

ESCAVAÇÕES NÃO SUPORTADAS EM MACIÇOS ARGILOSOS. CONSOLIDAÇÃO E ESTABILIDADE GLOBAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Unretained excavations in clayey soils. Consolidation and overall stability by finite element method

José Leitão Borges*

RESUMO – Usando um modelo numérico baseado no método de elementos finitos, analisa-se o comportamento duma escavação não suportada, em talude, num maciço argiloso sobreconsolidado. O modelo utiliza a teoria multidimensional de consolidação de Biot (formulação acoplada das equações de equilíbrio e escoamento) com relações constitutivas modeladas pelo modelo de estados críticos p - q - θ . São postos em evidência, por um lado, os aspectos fundamentais do comportamento da obra, designadamente a evolução no tempo, durante e após o período construtivo, dos excessos de pressão neutra, das tensões efectivas, dos deslocamentos e dos níveis de tensão no maciço. Por outro lado, tendo em conta a influência da consolidação na resistência ao corte do maciço, avalia-se a variação no tempo da segurança, usando um programa de cálculo automático de análise da estabilidade global. O programa, formulado segundo pressupostos de equilíbrio limite, utiliza os resultados numéricos das aplicações pelo método de elementos finitos. Por fim, comparam-se os resultados obtidos no problema em estudo (problema-base) com os de outros dois problemas similares nos quais se alteram alguns dos parâmetros, designadamente a geometria da obra e o grau de sobreconsolidação do solo.

SYNOPSIS – The behaviour of an unretained sloped excavation in an overconsolidated clay is analysed by a numerical model based on the finite element method. The model incorporates the Biot's consolidation theory (coupled formulation of the flow and equilibrium equations) and constitutive relations simulated by the p - q - θ critical state model. Special emphasis is given to the analysis in time, during and after the construction period, of the excess pore pressures, effective stresses, displacements and stress levels. On the other hand, taking into account the consolidation influence on the shear strength of soil, the variation in time of the safety is assessed using a computer program of overall stability analysis. The program, based on limit equilibrium formulations, uses the numerical results obtained from the finite element applications. Finally, comparisons of results are analysed by changing some parameters, namely the problem geometry and the over-consolidation ratio of soil.

1 – PREÂMBULO

Quando se realiza uma escavação não suportada, em talude, numa argila (ver Figura 1), induz-se no maciço variações dos estados de tensão que se traduzem, basicamente, quer pela diminuição das tensões médias totais quer pelo aumento das tensões de corte.

Em termos de geração de pressões de água no meio saturado, a diminuição da tensão média total gera excessos de pressão neutra negativos (diminuição da pressão em relação ao valor inicial), mas o aumento das tensões de corte pode gerar excessos positivos ou negativos (Lambe e Whitman, 1969).

Estes excessos são, em geral, negativos (podendo ser nulos, se a trajectória de tensão está ainda na fase elástica) em argilas medianamente a fortemente sobreconsolidadas (porque as deformações

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

volumétricas plásticas processam-se com aumento de volume) e são positivos em argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas (porque as deformações volumétricas plásticas dão-se com diminuição de volume).

Assim, no final do período construtivo, comparando com a situação antes da escavação, os decréscimos das pressões neutras são, por regra, mais pronunciados em argilas sobreconsolidadas – os dois efeitos atrás referidos sobrepõem-se – do que em argilas normalmente consolidadas – esses efeitos tendem a compensar-se (podem existir mesmo zonas com aumentos da pressão neutra).

No final do período construtivo, a distribuição das pressões neutras resultante possui pois gradientes que determinam a existência de um campo de velocidades relativas da água entre as diferentes zonas do maciço. Estabelecem-se assim condições iniciais de um processo transitório de escoamento, ao qual estão associadas transferências de carga da água (pressões neutras) para o esqueleto sólido (tensões efectivas). O processo (consolidação) termina quando se atinge um regime de escoamento permanente.

Principalmente em argilas fortemente sobreconsolidadas, estas transferências de carga podem determinar a expansão do solo (associada à diminuição das tensões efectivas) e, consequentemente, a diminuição da sua resistência ao corte a longo prazo; a segurança estrutural da obra pode pois diminuir no tempo.

No entanto, contrário a este efeito, isto é, favorável no tempo à segurança estrutural, é o rebaixamento do nível freático associado à escavação (na zona do talude e na restante área escavada), o qual determina o aumento das tensões efectivas. Este efeito positivo pode contrabalançar o efeito da geração de excessos de pressão neutra negativos durante a escavação, que atrás se descreveu. A hipótese de aumento ou diminuição da segurança estrutural da obra a longo prazo – um dos aspectos em análise no presente trabalho – depende pois do valor relativo destes dois efeitos.

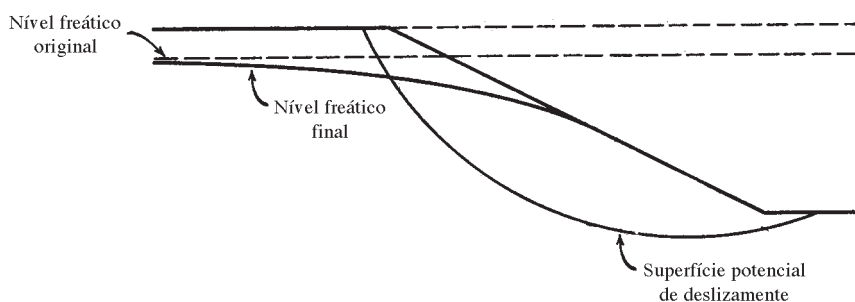


Fig. 1 – Escavação em talude num maciço argiloso.

Neste artigo é analisado o comportamento numa escavação não suportada, em talude, num maciço argiloso sobreconsolidado, através da aplicação dum modelo numérico, desenvolvido por Borges (1995), baseado no método dos elementos finitos. São postos em evidência os aspectos fundamentais do comportamento da obra, designadamente a evolução no tempo, durante e após o período construtivo, dos excessos de pressão neutra, das tensões efectivas, dos deslocamentos e dos níveis de tensão no maciço.

Por outro lado, tendo em conta a influência da consolidação na resistência não drenada do maciço, avalia-se a variação no tempo da segurança, usando um programa de cálculo automático de análise da estabilidade global. Este programa, concebido por Borges (1995) e aplicado também noutros tipos de obras (Borges e Cardoso, 1997, 2002), é formulado segundo pressupostos de equilíbrio limite e utiliza os resultados numéricos das aplicações pelo método de elementos finitos. Os aspectos essenciais da sua formulação, em obras do tipo das consideradas neste artigo, são descritos e explicados no anexo A.

Por fim, comparam-se os resultados obtidos no problema em estudo (problema-base) com os de outros dois problemas similares, nos quais se alteram alguns dos parâmetros, designadamente a geometria da obra e o grau de sobreconsolidação da argila.

O modelo baseado no método dos elementos finitos (Borges, 1995), para as aplicações em estudo, possui as seguintes características principais: i) simulação de estados planos de deformação e de escoamento; ii) formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento considerando as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efectivas (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 da escavação, quer no período pós-construção; iii) utilização do modelo de estados críticos p - q - θ na simulação do comportamento constitutivo dos solos (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1998; Lewis e Schrefler, 1987).

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

2 – DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

O problema diz respeito a uma escavação num maciço argiloso sobreconsolidado, com as características geométricas representadas na Figura 2. Trata-se de uma escavação não suportada, com 6 m de profundidade, executada segundo um talude com 45° de inclinação. O nível freático situa-se à superfície, antes da escavação, e admitiu-se que, durante e após a escavação, as águas são drenadas e o nível freático acompanha a nova superfície do terreno, isto é, mantém-se à mesma cota na zona não escavada e segue a linha do talude (hipótese mais desfavorável para a estabilidade a longo prazo – menor rebaixamento do nível freático nessa zona) e da base da área escavada.

Na Figura 2 estão resumidas as características mecânicas e hidráulicas da argila, designadamente: γ , peso volúmico; ν' , coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas; c' e ϕ' , coesão e ângulo de atrito definidos em termos de tensões efectivas; k_h e k_v , coeficientes de permeabilidade nas direcções horizontal e vertical; OCR, grau de sobreconsolidação; K_0 , coeficiente de impulso em repouso. Encontram-se igualmente representados os valores dos parâmetros do modelo de estados críticos p - q - θ utilizados na simulação do comportamento constitutivo da argila: λ , declive da linha de consolidação isotrópica em primeira carga e da linha de estados críticos; k , declive das linhas de expansão e recompressão isotrópicas; Γ , volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão média efectiva igual a 1 kPa; N , volume específico do solo normalmente consolidado sujeito a uma tensão média efectiva igual a 1 kPa. Todos estes parâmetros foram definidos tendo em conta valores experimentais típicos para este tipo de solos (Borges, 1995; Lambe e Whitman, 1969).

O maciço argiloso tem 25 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável que constitui a fronteira inferior do problema.

Na Figura 3 representa-se a malha de elementos finitos utilizada no problema (completa e sem os elementos escavados); os elementos finitos são triangulares, com 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para os excessos de pressão neutra (nos vértices).

As condições de fronteira dos deslocamentos foram estabelecidas atendendo, por um lado, às formações geológicas em que assenta a fundação (fronteira inferior onde se supõem nulos os

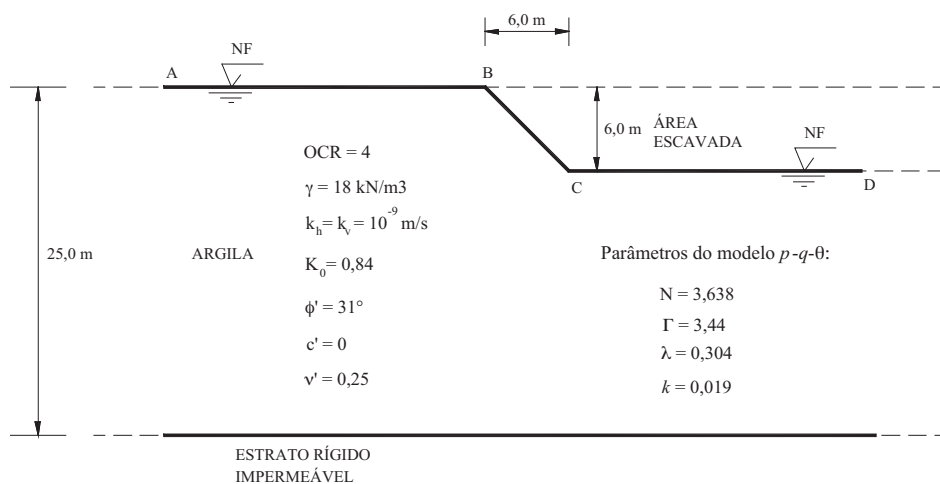


Fig. 2 – Geometria da escavação e características mecânicas e hidráulicas da argila.

deslocamentos segundo as duas direcções, horizontal e vertical) e, por outro, admitindo que a partir de determinada distância da escavação (fronteiras laterais) os deslocamentos horizontais do maciço podem ser considerados nulos.

Quanto às condições de fronteira dos excessos de pressão neutra, elas foram definidas considerando, em qualquer fase do problema, as superfícies de drenagem e o nível freático coincidentes

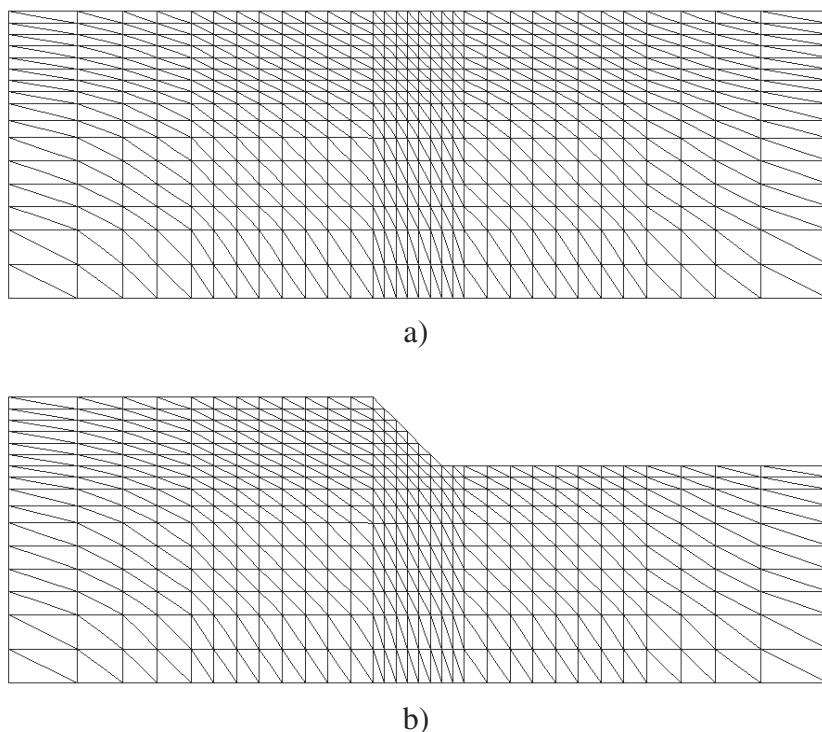


Fig. 3 – Malha de elementos finitos: a) completa; b) sem os elementos escavados.

com os planos que limitam superiormente o maciço – linha ABCD da Figura 2 (no período pós-construtivo), na qual se impõe, em todos os seus pontos, a pressão da água igual a zero. Como o excesso de pressão neutra corresponde (tal como o programa está concebido) ao valor da pressão num determinado instante subtraído do valor da pressão hidrostática inicial, as condições de fronteira dos excessos de pressão neutra, no final da escavação, foram definidas com os seguintes valores: i) zero, na linha AB; ii) -60 kPa, na linha CD (considerou-se 10 kN/m^3 o peso volúmico da água); iii) variação linear no talude, desde zero em B até -60 kPa em C.

A obra foi definida para um tempo total de execução de 15 dias, a ritmo constante. A escavação foi simulada desactivando sucessivamente os elementos das diferentes camadas escavadas e, simultaneamente, aplicando nos nós dos elementos vizinhos não escavados as forças nodais equivalentes à escavação (obtidas a partir das tensões efectivas e pressões neutras nos pontos de Gauss dos elementos retirados).

3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 – Pressões neutras, tensões efectivas e deslocamentos

As Figuras 4 e 5 mostram distribuições dos excessos de pressão neutra em diferentes instantes, durante e após o período construtivo. Como seria de esperar, e tratando-se de uma argila sobreconsolidada, os excessos de pressão neutra apresentam sempre valores negativos, em todas as zonas do maciço e em todas as fases do problema.

A análise dos resultados permite destacar o seguinte durante a fase construtiva (Figura 4): i) os valores absolutos dos excessos de pressão neutra são maiores (e aproximadamente iguais, em cada instante, ao peso das terras escavadas) nas zonas mais à direita (nas figuras) sob a base da área removida; ii) este facto tem a ver com processarem-se nessas zonas as maiores diminuições da tensão média total associada à escavação, as quais diminuem progressivamente à medida que se consideram zonas mais à esquerda nas figuras (zonas não escavadas); iii) este facto reflecte-se, logicamente, nos valores absolutos dos excessos de pressão neutra que decrescem progressivamente desde a zona referida em (i) até às zonas não escavadas menos afectadas pela execução da escavação.

No período pós-construtivo (ver Figura 5), as curvas de isovalores dos excessos de pressão neutra (que coincidem com as linhas equipotenciais, a menos dum factor de conversão de unidades, isto é, por exemplo, -50 kPa corresponde a -5 m de carga hidráulica total) apresentam uma forma muito regular que corresponde, em cada ponto, à direcção perpendicular às linhas de corrente. A dissipação no tempo dos gradientes de pressão neutra determina, naturalmente, a evolução para uma situação a longo prazo de escoamento permanente; este escoamento é determinado pela diferença de carga hidráulica de 6 m entre as cotas do nível freático a montante e a jusante do talude.

Quanto aos resultados das tensões efectivas, as suas variações podem ser analisadas através da Figura 6, onde se mostram as cruzetas das tensões principais efectivas, no final do período construtivo e no final da consolidação. Esses resultados evidenciam basicamente que: i) durante a escavação, as tensões médias efectivas mantêm-se praticamente constantes (este facto pode ser comprovado, em qualquer ponto, comparando a dimensão média da sua cruzeta de tensão com a do ponto, pouco afectado pela execução da obra, à mesma cota junto à fronteira lateral esquerda); ii) no mesmo período, e devido à geometria do problema, as tensões de desvio (corte) apresentam valores significativos nas zonas centrais do maciço, isto é, na área de influência do talude (este aspecto tem tradução gráfica na variação do ângulo que a tensão principal maior faz com a horizontal).

Enquanto que os aumentos da tensão de desvio são a característica fundamental da evolução do estado de tensão durante a escavação, as diminuições da tensão média efectiva, sobretudo nas camadas sob a base da área removida, descrevem com propriedade o processo de consolidação que

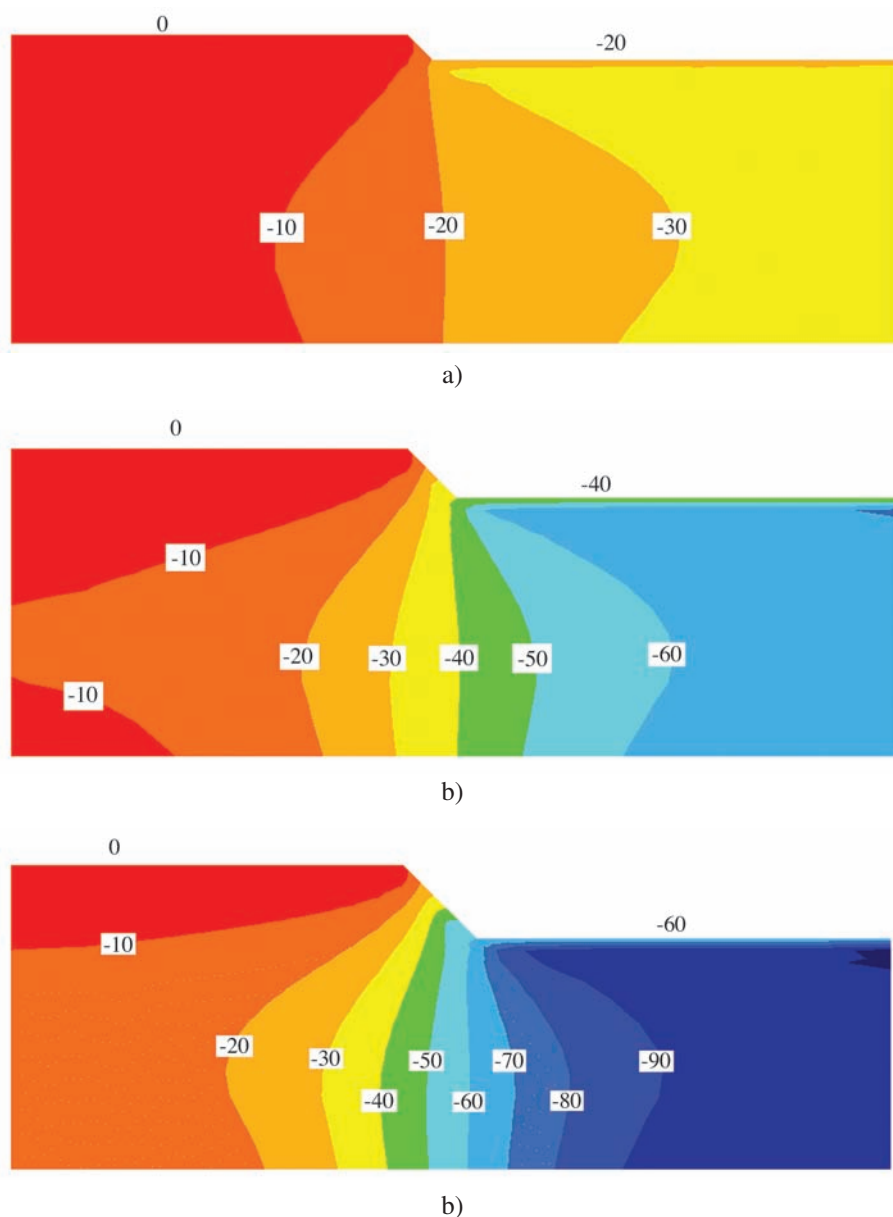


Fig. 4 – Evolução dos excessos de pressão neutra (Δu) durante a escavação (em kPa):
a) 2 m escavados; 5 dias de escavação ($\Delta u_{\min} = -39,99$ kPa);
b) 4 m escavados; 10 dias de escavação ($\Delta u_{\min} = -73,09$ kPa);
c) 6 m escavados, final da escavação; 15 dias de escavação ($\Delta u_{\min} = -103,04$ kPa)

se segue. De facto, comparando as tensões principais efectivas nos finais da consolidação (Figura 6b) e da escavação (Figura 6a), constata-se exactamente que: i) não se verificam alterações significativas nas direcções das tensões principais; ii) as grandezas das tensões principais (sobretudo na direcção vertical) diminuem significativamente (decréscimos da tensão média efectiva) nas camadas sob a base da área removida.

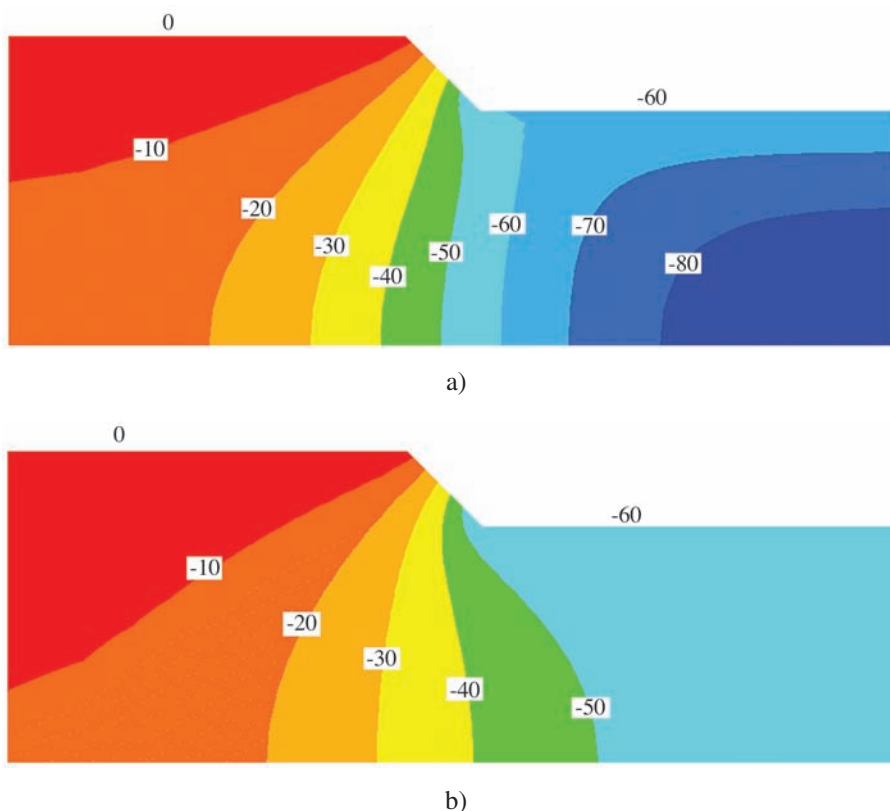


Fig. 5 – Evolução dos excessos de pressão neutra (Δu) após a escavação (em kPa):
a) 349 dias após final da escavação ($\Delta u_{\min} = -89,26$ kPa);
b) final da consolidação; 5370 dias após final da escavação ($\Delta u_{\min} = -60$ kPa)

Nas Figuras 8 e 9 mostram-se as evoluções, durante e após a escavação, dos níveis de tensão no maciço. A noção de nível de tensão, SL (do inglês, stress level), está definida na Figura 7 para um estado de tensão genérico representado pelo ponto A no referencial p-q, sendo p e q, respectivamente, a tensão média efectiva e a tensão de desvio. Em solos normalmente consolidados, o nível de tensão varia, pois, de 0 a 1, sendo 1 o valor correspondente à situação de estado crítico; em solos sobreconsolidados – como no presente problema – os valores podem ser superiores a 1, os quais correspondem a situações na vizinhança (ou coincidentes) da resistência de pico do material.

Sobre os resultados dos níveis de tensão (Figuras 8 e 9), destacam-se, assim, os seguintes comentários: i) durante o período de escavação, associados aos aumentos da tensão de desvio atrás comentados (e mantendo-se praticamente constantes as tensões médias efectivas), os níveis de tensão sofrem, naturalmente, aumentos significativos nesse período, especialmente nas zonas mais próximas do talude; ii) no período pós-escavação, nas zonas sob a base da área removida, processam-se igualmente aumentos expressivos, associados, logicamente, à descompressão atrás referida (diminuição da tensão média efectiva sem variações expressivas das tensões de corte) durante o processo de consolidação.

Por fim, na Figura 10, representam-se os resultados dos vectores-deslocamento (ampliados de 20 vezes), no final da escavação e no final da consolidação. Durante a escavação, deformando-se o maciço praticamente a volume constante (a menos das camadas muito superficiais junto às superfícies de drenagem, em que algum efeito de consolidação é observado mesmo durante o período

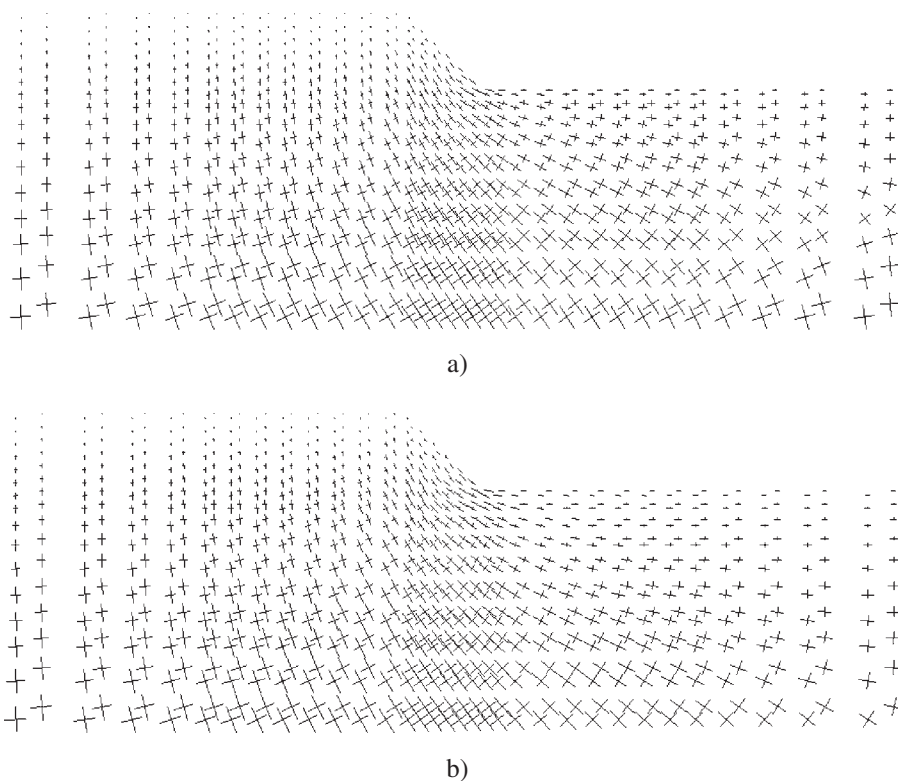


Fig. 6 – Cruzetas das tensões principais efectivas: a) final do período construtivo; b) final da consolidação.

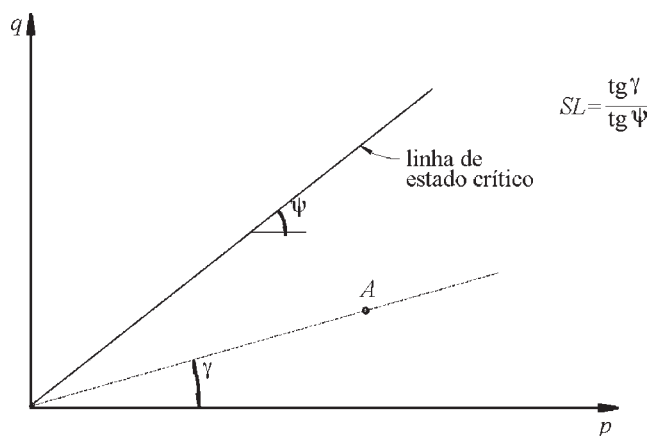


Fig. 7 – Noção de nível de tensão (SL, *stress level*) no referencial p - q .

construtivo) os deslocamentos horizontais têm o sentido dirigido para a área escavada, associando-lhes deslocamentos verticais dirigidos para baixo, na parte não escavada, e ascensionais nas camadas sob a base da área removida. Estes movimentos ascensionais são claramente incrementados durante a consolidação devido ao aumento de volume associado ao efeito de descompressão nas camadas respectivas.

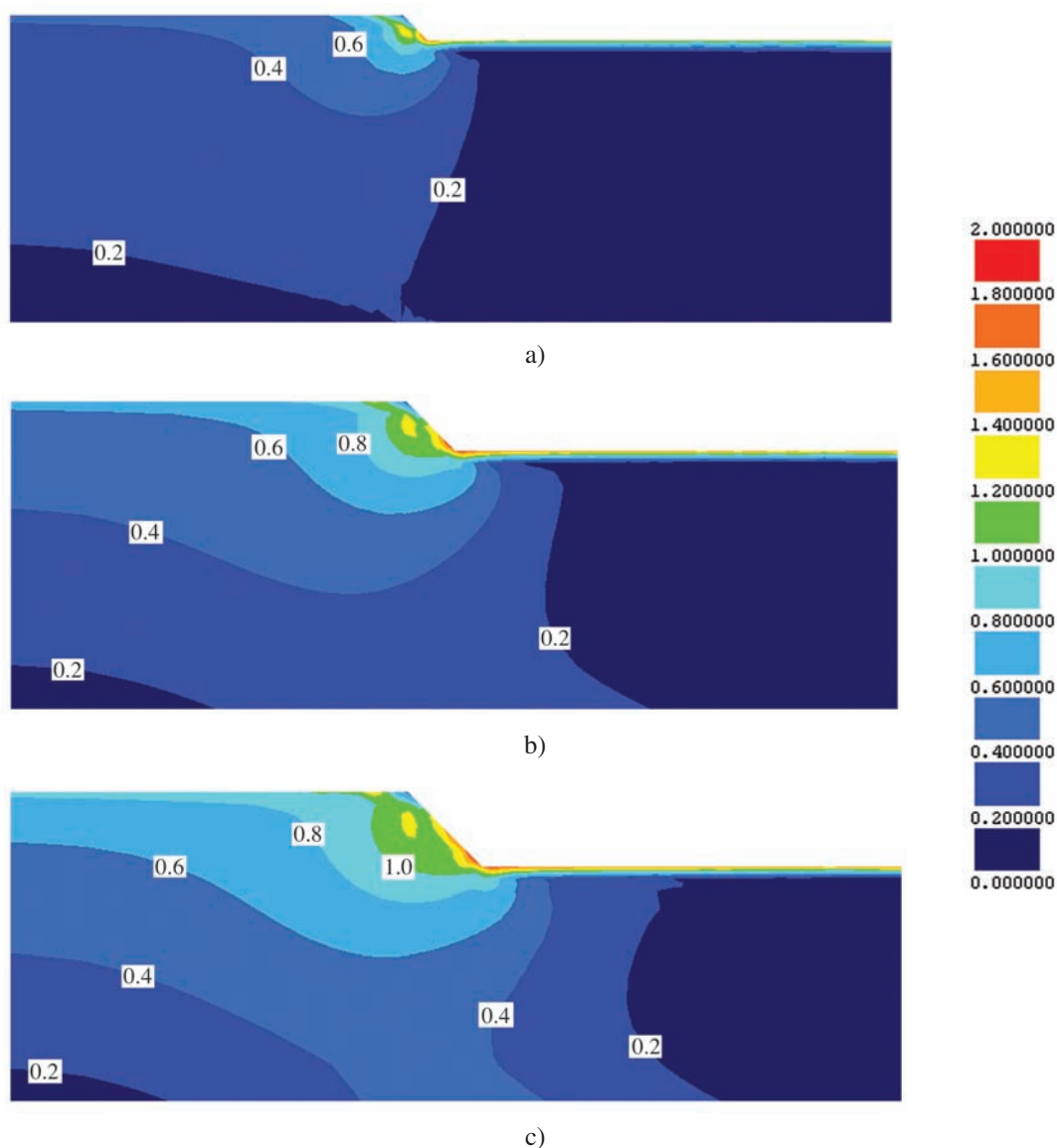


Fig. 8 – Evolução dos níveis de tensão durante a escavação: a) 2 m escavados; 5 dias de escavação; b) 4 m escavados; 10 dias de escavação; c) 6 m escavados (final da escavação); 15 dias de escavação.

3.2 – Estabilidade global

Como se referiu no ponto 1, a variação da segurança estrutural da obra a longo prazo depende do valor relativo de dois efeitos contraditórios: o efeito negativo (isto é, desfavorável à segurança) de aumento da pressão da água dos poros (dissipação de excessos de pressão neutra negativos), provocando aumento de volume e, consequentemente, diminuição da resistência ao corte; o efeito positivo do rebaixamento do nível freático na zona escavada, ao qual se associam aumentos da tensão média efectiva, provocando diminuição de volume e consequente aumento da resistência ao corte. Em cada caso concreto, a soma dos dois efeitos referidos determinará a evolução no tempo, favorável ou desfavorável, da segurança estrutural da obra.

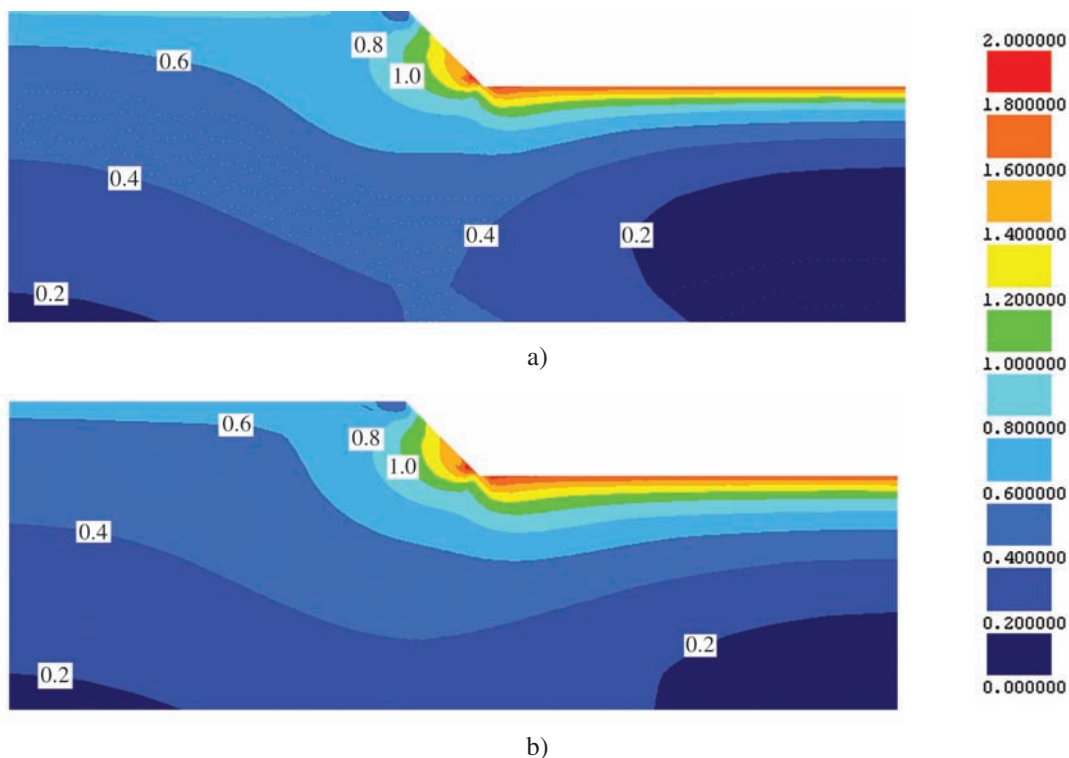


Fig. 9 – Evolução dos níveis de tensão após a escavação: a) 349 dias após final da escavação; b) final da consolidação; 5370 dias após final da escavação.

Tendo em vista uma melhor compreensão deste fenómeno, analisa-se nesta secção, não só a evolução no tempo da segurança estrutural do problema em análise (problema-base, caso 1), mas também de outros dois problemas (casos 2 e 3) similares ao anterior, mas com as seguintes alterações: em ambos os casos, o maciço é constituído não só por um estrato argiloso idêntico ao do problema-base, mas também por um estrato arenoso sobrejacente (aterro), com uma espessura de 4,5 m (ver Figura 11); a escavação consiste, numa primeira fase, na remoção total da camada arenosa e, seguidamente, na escavação em talude no maciço argiloso. Foi estabelecido o tempo de 7,5 dias para a primeira operação, mantendo-se 15 dias para a escavação do talude.

No caso 2, as características geotécnicas do estrato argiloso são as mesmas do problema-base (ver Figura 2); no caso 3, o valor de OCR passa a 1,2 (argila ligeiramente sobreconsolidada), alterando-se em conformidade o valor de K_0 (passa a 0,48). Em ambos os casos, são diferentes, naturalmente, as tensões efectivas iniciais na argila, devido ao peso da camada de aterro sobrejacente (facto que influencia, por sua vez, os valores da resistência não-drenada). Na Figura 11 indicam-se igualmente os valores dos parâmetros geotécnicos considerados para a camada de aterro.

Usando um programa de cálculo automático de análise da estabilidade global (Borges, 1995), que utiliza os resultados numéricos das aplicações pelo método dos elementos finitos, mostra-se na Figura 12 a evolução no tempo da segurança estrutural da obra para os três casos em análise. Na Figura 13, ilustra-se a correspondente superfície potencial de deslizamento mais desfavorável para o caso 1, no final da escavação. Os aspectos essenciais da formulação do programa de análise da estabilidade são descritos e explicados no anexo A.

Conforme decorre da análise dos resultados da Figura 12, pode variar na prática – quer qualitativa quer quantitativamente – a evolução no tempo da segurança estrutural neste tipo de obras. De

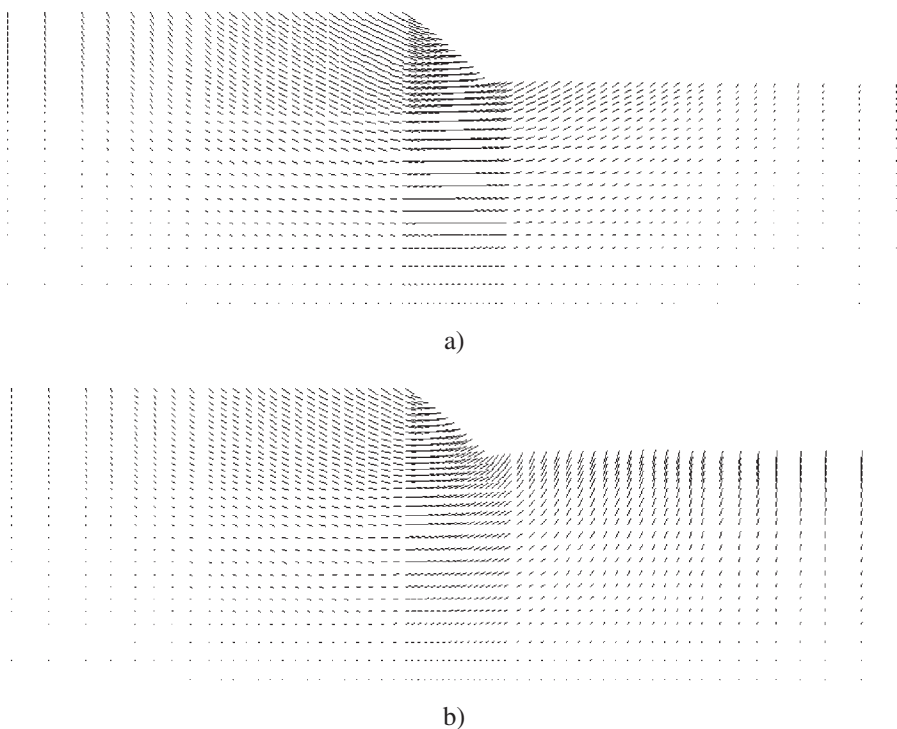


Fig. 10 – Vectores-deslocamento (coeficiente de ampliação igual a 20):
a) final do período construtivo; b) final da consolidação.

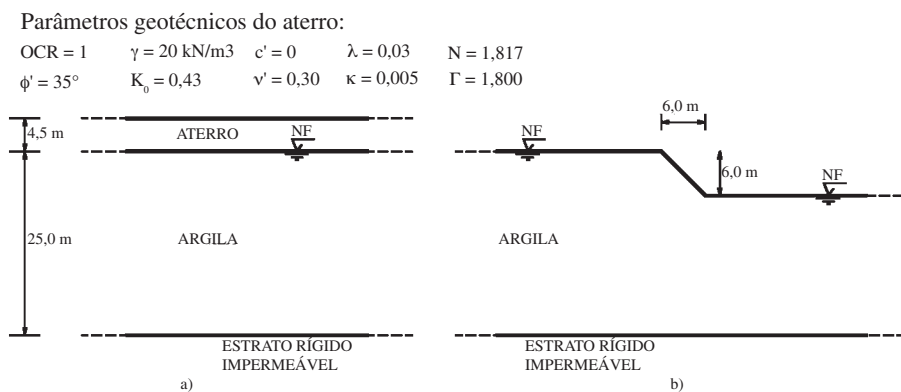


Fig. 11 – Parâmetros geotécnicos da camada arenosa e geometria dos problemas 2 e 3:
a) antes da escavação; b) depois da escavação.

facto, enquanto que no caso 1 o coeficiente de segurança global se mantém praticamente constante em todo o período pós-construtivo, o mesmo não acontece nos outros dois casos – a estabilidade da obra diminui a longo prazo, sendo a “quebra” mais significativa, em termos absolutos, a do caso 2, correspondente à argila mais sobreconsolidada.

Estas diferenças podem ser entendidas observando as distribuições dos excessos de pressão neutra dos três casos (Figuras 4, 5, 14 e 15), destacando-se dessa observação o seguinte: (i) no final

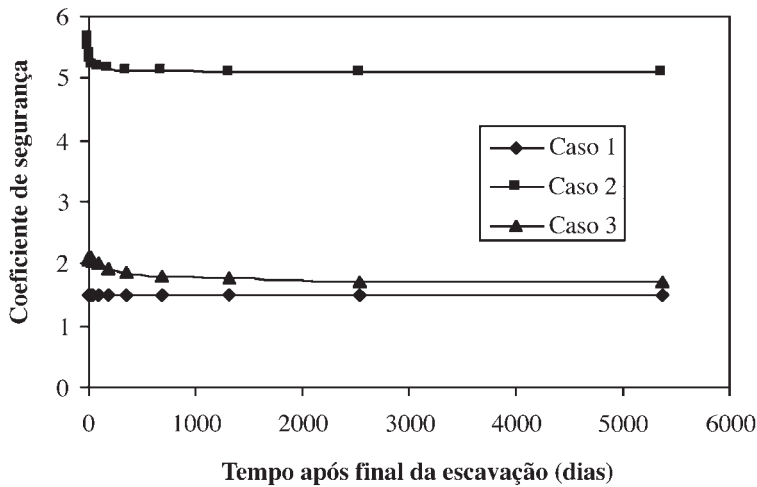


Fig. 12 – Evolução no tempo do coeficiente de segurança global.

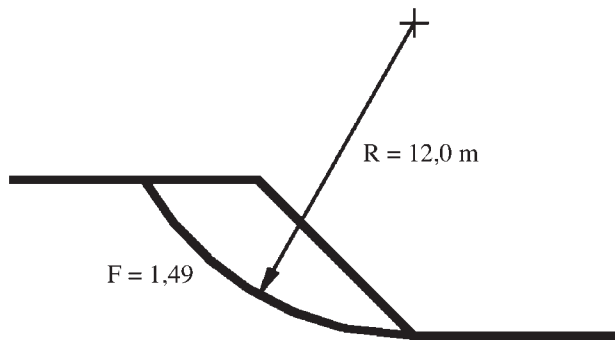
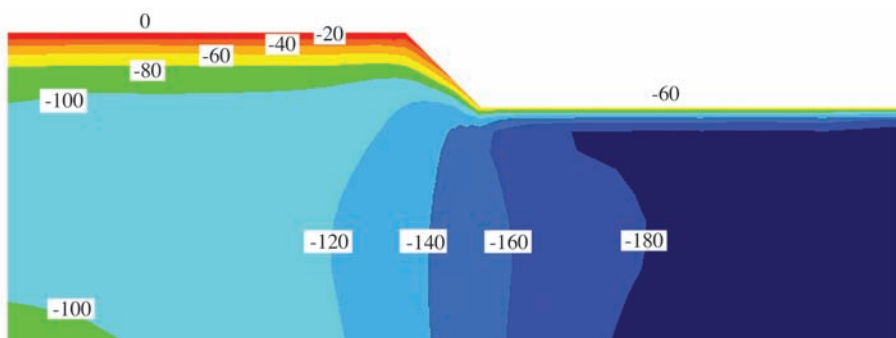


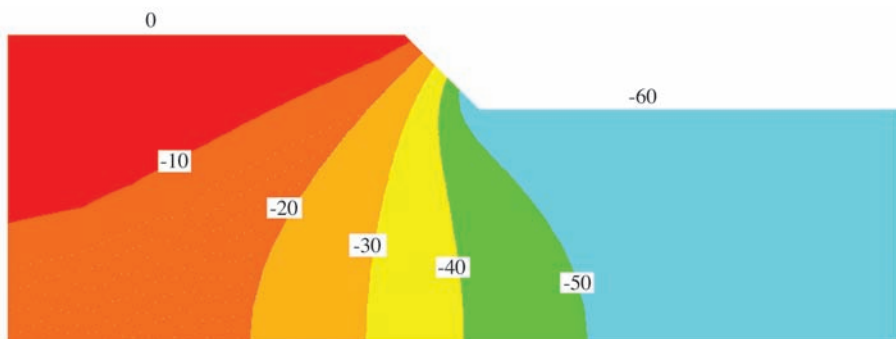
Fig. 13 – Superfície potencial de deslizamento mais desfavorável para o caso 1, no final da escavação (coeficiente de segurança global, $F=1,49$)

da escavação, devido ao acréscimo de descompressão associado à remoção da camada arenosa (que não existe no caso 1), são, naturalmente, mais expressivos os valores absolutos dos excessos de pressão neutra nos casos 2 e 3; (ii) como são semelhantes as distribuições dos excessos de pressão neutra (ou, o que é equivalente, das linhas equipotenciais) dos três casos no final da consolidação (visto serem iguais as condições de fronteira hidráulicas), o efeito de descompressão associado ao processo de consolidação é mais expressivo nos casos 2 e 3 que no caso 1; (iii) este efeito tem alguma relevância, nos casos 2 e 3, nos pontos pertencentes à superfície de deslizamento mais desfavorável (o que justifica a redução do coeficiente de segurança global a longo prazo), não o tendo no caso 1.

Salienta-se ainda que, comparando os resultados das Figuras 14a e 15a, na área sob a superfície não escavada, os valores absolutos dos excessos de pressão neutra são mais pronunciados no caso 2 que no caso 3, o que reflecte, como seria de esperar, a influência das tensões de corte na geração dos excessos de pressão neutra durante a escavação, função do grau de sobreconsolidação do solo.



a)



b)

Fig. 14 – Excessos de pressão neutra (Δu) em kPa, para o caso 2: a) no final da escavação ($\Delta u_{\min} = -192,7$ kPa); b) no final da consolidação ($\Delta u_{\min} = -60,0$ kPa)

4 – CONCLUSÕES

A aplicação, neste artigo, dum modelo numérico (programa de elementos finitos) a uma escavação não suportada, em talude, num maciço argiloso sobreconsolidado – bem como a utilização de um programa de cálculo automático de análise da estabilidade global, que usa os resultados das aplicações do modelo numérico – permite destacar várias conclusões sobre o comportamento da obra, nomeadamente em termos de excessos de pressão neutra, de tensões efectivas, de deslocamentos, de níveis de tensão no maciço e de segurança estrutural.

(1) Durante a fase construtiva, os valores absolutos dos excessos de pressão neutra são maiores (e aproximadamente iguais, em cada instante, ao peso das terras escavadas) nas zonas sob a base da área removida, decrescendo progressivamente até às zonas não escavadas mais afastadas do talude, junto à superfície.

(2) No período pós-construtivo, as curvas equipotenciais (perpendiculares às linhas de corrente) apresentam uma forma muito regular; o problema evolui a longo prazo para uma situação de escoamento permanente, determinado pela diferença de carga hidráulica entre as cotas do nível freático a montante e a jusante do talude.

(3) Durante a escavação, as tensões de desvio (corte) apresentam valores significativos nas zonas centrais do maciço, na área de influência do talude, mantendo-se praticamente constantes, no

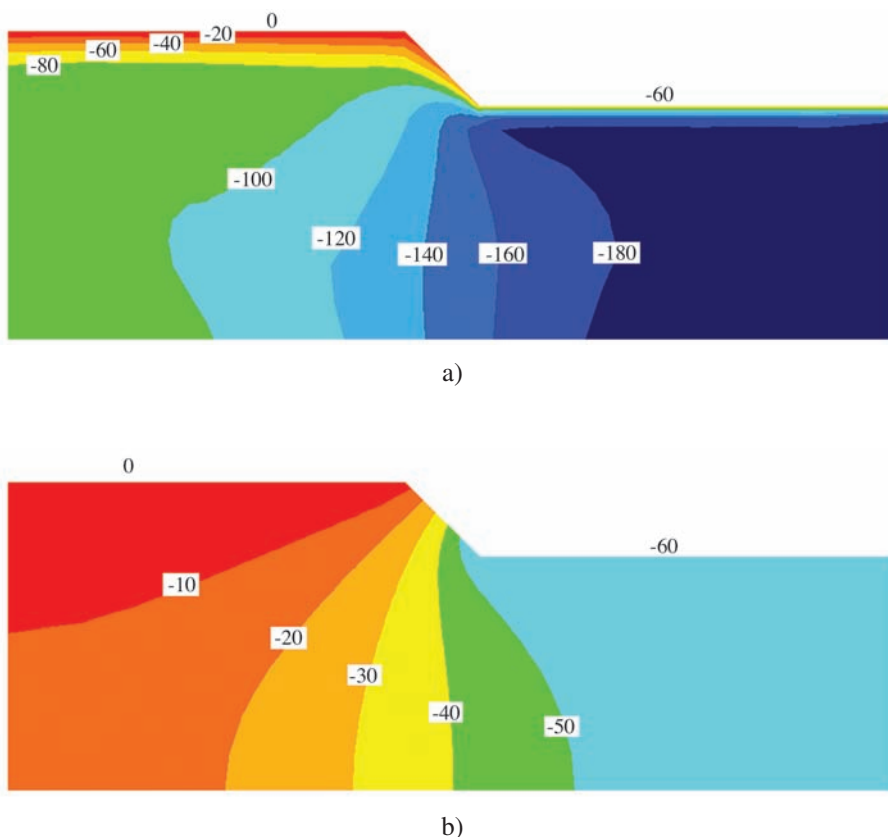


Fig. 15 – Excessos de pressão neutra (Δu) em kPa, para o caso 3: a) no final da escavação ($\Delta u_{\min} = -196,8$ kPa); b) no final da consolidação ($\Delta u_{\min} = -60,0$ kPa).

mesmo período, as tensões médias efectivas; estas últimas, no período pós-construtivo, diminuem expressivamente nas camadas sob a base da área removida.

(4) Durante a escavação, associados aos aumentos da tensão de desvio, os níveis de tensão sofrem aumentos significativos, especialmente nas zonas mais próximas do talude; no período pós-escavação, os níveis de tensão aumentam nas zonas sob a base da área removida, devido à diminuição da tensão média efectiva.

(5) No período construtivo, os deslocamentos horizontais são dirigidos no sentido da área escavada, associando-lhes deslocamentos verticais dirigidos para baixo, na parte não escavada, e ascencionais, nas camadas sob a base da área removida; estes movimentos ascencionais são incrementados durante a consolidação devido ao aumento de volume associado ao efeito de descompressão nas camadas correspondentes.

(6) Da aplicação do programa de cálculo automático de análise da estabilidade global ao problema em análise (caso 1) e a outros dois similares (casos 2 e 3), conclui-se que pode variar na prática – quer qualitativa quer quantitativamente – a evolução no tempo da segurança estrutural neste tipo de obras: no caso 1, o coeficiente de segurança global mantém-se praticamente constante em todo o período pós-construtivo; nos casos 2 e 3, a estabilidade diminui a longo prazo, sendo a “quebra” mais significativa a correspondente ao maciço argiloso mais sobreconsolidado.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Borges, J. L. – *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Doutorado, Faculdade de Engenharia, Porto, 1995.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. – *Estabilidade global de aterros sobre solos argilosos moles reforçados na base com geossintéticos*. Revista Geotecnia, n.º 80, pp. 43-57, 1997.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. – *Simulação numérica do modelo de estados críticos (p,q,q) em aterros sobre solos moles*. Revista Geotecnia, n.º 84, pp. 39-63, 1998.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. – *Simulação numérica dos processos de consolidação em aterros sobre solos moles*. Revista Geotecnia, n.º 89, pp 57-75, 2000.
- Borges, J. L.; Cardoso, A. S. – *Overall stability of geosynthetic-reinforced embankments on soft soils*. Revista Internacional *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 20, n.º 6, pp. 395-421, Elsevier, England, 2002.
- Britto, A. M.; Gunn, M. J. – *Critical State Soil Mechanics via Finite Elements*. Ellis Horwood Limited, England, 1987.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. *Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1969.
- Lewis, R. W.; Schrefler, B. A. – *The Finite Element Method in the Deformation and Consolidation of Porous Media*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1987.

ANEXO A – Programa de análise da estabilidade global

Usando o estado de tensão resultante das aplicações do modelo baseado no método dos elementos finitos, o programa de cálculo automático de análise da estabilidade global permite calcular o coeficiente de segurança global através da análise da estabilidade em superfícies potenciais de deslizamento (cilíndricas, de directriz circular) escolhidas com critério (nomeadamente, definindo uma malha de centros das circunferências e, para cada centro, fazendo variar os raios em função de um determinado incremento fixado à partida).

Assim, para cada uma das superfícies, são determinados, em primeiro lugar, os pontos de intersecção dessa superfície com os lados dos elementos bidimensionais que definem a malha no cálculo pelo método dos elementos finitos (ver Figura A1). A superfície de deslizamento fica, pois, dividida em segmentos de recta, cada um dos quais está contido no interior de apenas um elemento da malha. Em seguida, calculam-se os valores médios da tensão tangencial, τ_i , e da resistência não drenada, c_{ui} , que actuam em cada um dos segmentos. O valor de τ_i é obtido através das tensões conhecidas nos pontos de Gauss do elemento finito correspondente (esta operação é explicada detalhadamente em Borges e Cardoso, 2002); o valor de c_{ui} (que varia com o processo de consolidação) é obtido de modo análogo, mas em função não só das tensões mas também do volume nos pontos de Gauss do elemento respectivo (aplicando as noções da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, tendo em conta o modelo utilizado). O coeficiente de segurança global para uma determinada superfície potencial de deslizamento é definido por

$$F = \frac{\sum_{i=1}^N c_{ui} l_i}{\sum_{i=1}^N \tau_i l_i} \quad (A1)$$

em que l_i representa o comprimento do segmento e N o número total de segmentos em que a circunferência de deslizamento é dividida (tantos quantos os elementos finitos atravessados).

Recordando as noções da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, a resistência não drenada, c_u , é calculada pela expressão (Britto e Gunn, 1987)

$$c_u = \frac{1}{2} M \cdot \exp\left(\frac{\Gamma - v}{\lambda}\right) \quad (A2)$$

em que v é o volume específico do solo (volume de uma amostra de solo que contém uma unidade de volume de partículas sólidas; relaciona-se com o índice de vazios, e , pela expressão $v=1+e$); λ e Γ são parâmetros do solo, cujos significados foram definidos no ponto 2, e M , no caso do modelo $p-q-\theta$, é função do invariante θ e do ângulo de atrito efectivo ϕ' :

$$M = \frac{3 \cdot \text{sen} \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \text{sen} \phi' \text{sen} \theta} \quad (A3)$$

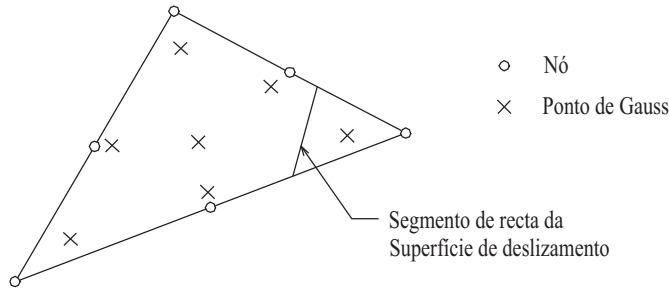


Fig. A1 – Elemento finito triangular.