

COMPORTAMENTO AO LONGO DO TEMPO DE UM TALUDE REFORÇADO COM GEOGRELHAS — ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA

Long term behaviour of a geogrid reinforced slope — Experimental and numerical analysis

M. L. LOPES*

A. S. CARDOSO*

RESUMO – O comportamento ao longo do tempo de um talude reforçado com geogrelhas é estudado através de um modelo numérico que considera o comportamento viscoelástico das inclusões. Os resultados deste estudo são comparados com os registados durante a observação experimental da mesma obra, procurando-se, assim, aferir a fiabilidade do modelo em causa.

SYNOPSIS – The long term behaviour of a geogrid reinforced slope is studied by a numerical model which takes into account the viscoelastic behaviour of the inclusions. The model is assessed by comparison with experimental results.

1 – INTRODUÇÃO

O efeito do tempo no comportamento dos geossintéticos impõe a consideração da sua fluência no dimensionamento de obras permanentes reforçadas com esses materiais. Neste trabalho utiliza-se um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos que permite a consideração da influência do tempo no comportamento dos geossintéticos através de uma modelação viscoelástica.

O modelo viscoelástico aplicado é previamente descrito, sendo posteriormente comparado o comportamento no tempo de um talude experimental (Fannin, 1988) com o resultante da sua modelação numérica.

2 – MODELO VISCOELÁSTICO PARA SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS GEOSSINTÉTICOS

2.1 – Preâmbulo

Com o modelo utilizado pretende-se obter as deformações nos geossintéticos produzidas por tensões variáveis no tempo, tendo em atenção a alteração das suas características

* Eng.º Civil, Professor Auxiliar da FEUP.

mecânicas ocasionada pela fluência. Essas deformações são genericamente definidas pela equação:

$$\{\varepsilon(t)\} = \int_{t_0}^t J(t, x) [P] \{d\sigma(x)\} \quad (1)$$

em que $\{d\sigma(x)\}$ representa o tensor dos incrementos de tensão ao longo do tempo, $J(t, x)$ é a função de fluência e

$$[P] = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & & & \\ -\nu & 1 & -\nu & & & \\ -\nu & -\nu & 1 & & & \\ & & & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ & & & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ & & & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (2)$$

Note-se que se supõe o coeficiente de Poisson, ν , invariável no tempo, o que, embora não coincida com as evidências experimentais, é aceitável, uma vez que estas são inconclusivas e a variação de ν não é, em regra, muito significativa.

As deformações ao longo do tempo são, portanto, motivadas, quer pela fluência do material, quer por alterações do estado de tensão.

2.2 – Função de fluência. Determinação das tensões e das deformações

2.2.1 – Função de fluência

A função de fluência adoptada é deduzida considerando uma associação em série de k elementos de Kelvin, sendo a função obtida uma série de Dirichlet (Bazant e Wu, 1973; Bazant e Chen, 1984; Barros, 1987 e Lopes, 1992):

$$J(t, x) = \sum_{\mu=1}^k \frac{\tau_{\mu}}{\eta_{\mu}(x)} \left(1 - e^{-\frac{t-x}{\tau_{\mu}}} \right) \quad (3)$$

Os k coeficientes de retardação, τ_{μ} , são definidos em função do módulo de deformabilidade (E_{μ}) e do coeficiente de viscosidade (η_{μ}) do elemento através da expressão:

$$\frac{1}{\tau_{\mu}} = \frac{E_{\mu}(x) + \dot{\eta}_{\mu}(x)}{\eta_{\mu}(x)} \quad (4)$$

2.2.2 – Tensões e deformações - caso unidimensional

No caso unidimensional a deformação no instante t é dada por:

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0}^t J(t, x) \frac{\partial \sigma}{\partial x} dx = \sum_{\mu=1}^k \int_{t_0}^t \frac{\tau_{\mu}}{\eta_{\mu}(x)} \left(1 - e^{-\frac{t-x}{\tau_{\mu}}}\right) \frac{\partial \sigma}{\partial x} dx \quad (5)$$

em que t_0 é o instante em que se inicia a aplicação das solicitações. A resolução do integral depende das funções $\partial \sigma / \partial t$ e $\eta_{\mu}(t)$. A maneira mais simples de o resolver consiste em supor o tempo subdividido em intervalos, admitindo que em cada intervalo i as grandezas

$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t}\right)_i$ e $\eta_{\mu}(t) = \eta_{\mu i}$ são constantes. Assim, tendo presente que:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t}\right)_i = \frac{\sigma_i - \sigma_{i-1}}{t_i - t_{i-1}} = \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta t_i} \quad \text{quando } t_{i-1} \leq t \leq t_i \quad (6)$$

$$E_{\mu}(t) = E_{\mu i} = \frac{\eta_{\mu i}}{\tau_{\mu}} \quad \text{quando } t_{i-1} \leq t \leq t_i \quad (7)$$

para $t = t_n$ a deformação é

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(t_n) = \varepsilon_n = \sum_{\mu=1}^k \varepsilon_{\mu n} = \sum_{\mu=1}^k \left(\sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{\mu i}} - e^{-t_n/\tau_{\mu}} \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{\mu i}} e^{\tau_{\mu} \lambda_{\mu i}} \lambda_{\mu i} \right) \quad (8)$$

com

$$\lambda_{\mu i} = \frac{\tau_{\mu}}{\Delta t_i} (1 - e^{-\Delta t_i/\tau_{\mu}}) \quad (9)$$

O incremento de tensão, $\Delta \sigma_n$, no intervalo de tempo $\Delta t_n = t_n - t_{n-1}$ é:

$$\Delta \sigma_n = E_n^* (\Delta \varepsilon_n - \Delta \varepsilon_n^*) \quad (10)$$

com

$$\frac{1}{E_n^*} = \sum_{\mu=1}^k \frac{1 - \lambda_{\mu n}}{E_{\mu n}} \quad (11)$$

e

$$\Delta \varepsilon_n^* = \sum_{\mu=1}^k \left(1 - e^{-\Delta t_n/\tau_{\mu}}\right) \varepsilon_{\mu(n-1)} \quad (12)$$

A expressão (10) mostra que o comportamento viscoelástico se transforma numa sucessão de problemas pseudo-elásticos lineares, definidos em cada intervalo de tempo em que se considera subdividido o tempo de análise. Nessa expressão E_n^* representa um pseudo-instantâneo módulo de deformabilidade, válido para o incremento de tempo em causa, e $\Delta \varepsilon_n^*$ pode ser interpretado como a deformação inicial para o mesmo incremento.

Por outro lado, o incremento de tensão, $\Delta\sigma_n$, no intervalo Δt_n depende de grandezas associadas a esse intervalo e das quantidades $\epsilon_{\mu n(n-1)}$ calculadas no final do incremento anterior para as k unidades de Kelvin. Estas últimas grandezas reflectem e condensam a história das tensões das k unidades de Kelvin até ao instante t_{n-1} . Para o instante genérico $t = t_n$ elas são calculadas por:

$$\epsilon_{\mu n}'' = e^{-\Delta t_n / \tau_{\mu}} \epsilon_{\mu(n-1)}'' + \frac{\Delta\sigma_n}{E_{\mu n}} \lambda_{\mu n} \quad (13)$$

Geralmente a resolução dos problemas viscosos obriga ao armazenamento de toda a história de carga desde o instante inicial; este armazenamento pode tornar-se muito demorado e custoso quando o número de reforços é grande e o período de tempo de análise também. Porém, este problema é evitado quando a função de fluência é definida através de uma associação em série de k modelos viscoelásticos de Kelvin, pois, neste caso, como se mostrou anteriormente, a história da carga das k unidades de Kelvin é armazenada no fim de cada intervalo de tempo em apenas k grandezas $\epsilon_{\mu n}''$.

Note-se, ainda, que para que um material, cujo comportamento seja simulado por uma cadeia de Kelvin, experimente uma deformação instantânea quando se aplica uma variação instantânea da solicação é necessário que uma das unidades seja composta apenas por uma mola. Assim, geralmente admite-se que a viscosidade da primeira unidade é nula, ou seja:

$$\tau_1 = 0 \quad (14)$$

o que implica que no instante genérico $t = t_n$

$$\lambda_{1n} = 0 \quad (15)$$

e

$$\epsilon_{1n}'' = 0 \quad (16)$$

Do exposto ressalta que a aplicação do modelo de Kelvin ao estudo do comportamento a longo prazo dos geossintéticos envolve simplificações importantes, nomeadamente no que se refere ao armazenamento da história de carga, necessária ao cálculo das tensões e à transformação de um problema viscoelástico numa sucessão de problemas elásticos (Bazant e Wu, 1973; Bazant e Chern, 1984; Barros, 1987; Lopes, 1992).

2.2.3 – Tensões e deformações – caso multidimensional

No caso multidimensional em que as deformações e a função de fluência são definidas, respectivamente, pelas equações (1) e (3), obtém-se facilmente a seguinte relação para o cálculo dos incrementos de tensão, equivalente à atrás deduzida para a situação unidimensional:

$$\{\Delta\sigma_n\} = E_n^* [P]^{-1} (\{\Delta\epsilon_n\} - \{\Delta\epsilon_n^*\}) \quad (17)$$

sendo $[P]$ definido pela expressão (2), $\lambda_{\mu n}$ pelas expressões (9) ou (15), E_n^* pela expressão (11) e

$$\{\Delta \epsilon_n^*\} = \sum_{\mu=1}^k (1 - e^{-\Delta t_n / \tau_\mu}) \{\epsilon_{\mu(n-1)}''\} \quad (18)$$

Por sua vez, os k ($\mu = 1, \dots, k$) vectores definidos por:

$$\{\epsilon_{\mu n}^*\} = (e^{-\Delta t_n / \tau_\mu}) \{\epsilon_{\mu(n-1)}''\} + \frac{\lambda_{\mu n}}{E_{\mu n}} [P] \{\Delta \sigma_n\} \quad (19)$$

contêm toda a história da carga até ao instante $t = t_n$, não sendo, portanto, necessário armazenar o estado de tensão em todos os intervalos de tempo desde o instante inicial até ao final. Naturalmente se $\tau_1 = 0$, então $\{\epsilon_{1n}''\} = \{0\}$.

As deduções realizadas anteriormente pressupõem que nos intervalos de tempo $\Delta t_n = t_n - t_{n-1}$ as tensões variam continuamente (linearmente) e que nos instantes t_n não há aplicação de cargas instantâneas. Porém, durante o período de vida de uma estrutura pode haver aplicação (aproximadamente) instantânea de solicitações exteriores. A consideração de uma solicitação deste tipo durante um processo incremental do tempo não levanta, contudo, dificuldades. Com efeito, supondo que tal ocorre no instante t_{n-1} , então, pondo $t_n = t_{n-1}$, ou seja, $\Delta t_n = 0$, conclui-se imediatamente (tenha-se presente que $\lambda_{1n} = 0$ e que $\lambda_{\mu n} = 1$, $\mu = 2, \dots, k$, quando Δt_n tende para zero) que a equação (11) se transforma em

$$E_n^* = E_{1n} \quad (\text{se } \Delta t_n = 0) \quad (20)$$

a equação (18) em

$$\{\Delta \epsilon_n^*\} = \{0\} \quad (\text{se } \Delta t_n = 0) \quad (21)$$

e a equação (19) em

$$\{\epsilon_{\mu n}''\} = \begin{cases} \{0\} & \mu = 1 \\ \{\epsilon_{\mu(n-1)}''\} + \frac{1}{E_{\mu n}} [P] \{\Delta \sigma_n\} & \mu = 2, \dots, k \end{cases} \quad (\text{se } \Delta t_n = 0) \quad (22)$$

As fórmulas de resolução passo a passo da equação integral (1) são então as seguintes: equação (9) para calcular os k ($\mu = 1, \dots, k$) parâmetros $\lambda_{\mu n}$, equações (11) ou (20) para definir o módulo de elasticidade equivalente, equações (18) ou (21) para calcular o vector $\{\Delta \epsilon_n^*\}$, equação (17) para obter os incrementos de tensão no intervalo Δt_n e, finalmente, equações (19) ou (22) para definir os k vectores $\{\epsilon_{\mu n}''\}$ que reflectem toda a história da carga até ao momento.

Com estas equações o problema viscoelástico é resolvido, tal como foi referido em 2.2.2, como uma sucessão de problemas elásticos definidos em cada intervalo de tempo em que é dividido o tempo total de análise.

3 – COMPORTAMENTO DE UM TALUDE REFORÇADO COM GEOGRELHAS — ANÁLISE COMPARATIVA EXPERIMENTAL E NUMÉRICA

3.1 – Introdução

A necessidade de testar a fiabilidade dos modelos numéricos desenvolvidos para a análise do comportamento a curto e a longo prazo de obras reforçadas com geossintéticos, por um lado, e a inexistência, até à data, de observação deste tipo de obras em Portugal, por outro, levaram a que se decidisse aplicar esses modelos ao estudo do comportamento de um talude reforçado com geogrelhas construído em Skedsmo (Noruega) e confrontar os resultados obtidos com os da observação levada a efeito no local.

Fannin (1988) fornece uma descrição exhaustiva dos resultados dessa experiência, para além de dar informações claras sobre a geometria, o procedimento construtivo e a sequência de carga do talude, as características mecânicas dos materiais (solo, reforços e face) e, ainda, acerca do tipo e da localização da instrumentação. Por este motivo, em 3.2, apenas se fará uma descrição sucinta da obra observada, visando, fundamentalmente, aspectos considerados importantes para a análise comparativa entre resultados experimentais e numéricos a efectuar adiante.

3.2 – Breve descrição da obra

O local de implantação da obra situa-se próximo de Skedsmo (Noruega), a cerca de 2,5 km a nordeste de Oslo.

Sobre um maciço de fundação competente constituído por areia grossa construiu-se, adjacente a uma encosta, um aterro reforçado com 4,8 m de altura e talude fortemente inclinado ($V/H = 2/1$). A obra era constituída por dois troços, com 10 m de comprimento cada um, incorporando diferentes arranjos dos reforços (a Fig. 1 representa o troço analisado neste trabalho). O aterro foi construído com uma areia média a fina uniforme.

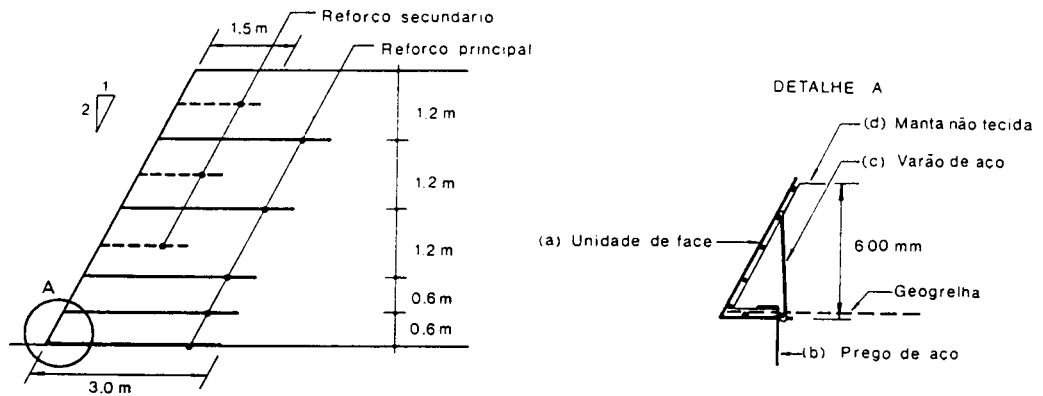


Fig. 1 – Distribuição dos reforços

Os reforços eram constituídos por geogrelhas do tipo Tensar, cuja patente pertence à Netlon Ltd.. A grelha uniaxial Tensar SR55 foi utilizada nos reforços principais e a grelha biaxial Tensar SS1 nos reforços secundários, instalados sempre que o espaçamento entre os primeiros excedesse 0,90 m.

A sequência construtiva envolveu a colocação de camadas de aterro com espessuras da ordem dos 0,30 m, após compactação, e a ligação (com três pregos de aço, $\phi 8$ mm, por metro) dos reforços aos respectivos painéis de face. Estes eram constituídos por rede metálica ($\phi = 8$ mm) de abertura quadrangular com 0,15 m de lado, forrada internamente com uma manta não tecida para evitar a erosão superficial; durante a construção a rigidez dos painéis era aumentada mediante a colocação de varões de aço ($\phi = 5$ mm) de metro a metro (atrás de cada painel de face eram compactadas duas camadas de aterro).

O comportamento da estrutura foi registado através de instrumentação colocada durante a construção. Na Fig. 2 indica-se esquematicamente a localização dessa instrumentação.

Após a conclusão da construção o comportamento do talude foi observado durante um mês aproximadamente, estando sujeito apenas à acção do seu peso próprio. Em seguida, tendo em vista a mobilização de maiores forças de tracção nos reforços, procedeu-se ao carregamento do topo do aterro, aplicando primeiro um ciclo de carga-descarga e, depois, uma sobrecarga permanente.

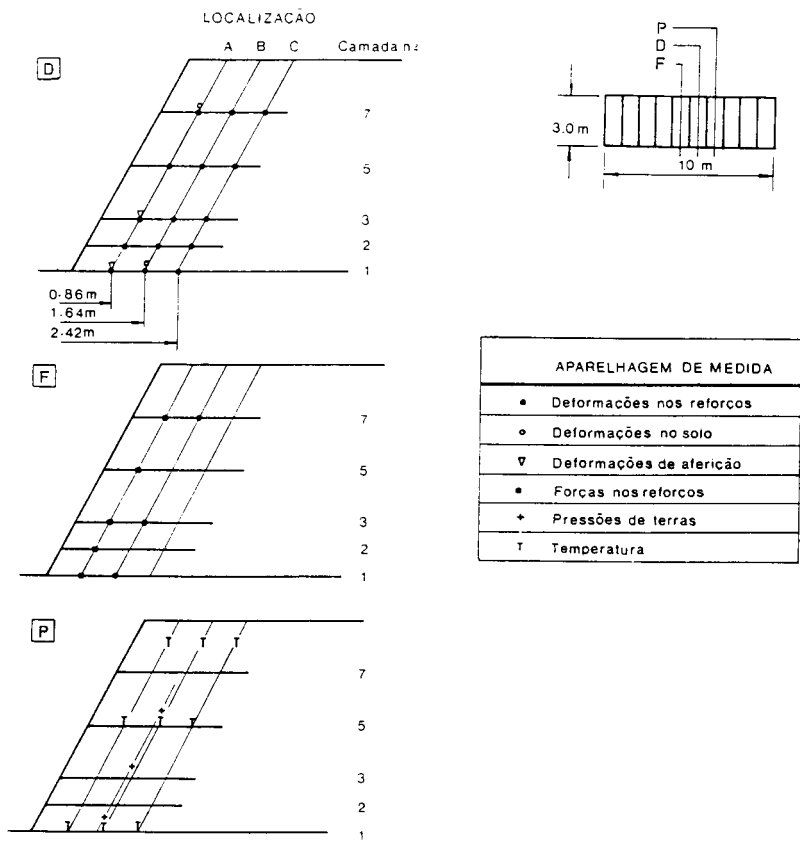


Fig. 2 – Localização da instrumentação

Para efectuar o carregamento cíclico foram colocados, um em cima do outro, dois tanques rectangulares com 5,3 m de comprimento e 2,4 m de largura, posicionados com o eixo longitudinal paralelo ao talude e o transversal coincidente com a secção central do troço. A sobrecarga foi aplicada enchendo, com água, cada um dos tanques até aproximadamente 1,2 m de altura; sete semanas mais tarde procedeu-se ao esvaziamento. A pressão máxima transmitida alcançou 28,4 kPa. No Quadro I indica-se a sequência das pressões aplicadas durante o ciclo de carga-descarga.

Após a retirada dos tanques construiu-se sobre o aterro existente um outro com 3 m de altura (Fig. 3), sendo o peso específico médio do solo utilizado igual a 16,75 kN/m³.

QUADRO I

Pressões aplicadas durante o ciclo de carga-descarga

Tanque		Pressão (kPa)
N.º 1	N.º 2	
vazio	vazio	5,4
cheio	vazio	16,9
cheio	cheio	28,4
vazio	vazio	5,4

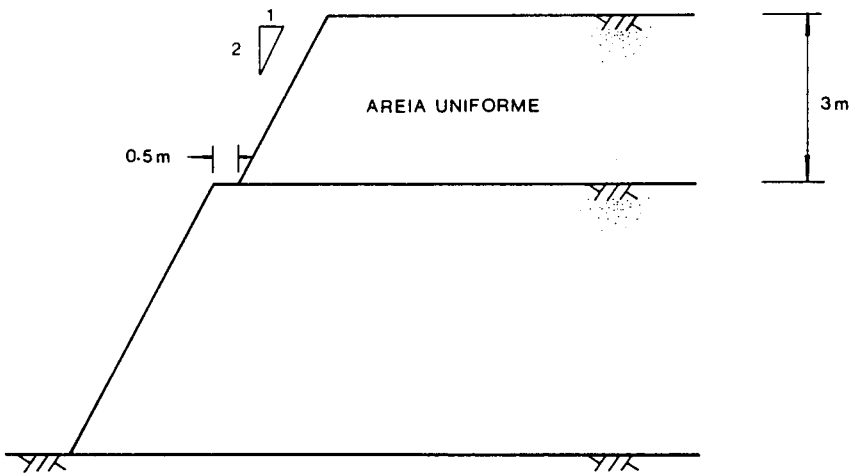


Fig. 3 – Sobrecarga permanente

3.3 – Modelação numérica da obra

A simulação numérica da construção incremental do aterro é feita em nove fases: na primeira fase é colocada a camada de aterro adjacente à fundação; nas sete seguintes coloca-se uma camada de aterro em simultâneo com a entrada em serviço da inclusão subjacente; finalmente, na nona fase simula-se a entrada em serviço do último nível de reforço.

A malha de elementos finitos (Fig. 4) foi desenhada de forma a permitir a definição dos valores das forças e deformações de tracção nos reforços e das tensões no solo em locais próximos daqueles em que estavam posicionados os instrumentos de medida *in situ*. Inicialmente, a malha era constituída por 95 elementos bidimensionais; ao longo das sucessivas fases de cálculo iam sendo introduzidos os elementos bidimensionais, de junta e barra representativos do aterro e da face, das interfaces e dos reforços. Na última fase do cálculo a malha de elementos finitos era constituída por 492 elementos, dos quais 143 eram elementos finitos de junta e 39 elementos-barra; o número de pontos nodais era igual a 487.

A fronteira lateral esquerda foi considerada a 10 m da face, dado que é a essa distância que se encontra a encosta adjacente à qual o aterro foi construído (Fannin, 1988) e se supõem aí desprezáveis os deslocamentos horizontais. Por seu turno, a fronteira lateral direita foi suposta a cerca de 40 m do pé do aterro, distância a partir da qual se consideram desprezáveis os deslocamentos horizontais do maciço de fundação. A fronteira inferior foi situada a 12 m da base do talude, coincidente com o topo de uma formação supostamente indeformável, permitindo a consideração de deslocamentos nulos.

O comportamento não linear dos materiais intervenientes no estudo numérico (solos, interfaces e reforços) foi simulado por modelos elastoplásticos perfeitos, sem endurecimento e com leis de fluxo associado; o critério de cedência adoptado para os solos foi o de Mohr-Coulomb. O comportamento ao longo do tempo das inclusões foi traduzido pelo modelo viscoelástico anteriormente descrito.

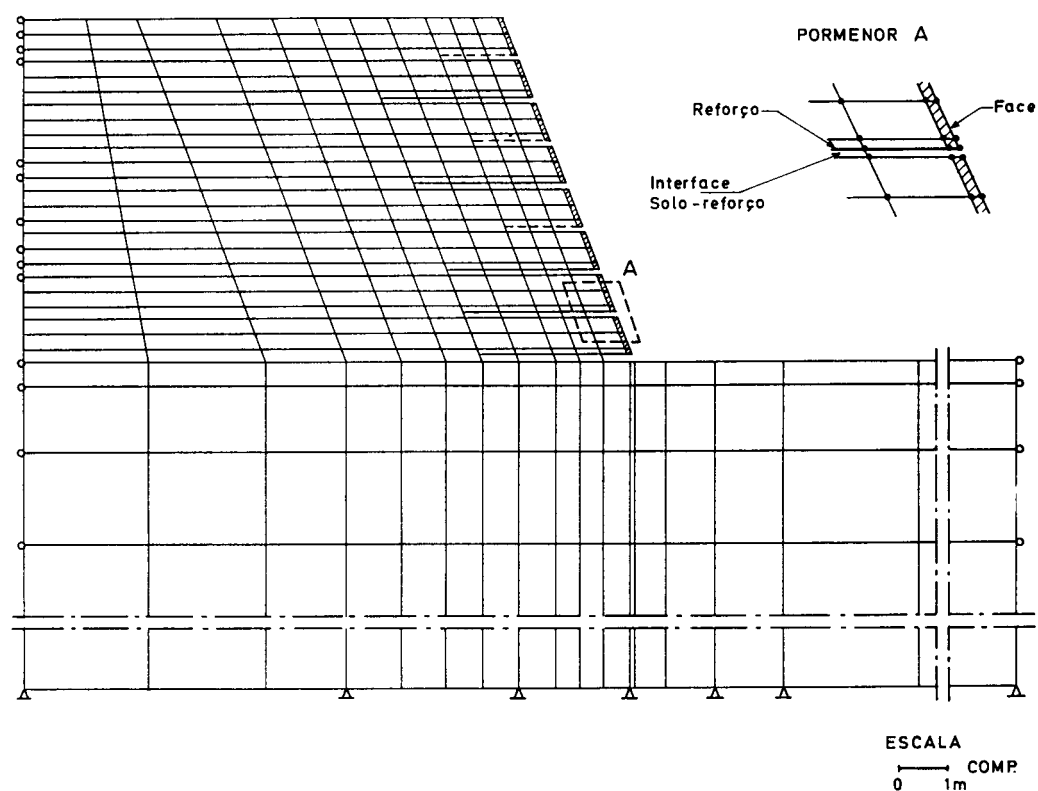


Fig. 4 – Malha de elementos finitos

O Quadro II resume as características que se atribuíram ao solo do aterro com base na informação apresentada por Fannin (1988). Dado que este autor não fornece indicações precisas quanto à deformabilidade do solo, os valores adoptados para os parâmetros definidores desta característica foram obtidos, para os níveis de tensão médios presentes na obra, a partir de resultados de ensaios triaxiais publicados na bibliografia, realizados com solos em que as restantes propriedades mecânicas eram idênticas às do utilizado na obra.

QUADRO II

Propriedades do solo utilizado no aterro

γ (kN/m ³)	19,2
K_o	0,38
ϕ (°)	38
c (kPa)	0
v	0,35
E (kPa)	3000

Dada a escassa informação existente sobre o solo constituinte do maciço de fundação, optou-se por atribuir a este material as mesmas propriedades mecânicas do utilizado no aterro, tendo-se apenas alterado a deformabilidade que se considerou cerca de 100 vezes menor.

No Quadro III indicam-se as características adoptadas para as interfaces solo-inclusões.

QUADRO III

Propriedades das interfaces solo-inclusões

c_a (kPa)	0
$\text{tg } \delta$	0,70
K_l (kPa/m)	5000

Aos reforços atribuíram-se as propriedades mecânicas indicadas nas especificações do fabricante (resistência à tracção 55 kN/m, massa por unidade de área 0,5 kg/m²). Para a definição do módulo de rigidez dos reforços principais (Tensar SR55) consideraram-se as forças e deformações de tracção medidas experimentalmente em todas as inclusões da obra no fim da construção. Nesta base adoptou-se para este parâmetro um valor médio de 550 kN/m.

A simulação da aplicação das sobrecargas envolveu algumas simplificações baseadas, fundamentalmente, no facto de os acréscimos de carga serem efectuados em intervalos de tempo relativamente curtos. Assim, a sobrecarga cíclica foi modelada por uma carga uniformemente distribuída de 28,4 kPa, aplicada no topo do aterro numa extensão de 2,4 m, após cerca de um mês de serviço da estrutura sob accção exclusiva do peso próprio. É de notar que, não havendo informação disponível em relação à distância à face a que foram posicionados os tanques indutores da carga cíclica, houve que formular hipóteses em relação ao seu valor, tendo-se adoptado nos cálculos distâncias da ordem de 1 m. Por seu turno, a sobrecarga permanente foi simulada através de uma carga trapezoidal distribuída na superfície do aterro a partir dos 0,5 m de distância da face; considerou-se a carga máxima uniforme de 50,25 kPa a partir dos 2 m de distância da face (ver Fig.3). Esta sobrecarga foi aplicada após um mês e

três semanas de actuação da anteriormente referida, sendo mantida até ao fim do período de análise, ou seja, durante cerca de dois meses e meio.

A análise do comportamento do muro ao longo do tempo foi efectuada admitindo que apenas as inclusões principais exibiam características viscosas; o comportamento destas foi traduzido pelo modelo reológico descrito, constituído por seis unidades de Kelvin. O tempo de análise foi subdividido em 16 intervalos, dois dos quais nulos correspondentes à aplicação instantânea das sobrecargas nos instantes já referidos.

Os instantes considerados no estudo comparativo entre os resultados experimentais e os analíticos foram os seguintes: o fim da construção e um mês, dois meses e três semanas, cinco meses e uma semana após a entrada em serviço da estrutura. As forças e deformações de tracção nos reforços, assim como as pressões de terras serão os aspectos visados nesse estudo.

3.4 – Análise comparativa entre os resultados numéricos e experimentais

3.4.1 – Preâmbulo

Uma das limitações das modelações numéricas, em geral, e da utilizada neste trabalho, em particular, reside na dificuldade de se ter em consideração certos efeitos construtivos que podem afectar o comportamento global das obras. Para o tipo de obras em estudo, um desses efeitos é, sem dúvida, o acréscimo de pressões resultante da compactação das camadas de aterro durante a construção (Eurocode 7, 1992). Porém, esse acréscimo de pressões pode, de alguma forma, ser tido em conta através da adopção nos cálculos analíticos de valores elevados do coeficiente de impulso em repouso. Por este motivo, na tentativa de minimizar esta limitação da modelação numérica adoptou-se para o material de aterro um coeficiente de impulso em repouso de 0,8.

3.4.2 – Forças e deformações de tracção

O Quadro IV e a Fig. 5a indicam, respectivamente, as forças de tracção e as deformações nos reforços, no alinhamento A (ver Fig. 2), obtidas experimentalmente e numericamente no fim da construção.

QUADRO IV

Forças de tracção nas inclusões

Nível de reforço	Secção F	
	Experimental (kN/m)	Numérico (kN/m)
1.ª	1,10	0,25
2.ª	2,00	2,00
3.ª	2,03	2,13
4.ª	–	–
5.ª	1,97	1,61
6.ª	–	–
7.ª	1,69	0,69
8.ª	–	–

Em termos gerais, verifica-se que as maiores diferenças nos resultados têm lugar nos primeiro e sétimo níveis de reforço. No primeiro caso, essas diferenças, não muito significativas, podem ser justificadas, em parte, por algum desajuste entre as características mecânicas do maciço de fundação adoptadas nos cálculos e as reais, decorrente da falta de informação disponível; por outro lado, os resultados experimentais, em particular os respeitantes às deformações negativas na extremidade posterior do reforço, sugerem dificuldades na observação. Note-se porém que, concordantemente, em ambos os casos é manifesto o comportamento particular desta inclusão, justificado pela proximidade da fundação. Por seu turno, as diferenças constatadas no sétimo nível de reforço decorrem, fundamentalmente, da dificuldade em simular convenientemente o efeito da compactação do aterro. Efectivamente, o maior acréscimo de pressões de terras, que na realidade tende a verificar-se na parte superior da estrutura em consequência da compactação do solo (Eurocode 7, 1992), não é traduzido através do aumento do coeficiente de impulso em repouso, uma vez que tal aumento induz um acréscimo proporcional à profundidade. Nestas condições é de esperar que o aumento do coeficiente de impulso em repouso conduza a valores das pressões de terras próximos dos reais na parte inferior da estrutura, mantendo-se, no entanto, aqueles menores do que estes na parte superior.

No que se refere ao 3.º nível de reforço as discrepâncias observadas resultam muito provavelmente de dificuldades na observação experimental evidenciadas não só pelas deformações negativas na extremidade posterior da inclusão, como também pela redução da deformação correspondente a um acréscimo (embora pouco significativo) de esforços (comparativamente ao 2.º nível).

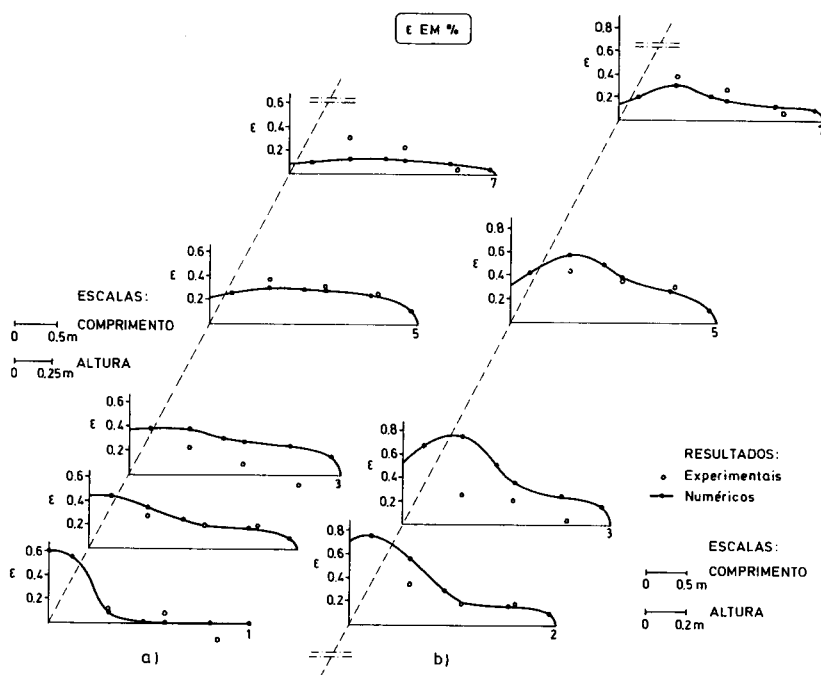


Fig. 5 – Resultados numéricos e experimentais – deformações nos reforços:
a) fim da construção; b) um mês depois da construção

Outro factor justificativo de algumas das discrepâncias verificadas entre as análises numéricas e experimentais poderá ter a ver com o facto de nas primeiras se ter adoptado uma rigidez média constante para os reforços e se ter desprezado a influência do tempo durante a construção. Na realidade, a rigidez dos reforços poderá não ser constante, uma vez que depende de um largo conjunto de factores de entre os quais se podem destacar a tensão de confinamento, a temperatura, a razão de deformação e o tempo. Com efeito, a rigidez dos geossintéticos poderá aumentar com a tensão de confinamento (embora não significativamente no caso das geogrelhas), com a redução da temperatura e com o aumento da razão de deformação, diminuindo, porém, com o tempo.

Apesar das diferenças enunciadas entre o comportamento observado, no fim da construção, *in situ* e o definido pelo modelo numérico bidimensional, é possível afirmar-se que, para as hipóteses de cálculo formuladas, este último conduz a forças e deformações de tracção em concordância com as obtidas experimentalmente.

A comparação entre os resultados experimentais e teóricos, ao fim de um mês, dois meses e três semanas e de cinco meses e uma semana de serviço da estrutura está feita no Quadro V, em termos de forças de tracção, e nas Figs. 5b e 6, em termos de deformações nas inclusões.

Nas Figs. 5b e 6 optou-se por não representar o 1.º nível de reforço por, em termos relativos, os resultados serem semelhantes aos indicados na Fig. 5a.

Da análise das figuras constata-se uma boa aproximação entre os valores das deformações medidos e os calculados, particularmente nos níveis de reforço superiores (5.º e 7.º); nas

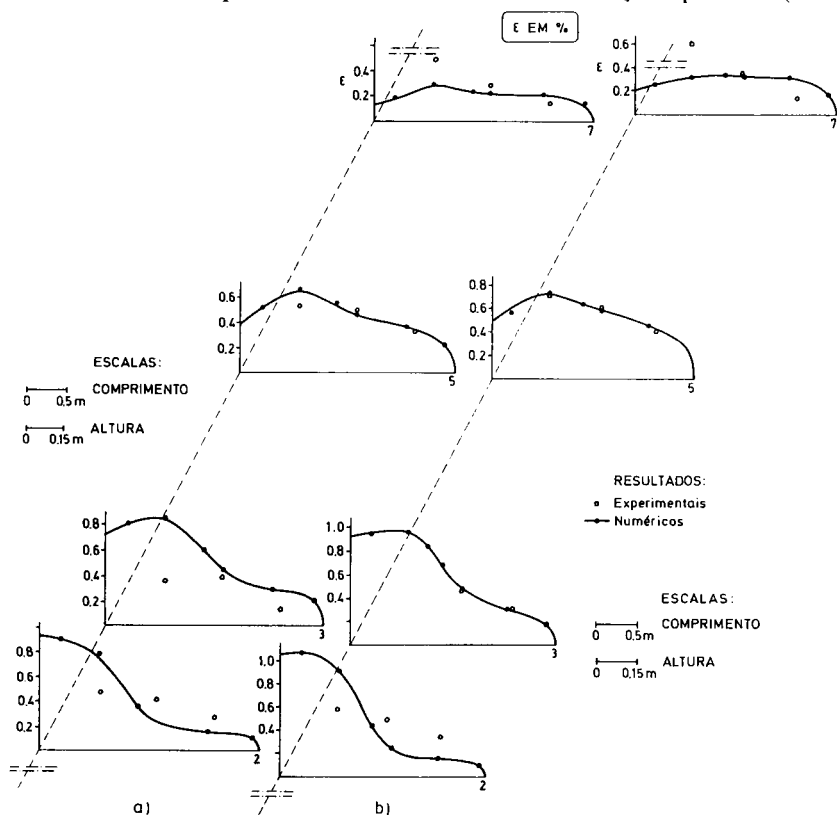


Fig. 6 – Resultados experimentais e numéricos – deformações nos reforços depois da construção:
a) dois meses e três semanas; b) cinco meses e uma semana

inclusões situadas nos níveis inferiores as deformações calculadas são superiores às medidas, particularmente, antes da aplicação de sobrecargas ao talude (ao fim de um mês de serviço). Com o tempo, a aproximação entre os resultados experimentais e teóricos melhora significativamente em todos os níveis de reforço.

No Quadro V indicam-se as forças de tracção nas inclusões medidas *in situ* nos três instantes atrás mencionados (alinhamento A - Fig. 2). Detecta-se um acréscimo progressivo dos esforços durante o tempo de análise.

QUADRO V

Forças de tracção nas inclusões ao longo do tempo

Nível de reforço	Tempo de serviço da estrutura					
	Um mês		Dois meses e três semanas		Cinco meses e uma semana	
	Experimental (kN/m)	Numérico (kN/m)	Experimental (kN/m)	Numérico (kN/m)	Experimental (kN/m)	Numérico (kN/m)
2.º	2,07	2,62	2,20	2,86	2,67	3,17
3.º	2,03	2,77	2,23	3,02	2,67	3,31
5.º	1,83	2,13	2,00	2,31	2,50	2,46
7.º	1,58	1,00	1,70	1,00	2,43	1,12

Os cálculos numéricos, cujos resultados são também resumidos no Quadro V, conduzem a forças de tracção maiores do que as medidas nos níveis inferiores de reforço e menores nos níveis superiores. Os acréscimos de esforços calculados e observados entre os dois primeiros instantes considerados são idênticos em todas as inclusões, à excepção da última. Entre o 2.º e o 3.º instantes o aumento dos esforços é genericamente menor nestas análises.

Do exposto ressalta que a análise teórica conduz a maiores esforços máximos actuates que a análise experimental, sendo, no entanto, a aproximação razoável entre os dois tipos de análise em termos de deformações nas inclusões.

Para finalizar, é de realçar que a comparação dos resultados analíticos e experimentais aponta genericamente, senão para uma coincidência quantitativa absoluta, pelo menos para uma boa concordância em termos qualitativos. Efectivamente, em ambos os casos, é detectado o comportamento particular do primeiro nível de reforço, o crescimento contínuo das forças e deformações de tracção ao longo da vida da obra, a relativa uniformidade das forças de tracção nas inclusões e uma distribuição idêntica das deformações ao longo dos reforços. As discrepâncias observadas devem-se em parte às limitações do modelo em relação à simulação de alguns efeitos construtivos, não sendo de afastar a hipótese de algumas medições experimentais não serem fiáveis, o que, aliás, parece ser denunciado pelos valores negativos das deformações medidas em alguns pontos e pelo inesperado crescimento da rigidez do 3.º nível de reforço.

3.4.3 – Tensões no solo

As tensões médias verticais e horizontais calculadas nos pontos da malha de elementos finitos que correspondem aproximadamente aos pontos do aterro onde foram instaladas células de medição (ver Fig. 2) são comparadas na Fig. 7 com as medidas *in situ*.

Pode considerar-se que, em geral, as tensões verticais medidas são relativamente bem aproximadas pelas calculadas.

Quanto às tensões horizontais constata-se uma razoável aproximação ao nível da base do maciço reforçado. Nos restantes pontos de observação a concordância entre os resultados numéricos e os experimentais é fraca logo no início da entrada em serviço da obra, o que pode ser consequência da dificuldade, já reiteradamente referida, em simular os efeitos da compactação; no entanto, essa concordância melhora com o tempo, o que parece confirmar aquela suposição.

Em resumo, pode afirmar-se que existe uma boa aproximação entre os valores das tensões verticais obtidas através das duas metodologias em comparação. Em relação às tensões horizontais a aproximação é razoável próximo da base da estrutura, melhorando, no entanto, nos restantes níveis com o tempo.

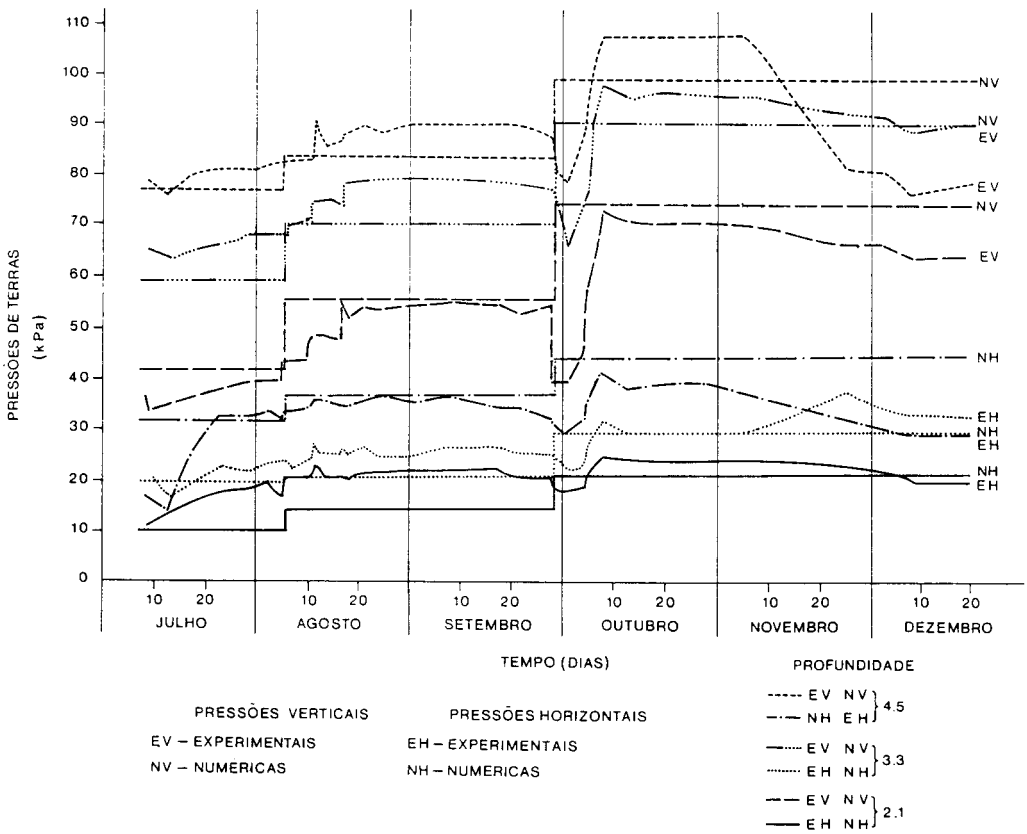


Fig. 7 – Tensões no solo

3.5 – Conclusões

Neste trabalho compararam-se os resultados experimentais, publicados por Fannin (1988), relativos a um aterro reforçado construído em Skedsmo, na Noruega, com os obtidos através da aplicação de modelos matemáticos baseados no M. E. F.. As hipóteses de cálculo foram formuladas de acordo com as informações fornecidas por aquele autor e procurou-se atender, pelo menos parcialmente, ao efeito da compactação das camadas de aterro, adoptando valores elevados para o coeficiente de impulso em repouso do solo.

No estudo comparativo considerou-se o comportamento da obra imediatamente após o final da construção e durante cinco meses e uma semana de serviço.

Os resultados encontrados permitem formular as seguintes conclusões:

1. no fim da construção a concordância entre os resultados experimentais obtidos nas análises teórica e experimental, em termos de forças e deformações de tracção, pode ser considerada razoável se se exceptuar os níveis extremos de reforço (1.^o e 7.^o);
2. no fim da construção, os cálculos numéricos conduzem a valores concordantes com os experimentais em termos de forças e deformações de tracção nos níveis mais solicitados;
3. no mesmo instante, as análises numéricas subavaliavam as forças e deformações de tracção nos níveis superiores de reforço, devido, fundamentalmente, à não adequada consideração no modelo teórico do maior acréscimo de pressões na parte superior do talude resultante da compactação das camadas de aterro;
4. ao longo do tempo constata-se, em geral, uma boa aproximação entre os resultados obtidos através dos dois tipos de estudos, nomeadamente em termos das deformações de tracção nos reforços e das pressões verticais de terras;
5. nas mesmas circunstâncias, os estudos analíticos conduzem a uma sobreavaliação dos esforços máximos actuantes no conjunto dos reforços;
6. apesar das discrepâncias observadas entre os dois tipos de resultados é possível afirmar-se que, globalmente, as análises numéricas efectuadas aproximam assaz razoavelmente o comportamento observado da estrutura.

Os resultados obtidos apontam, portanto, no sentido de que os meios de cálculo aplicados no presente trabalho são suficientemente versáteis, capazes de simular obras complexas. Assim sendo, a fiabilidade em termos quantitativos depende primordialmente dos parâmetros que controlam o comportamento dos materiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARROS, M. H. F. M. – *Análise termo-visco-plástica de estruturas de betão pelo método dos elementos finitos*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na FCT da UC, Coimbra. 1987.

- BAZANT, Z. P. e CHERN, J. C. – *Rate-type concrete creep law with reduced time*. Journal of the Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 110, N.º 3, pp. 329-340. 1984.
- BAZANT, Z. P. e WU, S. T. – *Dirichlet series creep function for aging concrete*. Journal of the Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 99, EM2, pp. 367-387. 1973.
- EUROCODE N.º 7, PART I – *Geotechnical design, general rules*. Chapter 8 - Retaining Structures (draft). 1992.
- FANNIN, R. J. – *Soil reinforcement for norwegian conditions: an instrumented field study of the analisys and design of geogrid reinforced slopes*. Norwegian Geotechnical Institute, Report N.º 52757-10. 1988.
- LOPES, M. L. C. – *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na FEUP, Porto. 1992.