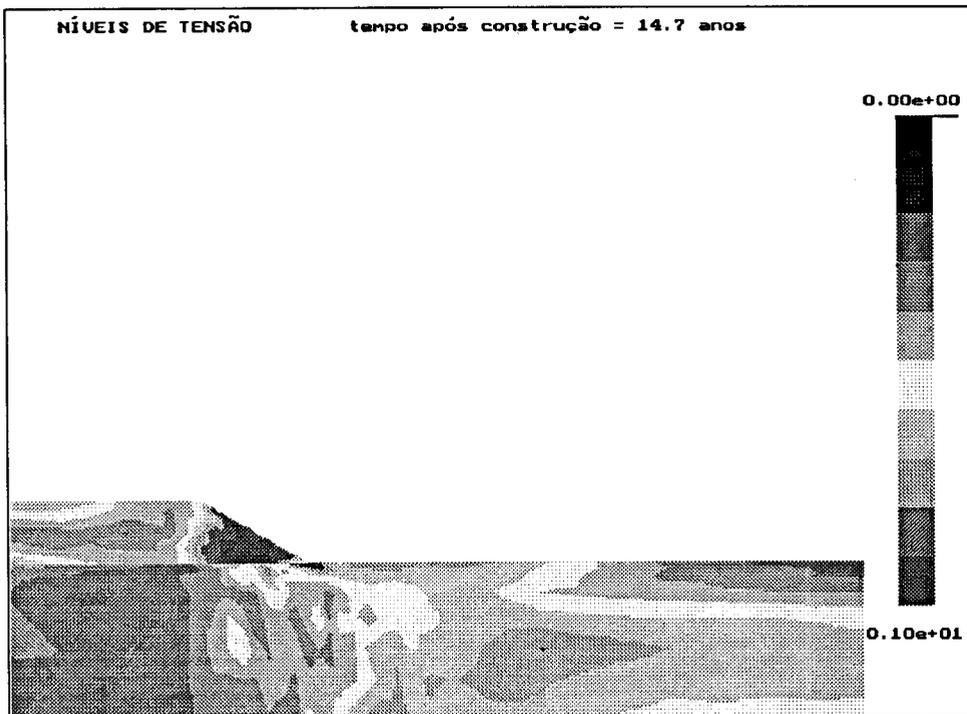


Fig.12 - Níveis de tensão no final da consolidação (14,7 anos após a conclusão do aterro)

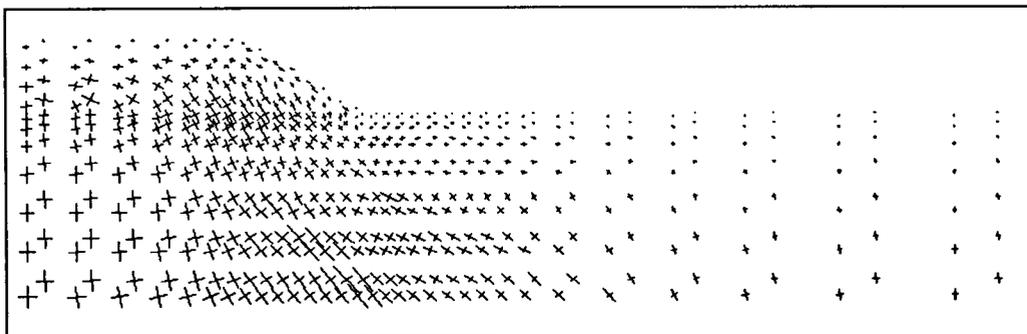
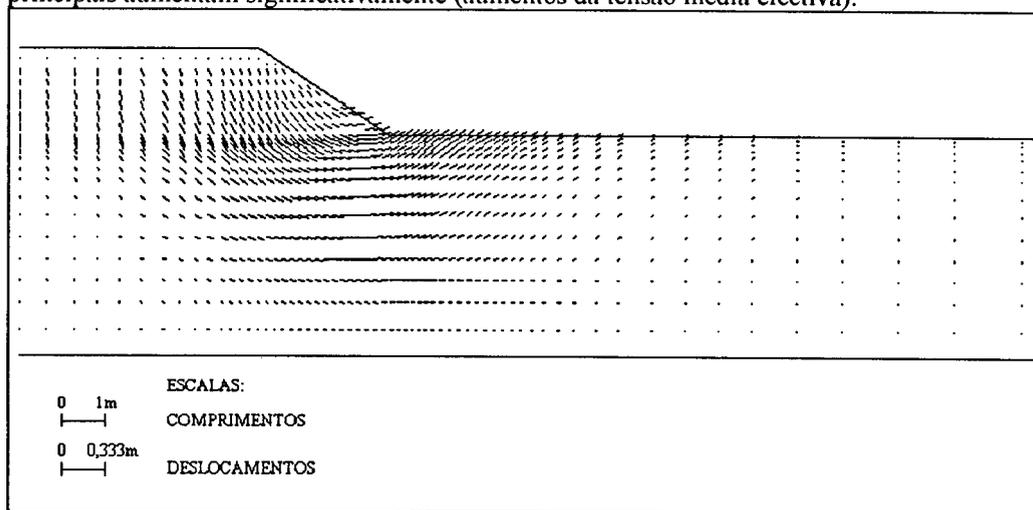


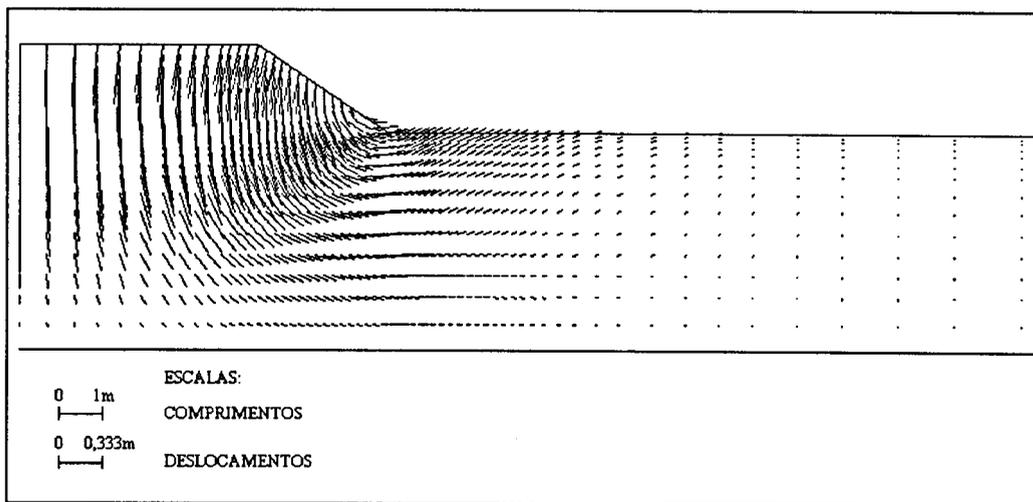
Fig.13 - Cruzetas das tensões principais efectivas no final da consolidação

Enquanto que as variações da tensão de desvio são a característica fundamental da evolução do estado de tensão no período de carga, as variações da tensão média efectiva

descrevem com propriedade o processo de consolidação que se segue. De facto, comparando as tensões principais efectivas nos finais da consolidação (Fig.13) e da construção (Fig.9) constata-se exactamente que: i) não se verificam alterações significativas nas direcções das tensões principais (pequenas variações da tensão de desvio); ii) as grandezas das tensões principais aumentam significativamente (aumentos da tensão média efectiva).



a)



b)

Fig.14 - Vectores dos deslocamentos: a) no final da construção; b) no final da consolidação

3.2 - Deslocamentos

Os métodos de dimensionamento correntes, quer de aterros sobre solos moles, quer de outras obras geotécnicas, baseados geralmente em considerações de equilíbrio limite, não são capazes, por isso mesmo, de realizarem estimativas dos deslocamentos dos maciços afectados pela construção das obras. Logo, do ponto de vista prático, a avaliação dos deslocamentos é uma das questões que, claramente, evidencia o interesse da utilização dos métodos numéricos

na modelação do comportamento destas obras. De facto, se se atender que em aterros sobre solos moles os assentamentos a longo prazo têm valores elevados e que a existência de assentamentos diferenciais pode prejudicar bastante a funcionalidade da obra, ou agravar os custos de manutenção (por exemplo: reparação de pavimentos construídos sobre os aterros), compreende-se, nesta perspectiva, a aplicação daqueles métodos.

Seguidamente examina-se, para o caso do aterro reforçado, as características genéricas dos movimentos da fundação e do aterro. Na Fig.14 mostra-se os vectores dos deslocamentos referentes aos finais da construção e da consolidação.

Observando os resultados na fundação referentes ao final da construção (ver Fig.14a), saliente-se que, embora existam importantes deslocamentos verticais de baixo para cima na zona adjacente à zona carregada, os deslocamentos horizontais dirigidos para fora da zona carregada são globalmente predominantes. Estes deslocamentos traduzem um campo de deformações que, à excepção da camada superficial em que não é desprezável o efeito de consolidação, se caracteriza por deformações volumétricas praticamente nulas (devido ao não escoamento do fluido) e deformações distorcionais bastante significativas (associadas às variações da tensão de desvio descritas em 3.1).

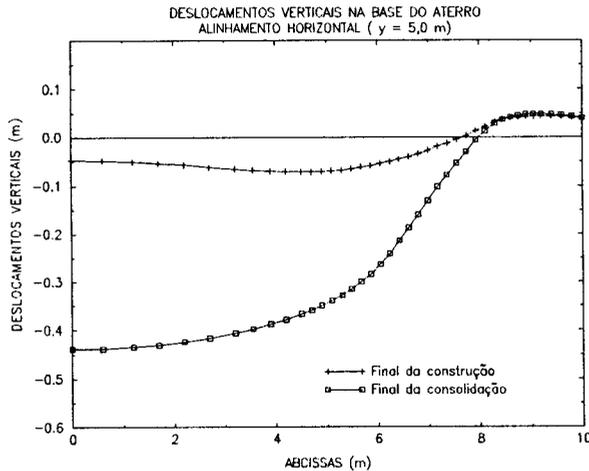


Fig.15 - Deslocamentos verticais na base do aterro

Relativamente ao período de consolidação, a tendência geral dos deslocamentos é no sentido de um assentamento generalizado, quanto à componente vertical (ver na Fig.15 os deslocamentos verticais na base do aterro), e no sentido de um movimento dirigido para o exterior, quanto à componente horizontal (ver na Fig.16 os deslocamentos horizontais no alinhamento vertical de abcissa igual a 6,8 m).

Entende-se oportuno referir que, tendo como base um modelo constitutivo elastoplástico com superfícies de cedência fechadas, o modelo numérico bidimensional permite obter deformadas cujas configurações, coincidindo qualitativamente com as observadas em obras reais (Bassett, 1986; Soderman, 1986; Quaresma, 1992; Loke *et al.*, 1994), se assemelham também às obtidas noutros trabalhos baseados na utilização de modelos de estado crítico (Kwok, 1987; Russel, 1992).

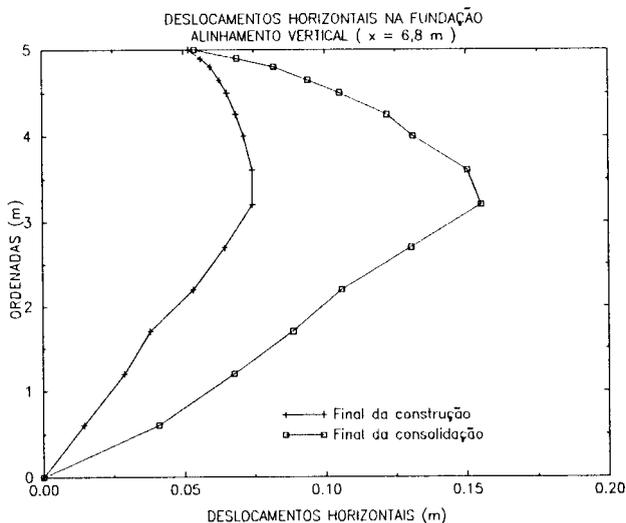


Fig. 16 - Deslocamentos horizontais no alinhamento vertical de abcissa 6,8 m

3.3 - Esforços no geotêxtil

Na Fig. 17 estão representados os esforços de tracção no geotêxtil no final da construção e no final da consolidação. Verifica-se, em ambos os casos, que as tracções aumentam sempre desde os valores mínimos (iguais a zero), nas extremidades, até ao valor máximo, no ponto central sobre o eixo de simetria, e que a variação das tracções é mais acentuada nas zonas mais exteriores, atenuando-se bastante na proximidade do ponto de tracção máxima. O valor da tracção máxima aumenta durante a consolidação.

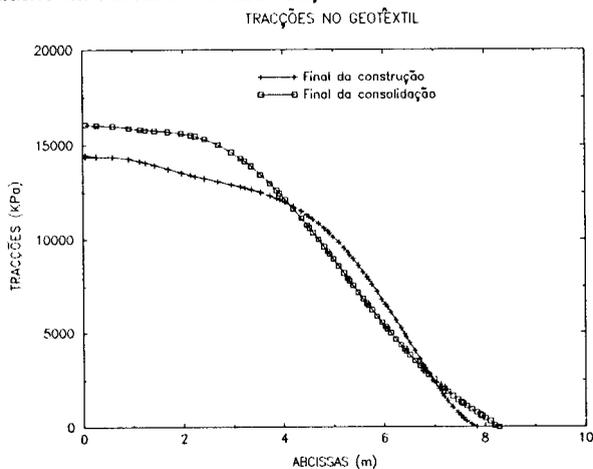
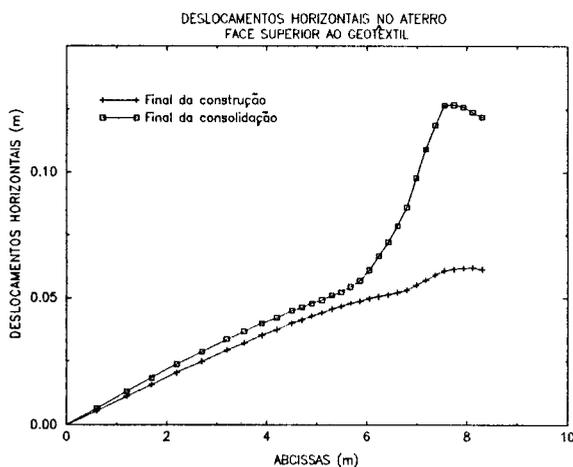


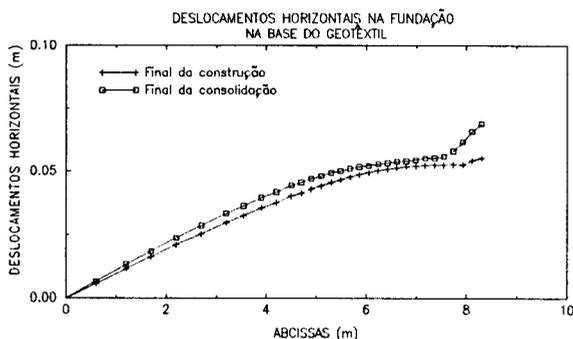
Fig. 17 - Tracções no geotêxtil

A mobilização dos esforços de tracção depende directamente do mecanismo de interacção solo-reforço (atrito lateral ao longo do geotêxtil). Relativamente ao instante correspondente ao final da construção constata-se que o geotêxtil restringe os deslocamentos para o exterior, quer do aterro, quer da fundação, sendo idênticos, nas duas faces do reforço, os valores absolutos dos deslocamentos horizontais do solo (ver Fig. 18). Estes resultados evidenciam, nesta fase da

obra, um comportamento das interfaces que se aproxima bastante do mecanismo de interação simulado experimentalmente nos ensaios de arranque.



a)



b)

Fig.18 - Deslocamentos horizontais: a) no aterro sobre a face superior do geotêxtil; b) na fundação sob a face inferior do geotêxtil

Contrariamente, durante a consolidação, embora a tendência destes deslocamentos se mantenha no sentido das extremidades do reforço (Fig.18), a situação, alterando-se quantitativamente nas duas faces, assemelha-se mais à simulada nos ensaios de corte directo (no aterro, os deslocamentos aumentam substancialmente, principalmente entre os pontos de abcissas 5,0 e 8,3m, e, na fundação, as variações são pouco significativas). O reforço passa, deste modo, a funcionar, fundamentalmente, no sentido de restringir os deslocamentos para o exterior das camadas que lhe sobrepõem.

Se se atender que, segundo Collios *et al.* (1980), a escolha do tipo de ensaio de determinação das propriedades das interfaces deverá estar de acordo com as características presumíveis dos deslocamentos relativos solo-geotêxtil, resulta que, em face dos resultados diferenciados nos dois períodos, se poderá justificar, nas aplicações práticas, a utilização de propriedades variáveis em função da fase da obra em estudo.

Além dos aspectos globais referidos, destaca-se, ainda, o comportamento diferenciado das interfaces nas proximidades das extremidades do reforço. Este comportamento, que se

manifesta no solo pela existência de deslocamentos horizontais elevados, encontra justificação nos valores mais baixos, junto às extremidades, das compressões normais às interfaces; por falta de um maior confinamento, é menos eficaz, nesta zona, a função do geotêxtil de restrição dos deslocamentos horizontais do solo.

4 - ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS DOS ATERROS REFORÇADO E NÃO-REFORÇADO

O desenvolvimento da indústria têxtil, desde o início do século e, mais particularmente, depois da década de sessenta, tem permitido o emprego económico e sistemático dos geossintéticos em variadíssimos tipos de obras geotécnicas.

Particularmente, nos aterros sobre solos moles, a sua aplicação traduz-se, em muitos casos, num aumento da estabilidade global, num melhor desempenho em termos de deslocamentos e, ainda, numa redução dos custos relativamente a outras soluções mais convencionais (Holtz, 1990).

Com o intuito de melhor entender o alcance destes efeitos, interpretam-se, de seguida, os resultados da aplicação do modelo aos problemas reforçado e não-reforçado (análises comparativas dos estados de tensão e dos deslocamentos).

Em termos de deslocamentos, à semelhança do que foi demonstrado teoricamente por, entre outros, Rowe (1984), Boutrup e Holtz (1983), Hird e Kwok (1990) e Borges e Cardoso (1991), a análise comparativa dos resultados dos aterros reforçado e não-reforçado permite concluir que a utilização do reforço pode determinar:

- a) a redução dos deslocamentos horizontais (ver Fig.19);
- b) a diminuição dos assentamentos verticais na base do aterro (Fig. 20);
- c) a redução, a longo prazo, dos assentamentos diferenciais (Fig. 20b); no caso presente, essa redução cifra-se em cerca de 30% se se medir, na base do aterro, em cada caso, a diferença entre os deslocamentos verticais dos pontos de abcissas zero e 5,3 m, pontos situados na vertical do eixo e do extremo da plataforma do aterro.

De modo a permitir a comparação com os resultados relativos ao aterro reforçado, apresenta-se na Fig.21, para o problema não-reforçado, os níveis de tensão nos finais da construção e da consolidação. Da análise comparativa destacam-se as seguintes observações:

a) nos solos da fundação, no final da construção (comparar as Figs. 8 e 21a), a área correspondente a níveis de tensão mais elevados (entre 0,9 e 1) é menos extensa no caso reforçado; este facto aponta, qualitativamente, para a existência de uma diminuição relativa da distorção dos solos em questão, diminuição essa que é devida, por conseguinte, à redistribuição de esforços provocada pela inclusão do geotêxtil na base do aterro;

b) de modo ainda mais evidente que na fundação, os níveis de tensão no aterro, no final da construção, são também menores no caso reforçado - a presença do geotêxtil, reduzindo as distorções, determina, do mesmo modo, uma redução relativa da resistência mobilizada

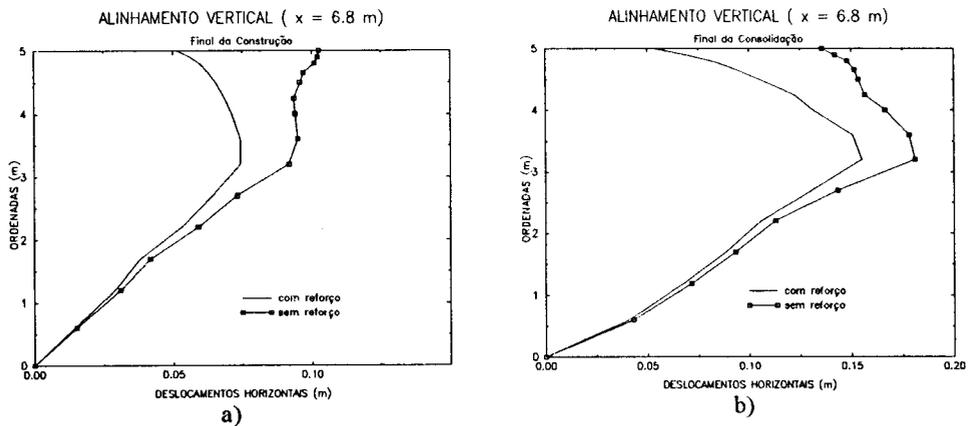


Fig. 19 - Deslocamentos horizontais no alinhamento vertical de abscissa 6,8m: a) no final da construção; b) no final da consolidação

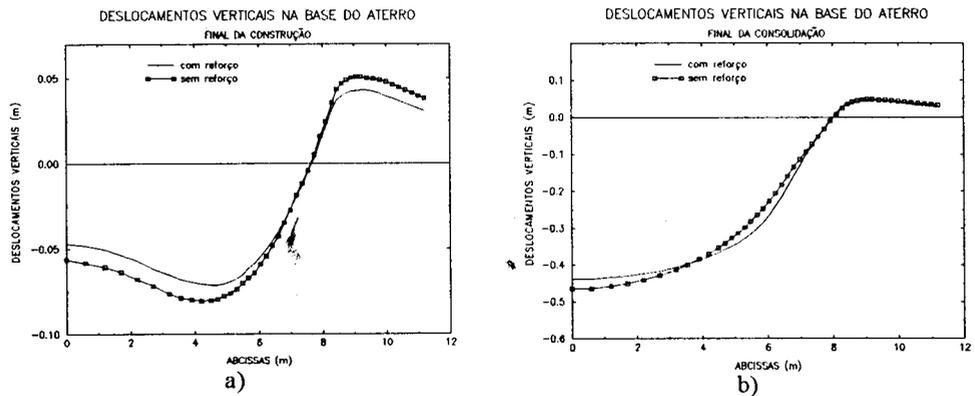


Fig. 20 - Deslocamentos verticais na base do aterro: a) no final da construção; b) no final da consolidação

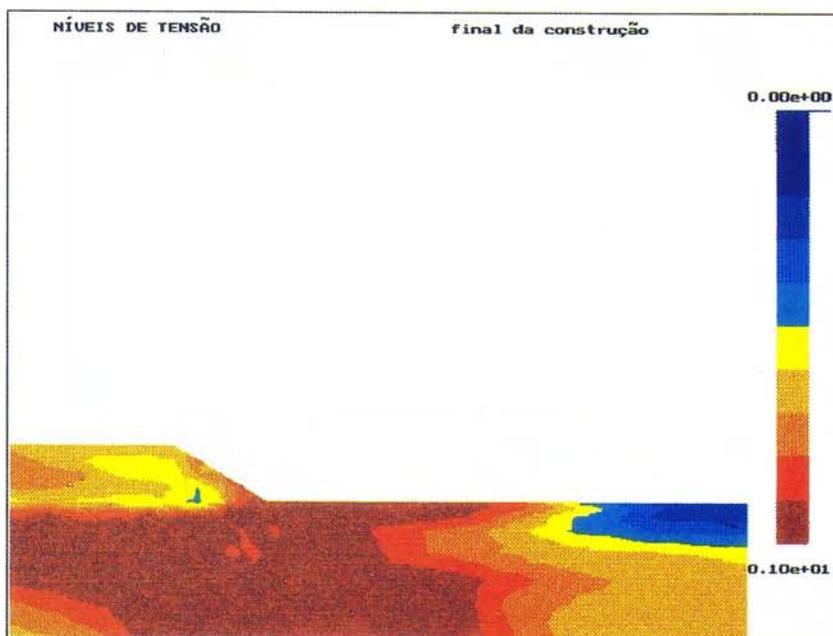
5 - CONCLUSÕES

A análise do comportamento do aterro reforçado (e não-reforçado) efectuada neste trabalho permite formular as seguintes conclusões:

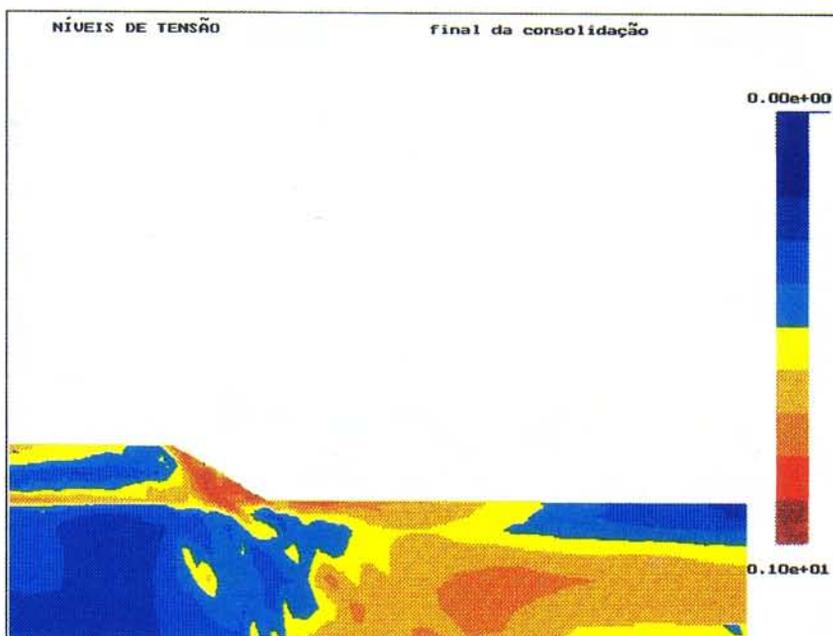
a) no maciço de fundação, durante a construção (período de carga), à excepção da zona carregada junto à superfície de drenagem, as tensões médias efectivas sofrem pequenas variações;

b) no mesmo período, as tensões de desvio experimentam variações significativas, o que se traduz na variação do ângulo que a tensão principal máxima faz com a horizontal, atingindo esta variação valores muito expressivos, próximos de 90° , na zona exterior adjacente à zona carregada;

c) mesmo para alturas de aterro relativamente reduzidas, estes acréscimos das tensões de desvio, associados às pequenas variações das tensões médias efectivas, conduzem a aumentos significativos dos níveis de tensão;



a)



b)

Fig.21 - Níveis de tensão do aterro não-reforçado: a) no final da construção; b) no final da consolidação

d) no período posterior à construção, o problema caracteriza-se pelo processo transitório de escoamento do fluido, ao qual se associam, naturalmente, a dissipação dos gradientes de pressões neutras, por um lado, e os aumentos das tensões efectivas e dos níveis de tensão, por outro;

e) no final da consolidação, à excepção de uma parte da zona não-carrregada da camada superficial da fundação, toda a restante área afectada pela construção do aterro apresenta níveis de tensão mais baixos que os do estado de tensão inicial;

f) quanto aos deslocamentos, durante a construção, embora existam importantes deslocamentos verticais de baixo para cima na zona adjacente à zona carregada, os deslocamentos horizontais dirigidos para o exterior são globalmente predominantes;

g) por outro lado, no período de consolidação, a tendência geral dos deslocamentos é no sentido dum assentamento generalizado, quanto à componente vertical, e no sentido dirigido para o exterior, quanto à componente horizontal;

h) por último, a utilização do reforço na base do aterro (comparação dos resultados dos problemas reforçado e não-reforçado) determina, por confinamento horizontal, a diminuição dos deslocamentos horizontais e verticais (totais e diferenciais) e a redução relativa da distorção nos solos da fundação e do aterro.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi financeiramente apoiado pelo projecto de investigação PRAXIS/2/2.1/CEG/42/94 - "Geotecnia nas Infraestruturas de Transporte e Energia. Novos Desenvolvimentos", subsidiado pelo Programa PRAXIS XXI.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BASSET, R. H. - *Presentation of instrumentation data*. Proc. of the Prediction Symposium on a Reinforced Embankment on Soft Ground, article 22, King's College, London, 1986.
- BORGES, J. L. - *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Fac. de Engenharia, Porto, 1995.
- BORGES, J. L. e CARDOSO, A. S. - *Análises acopladas de aterros sobre solos moles reforçados na base*. Actas do 4º Cong. Nac. de Geotecnia, Vol. 2, pp. 43-52, 1991.
- BOUTRUP, E. e HOLTZ, R. D. - *Analysis of embankment on soft ground reinforced with geotextiles*. Proc. of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 469-472, 1983.
- COLLIOS, A.; DELMAS, P.; GOURC, J. P. e GIROUD, J. P. - *Experiments on soil reinforcement with geotextiles*. Proc. Symp. on the Use of Geotextiles for Soil Improvement, ASCE National Convention, pp. 53-73, 1980.
- HOLTZ, R. D. - *Design and construction of geosynthetically reinforced embankments on very soft soils*. Proc. of the International Reinforced Soil Conference, pp. 391-402, 1990.
- HIRD, C. C. e KWOK, C. K. - *Parametric studies of the behaviour of a reinforced embankment*. Proc. of the 4th International Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. I, pp. 137-142, 1990.
- KWOK, C. M. - *Finite elements studies of reinforced embankments on soft ground*. PhD Thesis, University of Sheffield, Sheffield, 1987.
- LOKE, K. H.; GANESHAN, V.; WERNER, G. e BERGADO, D. T. - *Composite behaviour of geotextile reinforcement embankment on soft clay*. Proc. of the 5th International Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 1, pp. 25-28, 1994.

- LOPES, M. L. - *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Porto, 1992.
- OWEN, D. R. J. e HINTON, E. - *Finite elements in Plasticity: Theory and practice*. Pineridge Press Limited, Swansea, 1980.
- 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.
- ROWE, R. K. - *Reinforced embankments: analysis and design*. Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol 110, GE2, pp. 231-246, 1984.
- RUSSEL, D. - *Finite element analysis of embankments on soft ground incorporating reinforcement and drains*. PhD Thesis, University of Sheffield, Sheffield, 1992.
- SODERMAN, K. L. - *The behaviour of geotextile reinforced embankments*. PhD Thesis, University of Western Ontario, Ontario, 1986.