

# A RIGIDEZ DAS INCLUSÕES E O COMPORTAMENTO DOS MUROS REFORÇADOS

## The inclusion stiffness and the behaviour of reinforced walls

por

M. LURDES LOPES\*

A. SILVA CARDOSO\*

**RESUMO** — Estuda-se a influência da rigidez dos reforços no comportamento de muros reforçados. Discute-se sob o aspecto analítico o papel desempenhado pelo parâmetro em questão no comportamento dos muros e procede-se a uma análise comparativa dos resultados obtidos através da simulação numérica do comportamento de muros reforçados com inclusões mais ou menos deformáveis.

**SYNOPSIS** — The influence of reinforcement stiffness on the behaviour of reinforced walls is studied. The role of this parameter on the behaviour of walls is discussed from an analytical point of view. The results of numerical simulations of the behaviour of reinforced walls with extensible and inextensible inclusions are compared.

## 1 — INTRODUÇÃO

A rigidez dos reforços é um dos parâmetros mecânicos determinantes no comportamento dos solos reforçados. Essa rigidez controla os deslocamentos relativos entre o solo e os reforços, responsáveis pela transferência de esforços entre ambos e, naturalmente, pelo maior ou menor estado de deformação do maciço.

Neste trabalho estuda-se a influência da rigidez das armaduras no comportamento de muros reforçados. O estudo inicia-se por uma discussão de cariz analítico sobre o papel desempenhado pelo parâmetro em questão no comportamento dos muros, prosseguindo com uma análise comparativa dos resultados obtidos através da simulação numérica do comportamento de muros reforçados com inclusões mais ou menos deformáveis.

## 2 — ESTUDO ANALÍTICO

### 2.1 — Reforços extensíveis e inextensíveis

Nos sistemas de reforço com armaduras passivas, como é o caso dos muros reforçados, a transferência de esforços do solo para as inclusões depende das deformações experimentadas pelo material compósito e da deformabilidade relativa dos materiais constituintes.

---

\* Engenheiro Civil, Professor Auxiliar da FEUP.

Os sistemas de reforço são constituídos por armaduras relativamente extensíveis ou por armaduras relativamente inextensíveis conforme as deformações que aquelas experimentam, ao atingirem a rotura *in situ*, sejam, respectivamente, maiores ou menores do que as deformações máximas de tracção que se desenvolvem, nas mesmas condições de tensão, no solo não reforçado (McGown *et al.*, 1978). Os sistemas de reforço com geossintéticos são, em geral, exemplos do primeiro caso, enquanto os sistemas que, como a terra armada ou as pregagens, são constituídos por armaduras metálicas se enquadram no segundo.

O sistema de reforço denominado comercialmente terra armada é caracterizado por:

- a) elementos de reforço em aço com módulo de deformabilidade da ordem de  $2 \times 10^8$  kPa e com secção transversal da ordem dos  $50 \times 5$  mm<sup>2</sup>;
- b) elementos de reforço colocados discretamente no solo, com afastamentos da ordem dos 0,5 a 1,0 m, tanto na direcção vertical como na horizontal;
- c) elementos de face (pele) em betão ou aço.

Por outro lado, o sistema de reforço de solos com geossintéticos tem as seguintes características:

- a) elementos de reforço com um módulo de deformabilidade da ordem de  $1 \times 10^5$  kPa e espessura entre 1 e 5 mm;
- b) elementos de reforço planos contínuos ou semicontínuos, afastados entre si entre 0,3 e 1,0 m;
- c) uma grande variedade de elementos de face (pele) que inclui painéis de betão, madeira e geossintéticos.

Do exposto ressaltam as duas seguintes diferenças fundamentais entre os dois sistemas de reforço:

- 1) a rigidez dos dois tipos de reforço é completamente diferente, sendo a do aço cerca de 100 a 1000 vezes superior à dos geossintéticos;
- 2) o volume de aço numa estrutura reforçada é muito menor do que o volume de geossintéticos numa estrutura comparável (0,02% a 0,05% para o aço e 0,2% a 0,5% para os geossintéticos).

## 2.2 — Tensões e deformações num maciço reforçado

Os muros reforçados com geossintéticos podem ser construídos basicamente por dois processos, um designado por construção escorada e outro por construção incremental. No primeiro caso, a face é colocada inteira e escorada, sendo as camadas de aterro e reforço colocadas alternadamente atrás da face (Fig. 1a); quando o aterro atinge o topo da parede, as escoras são então retiradas. No segundo caso, a face é constituída por painéis. À medida que cada um é colocado executa-se, atrás, a correspondente camada de aterro reforçado (Fig. 1b); os painéis seguintes são colocados alinhados pelos subjacentes, até ser atingida a cota do aterro.

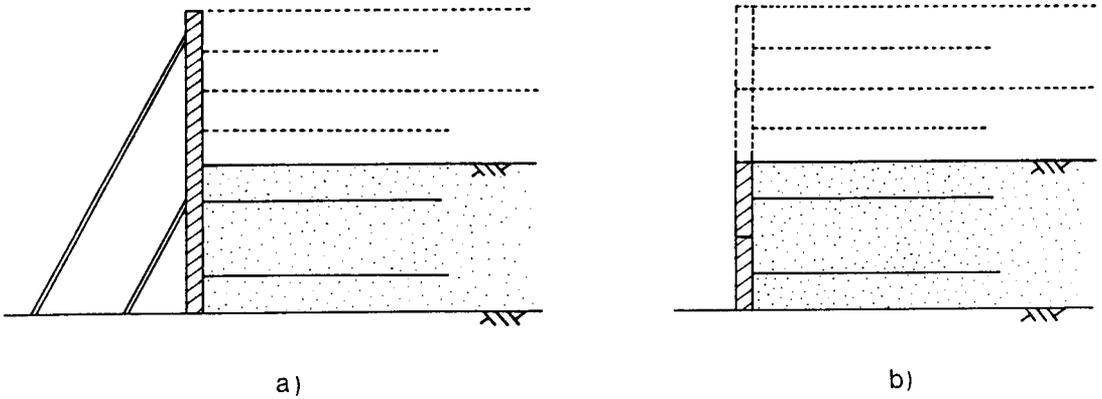


Fig. 1 — Modo de execução: a) construção escorada; b) construção incremental

Em ambos os casos, durante a execução, as tensões principais máxima e mínima no solo aumentam, embora de forma distinta. Assim, no primeiro processo, se as escoras forem muito rígidas, durante a construção a deformação horizontal da estrutura é desprezável e a trajectória de tensões no solo evolui aproximadamente sobre a linha  $K_o$  (trajectória  $\overline{AB}$  da Fig. 2b). Ao retirar as escoras a tensão principal mínima diminui, podendo eventualmente ser atingido o estado limite activo (trajectória  $\overline{BC}$  da Fig. 2b).

No segundo processo a face pode deformar-se durante a construção, pelo que, à medida que a tensão principal máxima aumenta ( $\Delta\sigma_I$ ), a tensão principal mínima também aumenta, mas de um valor menor que  $K_o \Delta\sigma_I$  ( $K_o$  - coeficiente de impulso em repouso das terras). A trajectória de tensões, neste caso, estará compreendida entre as trajectórias  $\overline{AB}$  e  $\overline{AC}$  da Fig. 2b.

Fazendo uma ideia de quais são as principais trajectórias de tensão que ocorrem no solo, por um lado, e se, por outro lado, se admitir que as deformações horizontais do terreno e as deformações longitudinais dos reforços são semelhantes, é possível levar a cabo uma análise a partir da qual se podem extrair algumas interessantes conclusões, quer no que respeita aos níveis de deformação, quer no que concerne ao estado de tensão nas armaduras e no solo envolvente.

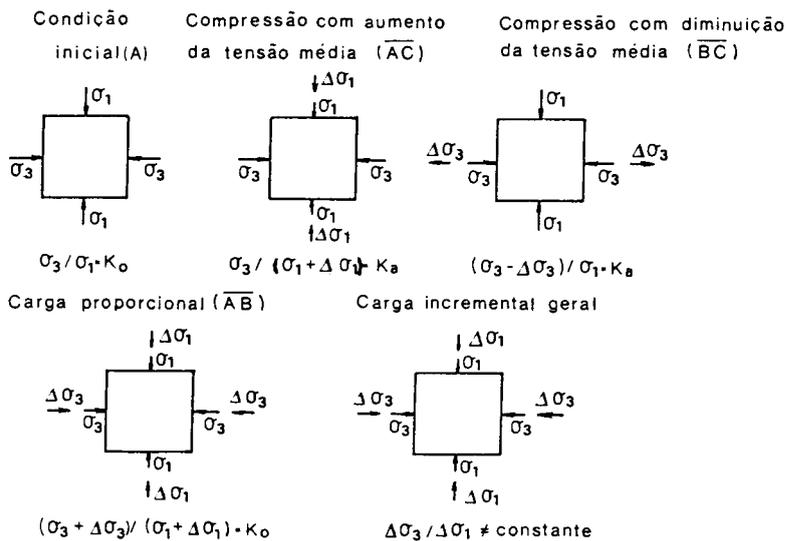
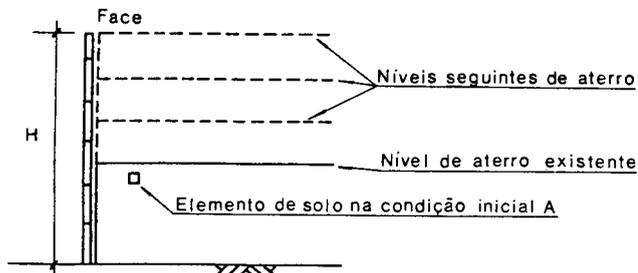
Considere-se, por exemplo, um muro que durante a construção foi devidamente escorado. Na medida em que os deslocamentos horizontais são impedidos, durante a construção bem como no final desta, o solo mantém-se em estado de repouso e as tracções nos reforços são nulas. A retirada das escoras ocasiona deslocamentos horizontais, que propiciam uma evolução das tensões no solo para um estado intermédio entre o de repouso e o limite activo.

Suponha-se, como sugerem Bonaparte e Schmertmann (1987), que a relação entre o coeficiente de impulso,  $K$ , e a deformação horizontal do solo,  $\epsilon_h$ , é traduzida pela seguinte equação hiperbólica (Fig. 3a):

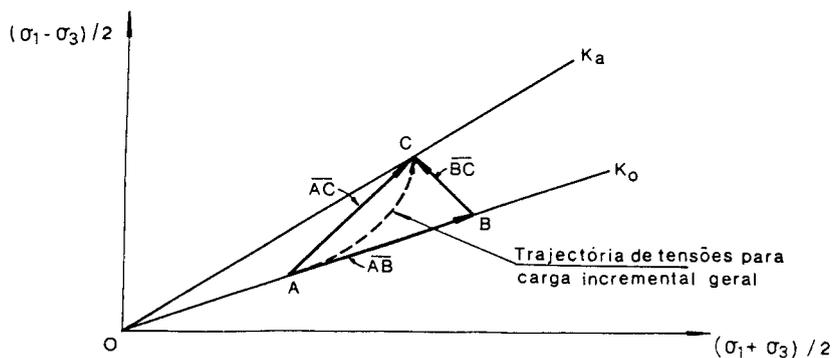
$$K = K_o - (K_o - K_a) \frac{\epsilon_h}{\lambda + \epsilon_h} \quad (1)$$

em que  $K_o$  e  $K_a$  são, respectivamente, o coeficiente de impulso em repouso e activo e  $\lambda$  é um parâmetro a determinar experimentalmente. Como

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2)$$



a)



b)

Fig. 2 — a) Estados de tensão possíveis no elemento de solo A do muro reforçado;  
b) trajectórias de tensão correspondentes

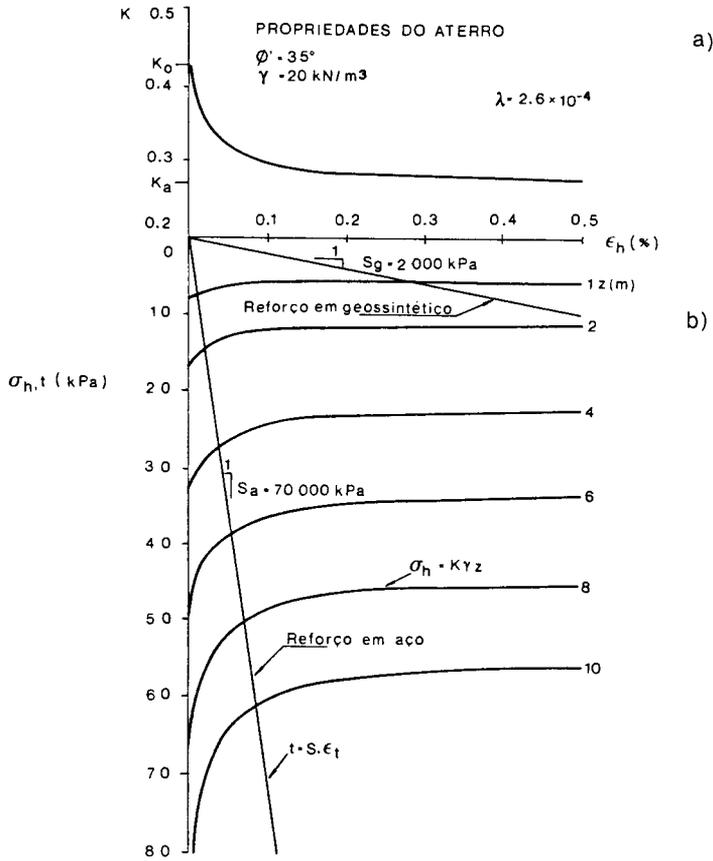


Fig. 3 — a) Curva hiperbólica  $K - \epsilon_h$ ; b) relações  $\sigma_h - \epsilon_h$  e  $t - \epsilon_t$  (Bonaparte e Schmertmann, 1978)

se a tensão vertical for igual ao peso das terras sobrejacentes ( $\gamma$  representa o peso específico das terras)

$$\sigma_v = \gamma z \quad (3)$$

é, então, fácil traçar as curvas da Fig. 3b, que relacionam as tensões e as deformações horizontais em função da profundidade,  $z$ , e que são traduzidas pela seguinte equação:

$$\sigma_h = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{K_a}{K_o} \right) \frac{\epsilon_h}{\lambda + \epsilon_h} \right] K_o \gamma z \quad (4)$$

Admita-se, por outro lado, que os reforços exibem um comportamento linear pelo menos até ao nível de tensão que neles fica instalada após a retirada das escoras. Logo, sendo  $\sigma_t$  e  $\epsilon_t$  a tensão e a deformação nos reforços e  $F_t$  a força neles instalada, vem sucessivamente:

$$\sigma_t = E \epsilon_t \quad (5)$$

e

$$F_t = AE \varepsilon_t \quad (6)$$

em que  $E$  é o módulo de deformabilidade e  $A$  representa a área da secção transversal dos reforços.

Note-se agora que, uma vez retiradas as forças exteriores comunicadas pelas escoras, o equilíbrio exige que a força instalada numa dada armadura seja igual à resultante das tensões horizontais que actuam na área de influência dessa armadura, ou seja:

$$F_t = (e_v e_h - A) \sigma_h \quad (7)$$

em que  $e_v$  e  $e_h$  são os afastamentos vertical e horizontal entre armaduras lineares; no caso de as armaduras serem planas  $e_h = 1$  e  $A = 1 \times e$ , sendo  $e$  a sua espessura. Na medida em que  $e_v e_h \gg A$ , pode escrever-se da equação (7)

$$t = \frac{F_t}{e_v e_h} = \sigma_h \quad (8)$$

e da equação (6)

$$t = \frac{AE}{e_v e_h} \varepsilon_t = S \varepsilon_t \quad (9)$$

Como  $t = \sigma_h$ , se se supuser que as deformações de tracção nos reforços igualam as deformações horizontais no solo ( $\varepsilon_t = \varepsilon_h$ ), os estados de equilíbrio são representados na Fig. 3b pelos pontos de intersecção das curvas  $\sigma_h - \varepsilon_h$  (equação 4) e  $t - \varepsilon_t$  (equação 9).

A hipótese adoptada de a deformação de tracção nos reforços ser igual à deformação horizontal no solo implica, por um lado, que a presença dos reforços não afecta as deformações no solo e, por outro, que não há deslizamento entre o solo e os reforços. Embora a primeira implicação não possa ser considerada válida para reforços metálicos, pois estes afectam localmente as deformações no solo, para geossintéticos, mais concretamente para as geogrelhas, ambas as implicações podem ser consideradas aproximadamente verdadeiras.

Manipulando as expressões (4) e (9), conclui-se que, nas condições assumidas, o coeficiente de impulso e a deformação horizontal variam com a profundidade de acordo com as seguintes equações:

$$K = \frac{1}{2} \left( K_a - \frac{\lambda}{Z} \right) + \sqrt{\left[ \frac{1}{2} \left( K_a - \frac{\lambda}{Z} \right) \right]^2 + K_o \frac{\lambda}{Z}} \quad (10)$$

$$\varepsilon_h = Z K \quad (11)$$

em que

$$Z = \frac{\gamma}{S} z \quad (12)$$

tendo os símbolos os significados já anteriormente explicitados. Nas Figs. 4a e b, respectivamente, estão desenhadas as variações de  $K$  e  $\varepsilon_h$  com  $z$  para a gama de rigidezes (parâmetro  $S$ )

que Bonaparte e Schmertmann (1987) consideraram num estudo semelhante: entre 70 000 e 300 000 kPa, no caso dos reforços metálicos, e de 500 a 3300 kPa, no caso dos geossintéticos. Esses autores concluíram que para os reforços metálicos as deformações de equilíbrio são da ordem de 0,01 a 0,1% enquanto para os geossintéticos variam entre 1 e 2,5%. Da Fig. 4b retiraram-se conclusões similares.

Examine-se agora a variação do coeficiente de impulso de terras com a profundidade (Figura 4a). Da figura conclui-se que as pressões laterais são:

- a) no caso dos reforços metálicos, próximas dos valores de repouso no topo dos muros, diminuindo com a profundidade; os resultados experimentais confirmam este comportamento (ver, por exemplo, LCPC-SETRA, 1979);
- b) para geossintéticos, praticamente coincidentes com as correspondentes ao estado de equilíbrio limite activo.

Devido à sua reduzida rigidez, os geossintéticos não alteram significativamente as deformações horizontais no solo, o que, em estruturas reforçadas com esse tipo de materiais, tem como resultado uma elevada mobilização de tensões de corte no solo. Em consequência, nas condições de serviço, o solo pode estar relativamente próximo do estado de equilíbrio limite activo.

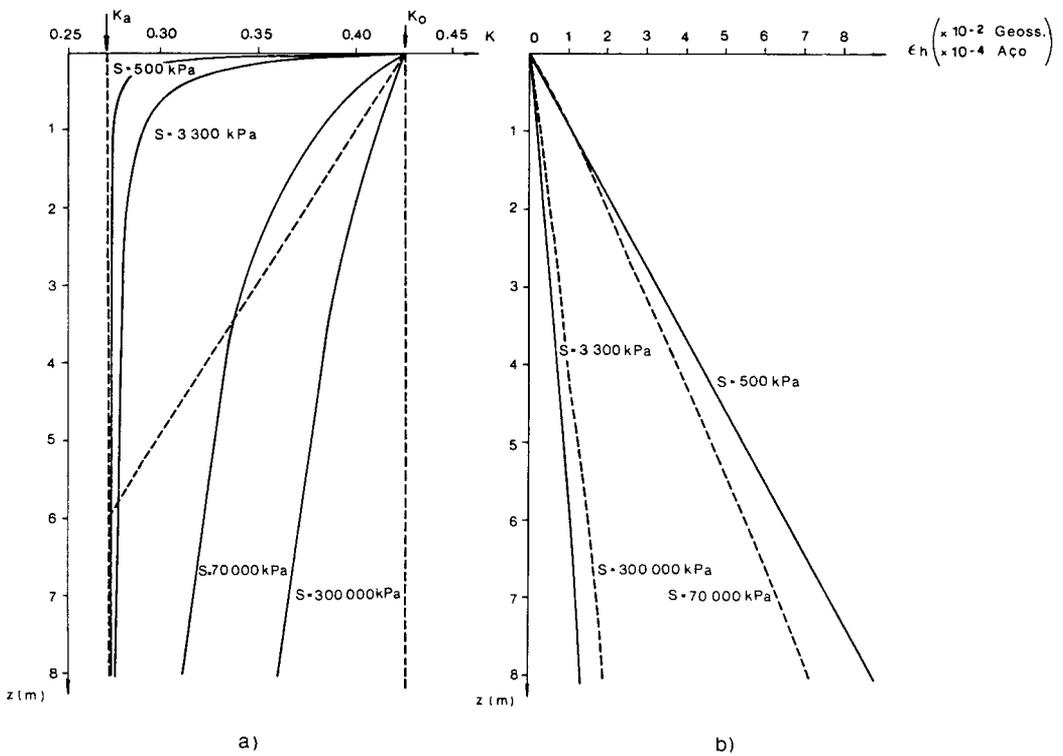


Fig. 4 - Solo reforçado com aço e com geossintéticos — variação com a profundidade: a) do coeficiente de pressões de terras; b) das deformações horizontais

### 3 — ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS INCLUSÕES NO COMPORTAMENTO DE MUROS REFORÇADOS APLICANDO UM MODELO NUMÉRICO BIDIMENSIONAL

#### 3.1 — Descrição do problema

O problema estudado diz respeito à construção de um aterro simétrico de talude vertical com 6m de altura e 20 m de largura executado em 9 fases sobre um maciço competente de 12 m de espessura.

Os reforços têm 4,8 m de comprimento, são colocados na horizontal e dispostos de forma regular com afastamento na vertical de 0,75 m. O primeiro nível de reforço está localizado a cerca de 0,375 m do topo do maciço de fundação. O método construtivo simulado é o de construção incremental.

A face, à qual se ligarão os reforços, é constituída por painéis com cerca de 0,10 m de espessura e 0,75 m de altura.

O modelo numérico aplicado baseia-se no método dos elementos finitos e admite a validade das condições associadas ao estado plano de deformação.

O solo e a face são simulados por elementos bidimensionais de cinco nós (Doherty, Wilson e Taylor; 1969), as interfaces solo-face e solo-reforços por elementos de junta de quatro nós (Goodmann, Taylor e Brekke; 1968) e os reforços por elementos-barra de dois nós.

Dadas as características do problema, a malha de elementos finitos é constituída inicialmente pelos elementos representativos do maciço de fundação, sendo os do maciço reforçado e do terreno suportado introduzidos progressivamente ao longo das sucessivas fases de cálculo correspondentes à sua construção.

A malha de elementos finitos, representada genericamente na Fig. 5, é formada inicialmente por 100 elementos dos quais 5 são elementos finitos de junta; ao longo das sucessivas fases de cálculo vão sendo introduzidos os elementos finitos bidimensionais, de junta e barra, representativos, respectivamente, do aterro e face, das interfaces e dos reforços. Na última fase do cálculo a malha de elementos finitos é formada por 580 elementos, dos quais 221 são elementos finitos de junta e 72 elementos-barra. O número de pontos nodais é de 518, sendo, por isso, 1036 o número de graus de liberdade.

As condições fronteira foram estabelecidas atendendo, por um lado, às condições de simetria do problema (fronteira lateral esquerda) e, por outro, às características supostas para as formações geológicas (fronteira inferior) e, ainda, admitindo que a partir de determinada distância em relação à face vertical do muro os deslocamentos horizontais do maciço de fundação podem ser considerados nulos (fronteira lateral direita). Esta fronteira foi situada a cerca de 40 m da face. A fronteira inferior, por sua vez, coincide com o topo de uma formação, supostamente indeformável, subjacente àquela em que se construiu o aterro, sendo, por isso, considerados nulos os deslocamentos nessa fronteira.

Após o cálculo do estado de tensão inicial, efectuado de acordo com a metodologia descrita por Cardoso (1987), procede-se à simulação da construção do muro reforçado, considerando, em cada fase, a execução de uma das camadas de aterro constituintes da estrutura e activando o nível de reforço envolvido pela camada subjacente.

O estado de tensão final no maciço de fundação depende do inicial e da influência neste da colocação das sucessivas camadas de aterro. Por seu turno, em cada camada aquele estado depende do efeito da execução da própria camada e das subsequentes.

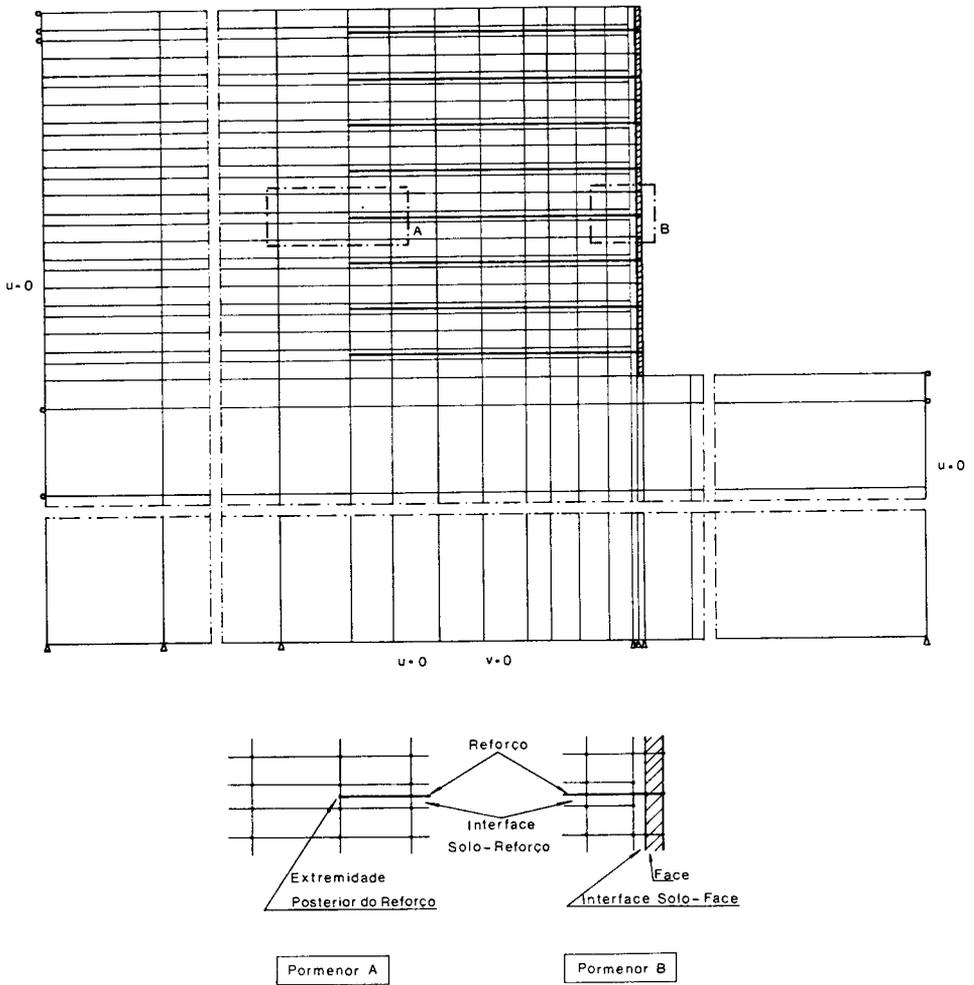


Fig. 5 — Características genéricas da malha de elementos finitos utilizada nos cálculos

A simulação da construção foi efectuada de acordo com um procedimento semelhante ao descrito por Kulhawy (1977). Neste procedimento o efeito da colocação de um elemento é tido em conta através da consideração do seu peso próprio dividido pelos pontos nodais do elemento e aplicado ao sistema. Durante este processo, os módulos de deformabilidade dos elementos colocados são reduzidos, por forma a simular materiais com peso e sem rigidez. Esta redução dos módulos de deformabilidade tem por objectivo evitar o desenvolvimento de tensões distorcionais susceptíveis de alterar as tensões verticais nos elementos. Antes da construção da camada de aterro seguinte os módulos de deformabilidade dos materiais constituintes da recém-colocada são substituídos pelos reais, sendo as tensões na camada correspondentes ao peso próprio, no caso das verticais, e às de repouso, no caso das horizontais. Por seu turno, os deslocamentos horizontais dos pontos nodais dos elementos da camada são feitos iguais aos do topo da subjacente.

A simulação da entrada em serviço dos reforços é realizada pressupondo durante a construção da camada de solo envolvente os deslocamentos horizontais da face do muro impedidos ao nível da inclusão. Na fase correspondente à entrada em serviço do reforço aqueles deslocamentos são desimpedidos. Com este procedimento pretende-se que a alteração do estado de tensão (após a permissão dos deslocamentos da face), partindo do estado de repouso (no fim da construção da camada de aterro), seja mais facilmente transferida para os reforços, desenvolvendo-se nestes os esforços de tracção correspondentes. Por outro lado, é de salientar que o impedimento dos deslocamentos da face representa, pelo menos parcialmente, o efeito das esquadrias de suporte correntemente usadas durante a construção de muros executados incrementalmente como é o caso dos estudados neste trabalho.

No problema consideraram-se os solos de fundação e de aterro granulares e homogéneos com idênticas características mecânicas. As formações subjacentes ao solo de fundação foram supostas indeformáveis.

O comportamento não linear dos solos é simulado por um modelo elastoplástico perfeito, sem endurecimento e com lei de fluxo associada. O critério de cedência adoptado foi o de Mohr-Coulomb. No Quadro I resumem-se as características que se atribuíram aos solos. Estas características foram definidas para os níveis de tensão médios previstos na obra, a partir de resultados de ensaios triaxiais, publicados na bibliografia, realizados com solos correntemente seleccionados para a construção de obras geotécnicas do tipo em estudo.

#### QUADRO I

##### Propriedades dos solos

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17
$K_0$	0,27
$\phi$ (°)	47
$c$ (kPa)	0
$\nu$	0,35
$E$ (kPa)	10 000

O comportamento não linear das interfaces foi traduzido por um modelo elastoplástico perfeito, sem endurecimento e com lei de fluxo associada. No Quadro II indicam-se os valores das propriedades das interfaces solo-reforços e solo-face adoptados nos cálculos.

#### QUADRO II

##### Propriedades das interfaces

	Solo-Inclusões	Solo-face
$c_a$ (kPa)	0	0
$\text{tg } \delta$	0,96	0,61
$K_t$ (kPa/m)	10 000	2000

Tal como em relação aos outros materiais já mencionados, para os reforços adoptou-se um modelo de comportamento elastoplástico perfeito, sem endurecimento e com lei de fluxo associado.

No cálculo de referência (cálculo 1) foram considerados reforços extensíveis do tipo geogrelha uniaxial em polietileno de alta densidade (Fig. 6). As propriedades resistentes adoptadas foram definidas a partir de resultados publicados de ensaios de tracção do material de reforço em questão (McGown *et al.*, 1984; Yeo, 1985) (Fig. 7).

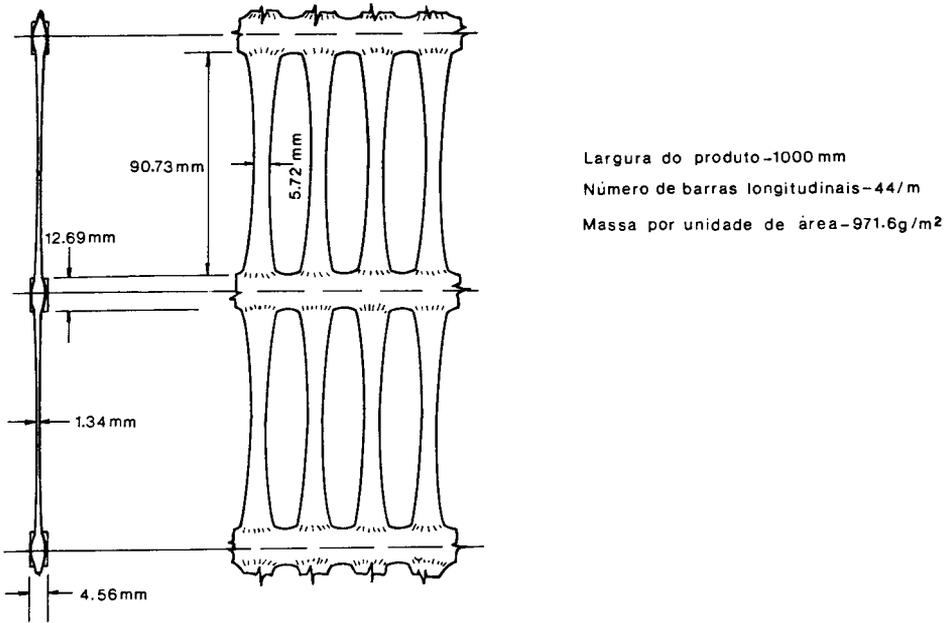


Fig. 6 — Características geométricas das inclusões

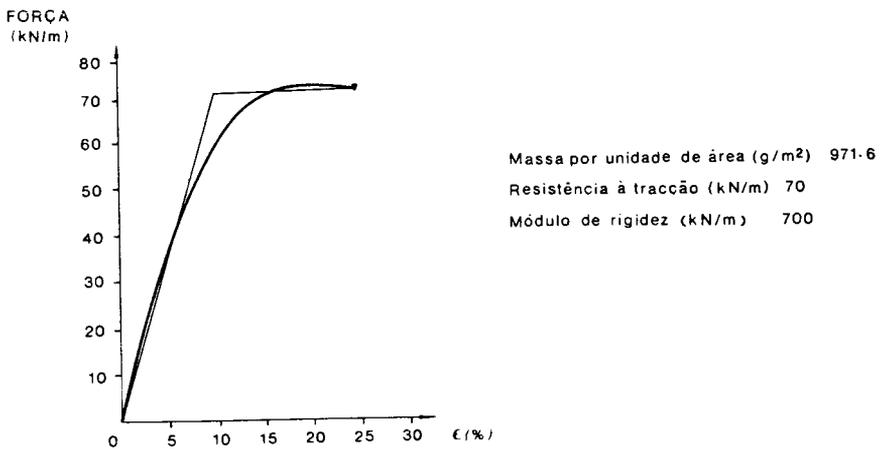


Fig. 7 — Propriedades mecânicas dos reforços

Atendendo, por um lado, à grande variedade de materiais que podem constituir os elementos de face de aterros reforçados com inclusões extensíveis e, por outro, à maior flexibilidade desta quando construída incrementalmente, optou-se por um módulo de deformabilidade para este material de cerca de  $5,5 \times 10^5$  kPa.

O estudo do efeito da rigidez dos reforços no comportamento dos muros reforçados foi efectuado a partir da comparação dos resultados obtidos no cálculo anteriormente designado de referência (cálculo 1) com os de outro idêntico em que apenas se alterou a rigidez das armaduras que passou a ser cerca de 13 vezes superior (cálculo 2).

### 3.2 — Análise de resultados

Actualmente os engenheiros geotécnicos têm ao seu dispor uma larga gama de produtos que podem ser usados como armaduras em muros reforçados. Esses materiais exibem, naturalmente, rigidezes muito diversas. Ora, a rigidez dos reforços condiciona decisivamente o modo como funcionam os solos reforçados, isto é, o modo como se processa a transferência de esforços entre o solo e as armaduras. Com efeito, é essa rigidez que determina a eficácia dos reforços na limitação das deformações de tracção do solo, daí podendo resultar valores muito díspares para os esforços que se instalam nas inclusões. Por outro lado, os estados de tensão no maciço reforçado podem estar relativamente próximos ou não do correspondente à cedência do solo não reforçado, consoante a deformabilidade dos reforços é elevada ou não relativamente à daquele.

A importância do estudo do efeito da rigidez dos reforços no comportamento dos muros reforçados levou a que, como já foi referido, se efectuassem dois cálculos apenas distintos no valor da rigidez adoptada para o material de reforço, sendo esta para o material mais rígido (cálculo 2) cerca de 13 vezes superior à considerada para a geogrelha (cálculo 1). São os resultados destes dois cálculos que vão ser comparados e analisados em seguida.

Na Fig. 8 representa-se, para os dois cálculos em questão, a distribuição dos esforços, no fim da construção, no 3º nível de reforço. Optou-se apenas por representar um nível de reforço, pois as alterações verificadas são qualitativamente semelhantes em todos eles. Da consulta da figura ressalta que os esforços de tracção aumentam significativamente em toda a extensão da inclusão quando a sua rigidez aumenta. Naturalmente que este acréscimo dos esforços resulta da maior eficiência dos reforços na redução das deformações de tracção no solo envolvente; nestas circunstâncias, é de esperar um estado de tensão no maciço reforçado afastado do correspondente ao equilíbrio limite activo. Pelo motivo contrário é de prever que o estado de tensão no maciço reforçado com inclusões menos rígidas esteja próximo do correspondente àquele estado de equilíbrio limite.

Note-se ainda que há uma alteração significativa no modo como se processa a transferência de tensões das armaduras para o maciço envolvente. Com efeito, quando as armaduras são muito extensíveis, a sua deformabilidade afecta aquele processo de transferência, de modo que os deslocamentos das armaduras em relação ao solo são mais importantes nos troços seguintes às secções onde ocorre a tracção máxima e, por isso, é nesses troços que se instalam as mais elevadas tensões tangenciais nas interfaces. Em contrapartida, se as armaduras não se deformam, comportando-se como um corpo rígido, os deslocamentos em relação ao solo são máximos nas suas extremidades posteriores, sendo portanto aí que se transferem as maiores

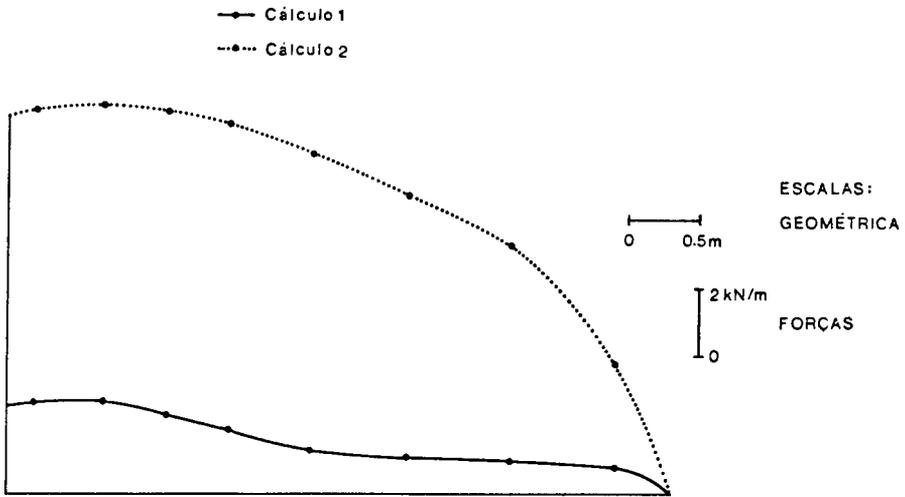


Fig. 8 — Efeito da alteração da rigidez dos reforços: esforços de tracção no 3.º nível de reforço no fim da construção (cálculos 1 e 2)

tensões tangenciais para o maciço envolvente. Estas diferenças vão, naturalmente, reflectir-se no estado de tensão do maciço, como se verá mais adiante.

Os esforços máximos nos diferentes níveis de reforço, para os dois cálculos, estão indicados na Fig. 9. Consta-se que, no cálculo 2, os esforços máximos são em média cerca de 4 vezes os do cálculo 1.

Examinem-se os níveis de tensão no fim da construção no caso da aplicação de reforços deformáveis (Fig. 10) e de reforços rígidos (Fig. 11).

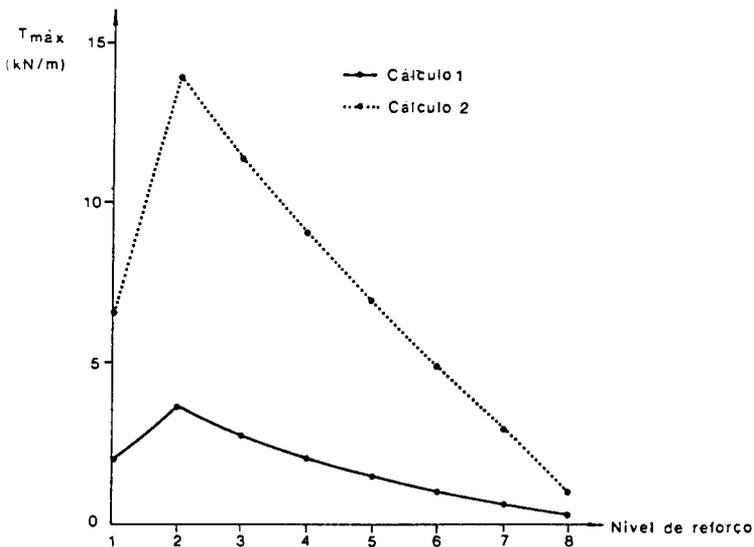


Fig. 9

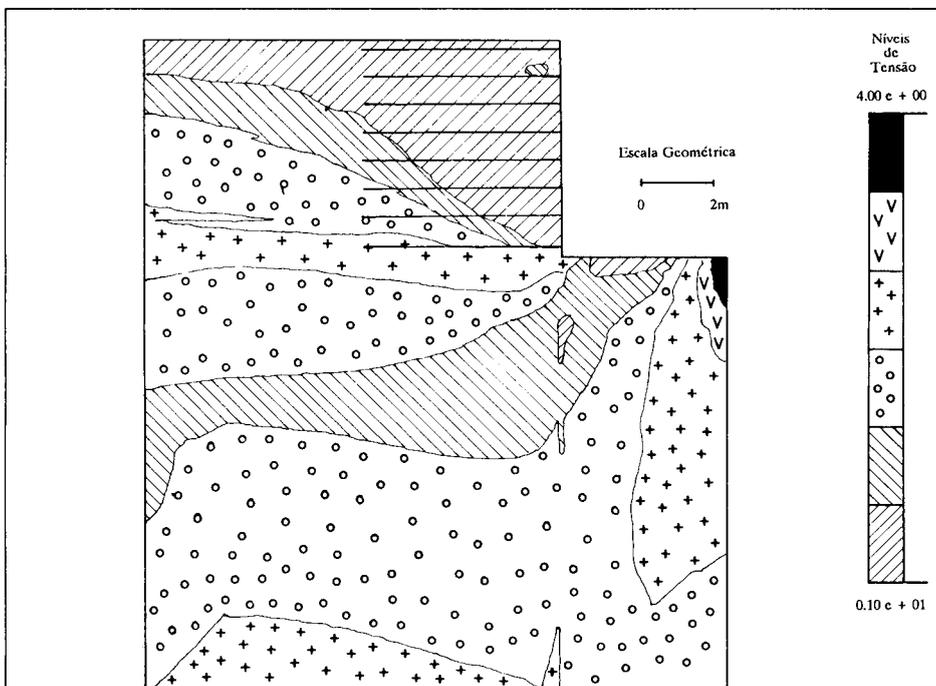


Fig. 10 - Níveis de tensão no fim da construção (cálculo 1)

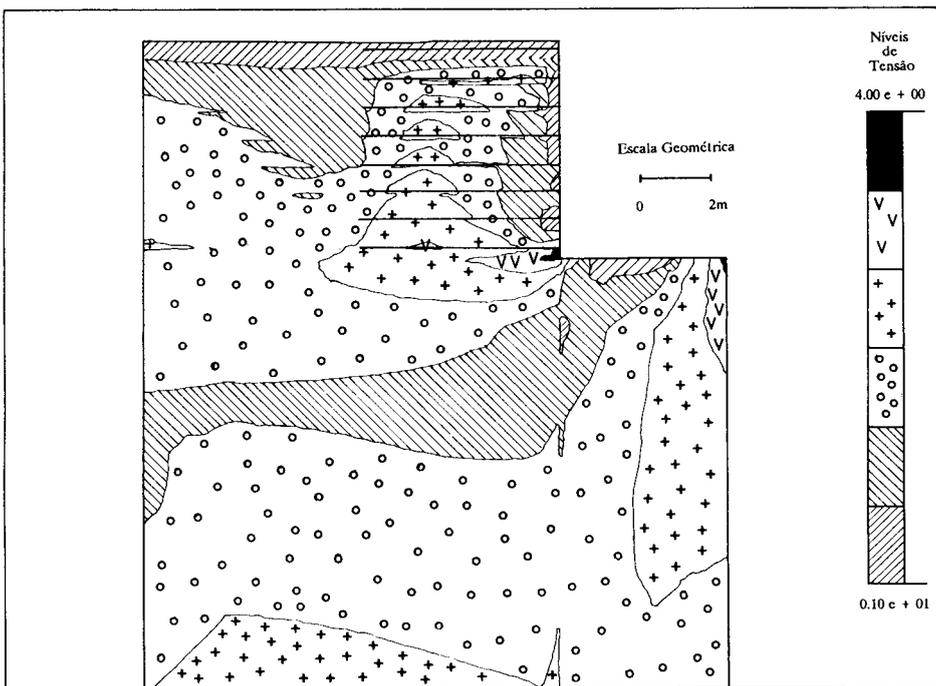


Fig. 11 - Níveis de tensão no fim da construção (cálculo 2)

Para reforços deformáveis observa-se que os níveis de tensão mais elevados ocorrem na massa reforçada numa extensão em relação à face crescente com a altura. O afastamento relativamente à face e à aproximação da base do aterro acarretam níveis de tensão gradualmente menores, sendo estes particularmente baixos em pontos situados junto ao maciço de fundação e próximo da base. As zonas de isovalores do nível de tensão evidenciam que: i) a extensão medida na vertical a partir do topo da estrutura em que se observam níveis de tensão elevados diminui com o afastamento da face; ii) atrás da zona reforçada observam-se, ainda, níveis de tensão elevados próximo da superfície do maciço, provavelmente devido ao menor comprimento resistente disponível nos níveis superiores de inclusões, à não consideração no modelo numérico do efeito da compactação e às condições de simetria do problema; iii) junto à base da estrutura a restrição das deformações imposta pela fundação, pela ligação da face a esta e pelo comprimento resistente disponível (superior ao necessário) é claramente evidenciada pelos níveis de tensão baixos aí observados; iv) o estado de tensão no maciço reforçado é próximo do correspondente à cedência do solo.

Quando os reforços aplicados são rígidos os níveis de tensão mais elevados ocorrem junto à face atrás dos reforços (Fig. 11). Esta diferença no aspecto dos níveis de tensão em relação ao do caso dos reforços aplicados serem deformáveis deve-se, como já foi dito, ao facto de as armaduras mais rígidas restringirem mais eficazmente o desenvolvimento das deformações de tracção no solo envolvente. Isto traduz-se num maior confinamento do maciço reforçado, sendo esse confinamento máximo no interior do maciço e diminuindo para os extremos, tal como os resultados da Fig. 11 claramente evidenciam. De um ponto de vista externo o maciço reforçado tem, em consequência, tendência para se comportar como um bloco rígido, o que justifica os maiores níveis de tensão que se instalam imediatamente atrás desse maciço.

Dada a influência significativa da rigidez dos reforços no desenvolvimento das deformações horizontais do solo envolvente é de prever que, tal como mostra a Fig. 12, os deslocamentos horizontais da face diminuam com o aumento da rigidez das inclusões. Note-se que a alteração dos deslocamentos horizontais provocada pela variação da rigidez dos reforços é muito mais drástica do que à primeira vista possa parecer. Com efeito, se se tiver presente que o deslocamento horizontal na base é devido à deformação do terreno de fundação e, portanto, independente do sistema de reforço compreende-se que o efeito de alteração da rigidez é de facto muito importante.

#### 4 — CONCLUSÕES

O estudo efectuado acerca da influência da rigidez dos reforços no comportamento dos muros reforçados permite formular as seguintes conclusões:

- a) quanto maior for a rigidez dos reforços maior é a eficácia destes na restrição das deformações de tracção do solo;
- b) pelo motivo atrás apontado verifica-se um aumento dos esforços nas inclusões e, naturalmente, uma redução do estado de tensão no maciço reforçado e dos deslocamentos da face à medida que a rigidez das armaduras aumenta;

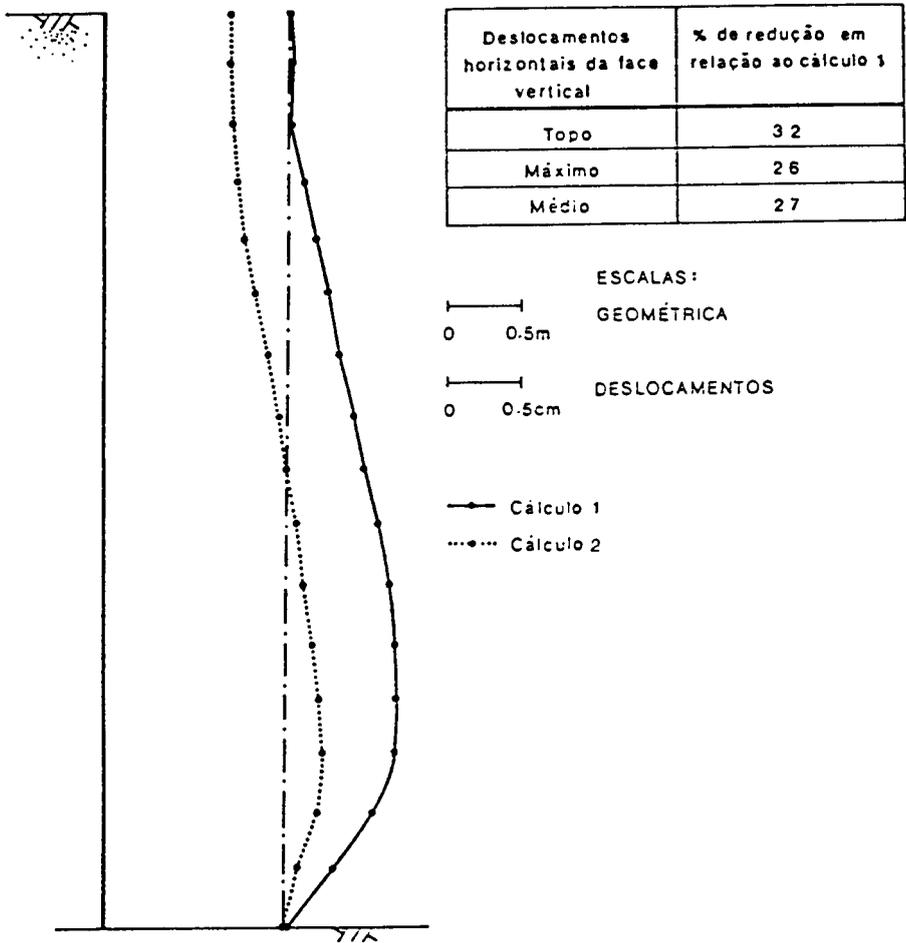


Fig. 12 — Efeito da alteração da rigidez dos reforços: deslocamentos horizontais da face no fim da construção (cálculos 1 e 2)

- c) o estado de tensão no maciço reforçado está, no caso de reforços deformáveis, próximo do correspondente à cedência do solo, estando longe desta quando os reforços são rígidos; portanto, nas estruturas reforçadas com materiais do primeiro tipo ocorre uma elevada mobilização da resistência intrínseca dos solos ou, dito de outro modo, tira-se partido quase integralmente da resistência dos solos o que, pelo contrário, não acontece no caso das inclusões serem rígidas.

## 5 — REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BONAPARTE, R. e SCHMERTMANN, G.R. — *Reinforcement extensibility in reinforced soil wall design*. Proc. of the NATO Advanced Research Workshop on Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kingston, pp. 409-457, 1987.

- CARDOSO, A. S. — *A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações — métodos de análise e dimensionamento*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na FEUP, Porto, 1987.
- DOHERTY, W. P.; WILSON, E. L. e TAYLOR, R. L. — *Stress analysis of axisymmetric solids utilizing higher order quadrilateral finite elements*. Report n.º S. E. S. M. 69-3, Structures and Materials Research, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1969.
- GOODMANN, R. E.; TAYLOR, R. L. e BREKKE, T. L. — *A model for the mechanics of jointed rock*. Journal of the Soil Mec. and Found. Div., ASCE, vol. 94, SM3, pp. 637-659, 1968.
- KULHAWY, F. H. — *Embankments and excavations*. Chap. 16, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, C. Desai and J. Christian Eds., McGraw-Hill Book Company, New York, 1977.
- LCPC-SETRA: LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES — SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES — *Les ouvrages en terre armée. Recommandations et règles de l'art*. Ministère des Transports, France, 1979.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z. e AL-HASANI, M.M. — *Effect of inclusion properties on the behaviour of sand*. Geotechnique, vol. 28, n.º 3, pp. 327-346, 1978.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; YEO, K. C. e DUBOIS, D. — *The load-strain-time behaviour of Tensar geogrids*. Proc. Conf. on Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford ed., London, pp. 11-17, 1984.
- YEO, K. C. — *The behaviour of polymeric grids used for soil reinforcement*. Ph.D. Thesis, University of Strathclyde, Glasgow, 1985.