APLICAÇÃO DE UM MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE NO DIMENSIONAMENTO AO DESLIZAMENTO GERAL DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Application of a limit equilibrium method on the overall stability design of geosynthetic-reinforced embankments on soft soils

José Leitão Borges*
António Silva Cardoso**

RESUMO - Tendo em vista a sua aplicação prática no dimensionamento de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos, descreve-se um método de equilíbrio limite para a análise da estabilidade global destas obras. Utilizando este método, avalia-se a segurança ao deslizamento geral de um aterro reforçado sobre solos argilosos moles, sendo comparados os seus resultados com os da utilização dum programa de cálculo automático formulado igualmente segundo pressupostos de equilíbrio limite, mas utilizando os resultados de aplicação dum modelo numérico bidimensional baseado no método dos elementos finitos.

SYNOPSIS - In order to its application on the design of geosynthetic reinforced embankments on soft soils, a limit equilibrium method is described. Using this method, overall stability of a reinforced embankment on soft clayey soils is analysed and their results are compared to the ones computed by another method, also based on limit equilibrium assumptions but using numerical results from finite element method application.

1- PREÂMBULO

Para levar a cabo a tarefa de concepção e dimensionamento de uma obra de aterro sobre solos moles, é essencial conhecer-se os múltiplos processos construtivos que permitem resolver os problemas associados a este tipo de obras, os quais se prendem, naturalmente, com as fracas características geotécnicas dos solos da fundação: i) a baixa resistência ao corte limita consideravelmente a carga (altura de aterro) que é possível aplicar de forma rápida com segurança aceitável relativamente à rotura global; ii) a deformabilidade elevada e a baixa permeabilidade fazem com que ocorram assentamentos de elevada grandeza e que se processam lentamente no tempo à medida que se realiza o escoamento da água intersticial (consolidação).

As soluções construtivas neste tipo de obras – que consistem, basicamente, quer no melhoramento das características dos solos de fundação quer na modificação do processo construtivo ou das características do aterro – proporcionam, conforme os casos, um ou mais dos seguintes efeitos: aumento da estabilidade global, aceleração da consolidação e diminuição dos assentamentos finais (Terzaghi e Peck, 1948; Johnson, 1975; Holtz, 1989).

* Doutor em Engenharia Civil, Professor Auxiliar da FEUP

** Doutor em Engenharia Civil, Professor Associado Agregado da FEUP

Com o desenvolvimento da indústria têxtil neste século, especialmente a partir da década de sessenta, acrescentaram-se ao conjunto das soluções mais tradicionais (entre as quais se englobam a construção do aterro por fases, a técnica da pré-carga ou sobrecarga temporal, o uso de drenos verticais, a construção de bermas laterais, etc.), as técnicas de reforço dos solos com geossintéticos. De facto, como o comprovam numerosos estudos experimentais e teóricos, nos aterros sobre solos moles, a aplicação destes materiais traduz-se, em muitos casos, num aumento da estabilidade global da estrutura, num melhor desempenho em termos de deslocamentos e, ainda, numa redução de custos relativamente às soluções mais tradicionais (Holtz, 1990).

Em termos estruturais, a colocação de geossintéticos na base dos aterros, visa fundamentalmente: a) aumentar a estabilidade global, sobretudo devido à resistência própria do reforço; b) reduzir as distorções na fundação e no aterro, o que se traduz, em geral, não só na redução dos deslocamentos horizontais, mas também, em muitos casos, na diminuição dos assentamentos (totais e/ou diferenciais).

Este artigo trata dos seguintes aspectos: a) descrição de um método de equilíbrio limite, tendo por base o proposto por Kaniraj e Abdullah (1993) e Borges (1995), para a análise da estabilidade global de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos; b) análise da estabilidade global de uma obra de aterro sobre solos argilosos moles reforçado na base com um geossintético, sendo comparados os resultados da aplicação deste método com os resultados da utilização dum programa de cálculo automático (desenvolvido por Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1997) formulado igualmente segundo pressupostos de equilíbrio limite, mas utilizando os resultados de aplicação dum modelo numérico bidimensional baseado no método dos elementos finitos.

2 - DESCRIÇÃO DE UM MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE PARA A ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

2.1- Considerações iniciais

Em termos práticos, a maior parte dos métodos de análise da estabilidade ao deslizamento geral em aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos é constituída por métodos de equilíbrio limite, mais ou menos convencionais, utilizando superfícies de rotura circulares, mas de modo a ter em conta a força de tracção resistente devida ao geossintético (Rowe, 1984).

Nestes métodos, o coeficiente de segurança global F é definido em função dos momentos resistente (M_R) e derrubador (M_D) em relação ao centro do arco de deslizamento (Fig. 1):

$$F = \frac{M_R}{M_D} \tag{1}$$

O denominador M_D, que é o momento que tende a produzir o deslizamento, é dado pela expressão:

$$M_D = W.x \tag{2}$$

em que W é o peso das terras de aterro situadas no interior da superfície de rotura e x é o braço do momento respectivo.

Quanto ao momento resistente M_R, ele é dado por

$$M_R = (\sum \tau_{ri} \Delta l_i) R + T_g R \cos(\theta - \alpha) \quad (3)$$

em que τ_{ri} é a tensão tangencial máxima mobilizável no comprimento de arco elementar Δl_i e T_g é a força de tracção máxima que o sistema de reforço pode garantir no ponto de intersecção com o arco de deslizamento (o valor desta força é função das resistências do geossintético e das interfaces solo-reforço, como adiante se analisará).

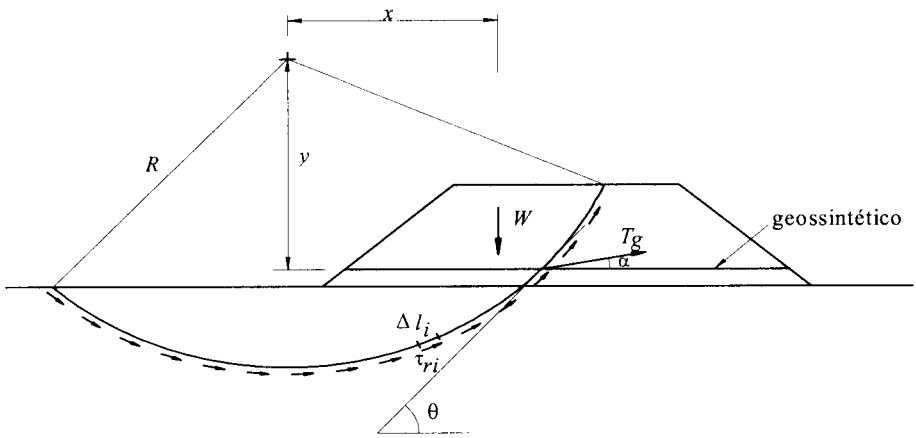

Fig. 1 - Superfície potencial de deslizamento geral: rotura circular.

Não obstante a concordância geral dos investigadores na consideração de uma força resistente T_g devida ao geossintético, essa concordância não é, no entanto, extensível à sua inclinação, ou seja, ao valor do ângulo α representado na Fig. 1. A maioria dos métodos examinados (Broms, 1977; Tensar, 1982; Jewell, 1982; Ingold, 1982 e 1983; Brakel *et al.*, 1982; Duncan e Wong, 1984; Milligan e La Rochelle, 1984) assumem que a força do geossintético actua segundo a direcção original (α=0), em geral, horizontal. Haliburton (1981) e Quast (1983), por outro lado, argumentando que as deformações locais associadas à formação da superfície de deslizamento provocam uma reorientação local do geossintético, assumem que a força do reforço actua tangencialmente à superfície de deslizamento (α=θ). Por sua vez, Huisman (1987) considera que a força actua numa direcção intermédia às duas referidas anteriormente. No entanto, tendo em conta que a hipótese que proporciona melhor concordância com o comportamento observado depende, provavelmente, de cada caso particular (Soderman, 1986), deverá adoptar-se, na dúvida, α=0, já que é esta a hipótese que corresponde a uma análise mais conservativa do problema.

O método a seguir descrito tem por base o proposto por Kaniraj e Abdullah (1993) e foi melhorado por Borges (1995) nos seguintes aspectos: i) formulação do método em termos de coeficientes parciais de segurança (majoração das acções e minoração das propriedades resistentes dos materiais); ii) cálculo exacto da parcela do momento resistente devida aos solos de fundação (que é feito por Kaniraj e Abdullah, 1993, aproximadamente); iii) aperfeiçoamento do cálculo da parcela do momento resistente devida ao reforço,

designadamente no que respeita à resistência ao arrancamento (resistência das interfaces solo-geossintético).

2.2- Avaliação da segurança

A Fig. 2 representa uma superfície de deslizamento circular arbitrária cortando um aterro reforçado. Em relação a esta superfície, o coeficiente de segurança global pode ser calculado, como referido atrás, pela expressão 1.

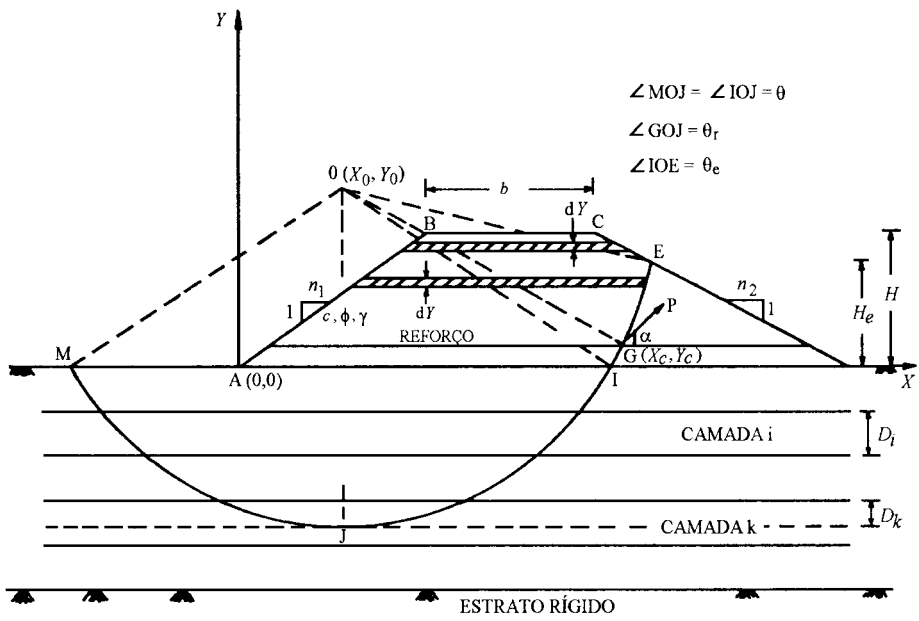

Fig. 2 - Aterro reforçado sobre solos moles.

Em alternativa, mais de acordo com as metodologias de dimensionamento que na actualidade são preconizadas, podem adoptar-se os coeficientes parciais de segurança. Estes incluem: i) os coeficientes de majoração das acções, η_γ para os pesos próprios e η_s para eventuais sobrecargas; ii) os coeficientes de minoração das propriedades resistentes, Γ_c e Γ_ϕ para o material de aterro, Γ_{cu} para o solo argiloso da fundação, Γ_r para a resistência à tracção do reforço e Γ_{sa} e $\Gamma_{s\delta}$ para a resistência da interface entre este e os solos envolventes.

Como é sabido, usando os coeficientes parciais de segurança, haverá apenas que verificar a relação

$$M_{Dd} \leq M_{Rd} \tag{4}$$

em que M_{Dd} e M_{Rd} são, respectivamente, os momentos derrubador e resistente de cálculo, isto é, avaliados entrando em consideração com os coeficientes acima indicados.

Naturalmente que, ao impôr todos os coeficientes de majoração das acções e de minoração das propriedades resistentes iguais à unidade, se cai na definição de um coeficiente de segurança global, tal como acima foi definido.

Teoricamente, os valores dos coeficientes parciais de segurança são coincidentes (e iguais à unidade) apenas na situação de equilíbrio limite. Num outro estado de equilíbrio eles são, em regra, diferentes, dado que se mobilizam distintas percentagens das diversas resistências.

Não é possível, obviamente, conhecer, através de um método de equilíbrio limite, os valores de todos os coeficientes de segurança. Podem, contudo, admitir-se algumas hipóteses, baseadas no conhecimento do comportamento mecânico associado à mobilização de cada resistência, hipóteses essas que condicionarão a solução a obter. Assim, pode-se, por exemplo (Cardoso, 1987): a) determinar, como atrás se referiu, um coeficiente de segurança global impondo todos os coeficientes de majoração das acções e de minoração das resistências iguais à unidade; b) arbitrar, com base no conhecimento do comportamento relativo dos mecanismos de mobilização de cada um dos parâmetros de resistência, alguns daqueles coeficientes de segurança ou, em alternativa, admitir relações entre eles.

Seja como fôr, o número de incógnitas correspondentes aos coeficientes de segurança tem de ser, em qualquer caso, igual a um.

Descrevem-se de seguida as expressões que permitem calcular os valores dos momentos M_{Dd} e M_{Rd} atrás referidos. A Fig. 2 servirá de referência para a dedução dessas expressões; apesar de estar somente representado um nível de reforço, as expressões deduzidas são generalizáveis à consideração de vários níveis de geossintéticos no aterro.

2.3- Momento derrubador de cálculo M_{Dd}

O momento derrubador é produzido pela massa de solo *ABCEI* (Fig. 2). Considerando a barra horizontal elementar de espessura dY, a expressão de M_{Dd} pode ser obtida da seguinte maneira:

$$\begin{aligned} M_{Dd} = & \left(\int_0^{H_e} \gamma(X - n_1 Y)\left(\frac{X + n_1 Y}{2} - X_0\right)\mathrm{d}Y \right. \\ & \left. + \int_{H_e}^{H} \gamma\left[(n_1 + n_2)(H - Y) + b\right] \times \left[\frac{(n_1 + n_2)H + (n_1 - n_2)Y + b}{2} - X_0\right]\mathrm{d}Y\right)\eta_\gamma \end{aligned} \tag{5}$$

em que X e Y são as coordenadas do ponto médio situado na extremidade direita da barra horizontal elementar, γ é o peso específico do aterro e os restantes símbolos têm o significado explicitado na Fig. 2. No primeiro termo da expressão (5), o ponto (X,Y) pertence à circunferência de deslizamento, pelo que

$$(X - X_0)^2 + (Y - Y_0)^2 = R^2 \tag{6}$$

Introduzindo o valor de X retirado desta equação na expressão (5) e considerando o valor de R dado pela relação

$$R^2 = (X_I - X_0)^2 + (Y_I - Y_0)^2 \tag{7}$$

em que X_I e Y_I são as coordenadas do ponto I (em vez deste ponto pode tomar-se outro qualquer, de coordenadas conhecidas, pertencente à superfície de deslizamento), após as necessárias integrações e simplificações, obtém-se:

$$M_{Dd} = \eta_\gamma \frac{\gamma H_e}{2} K_1 \qquad \text{para} \quad X_e \le n_1 H + b \tag{8}$$

$$M_{Dd} = \eta_\gamma \left(\frac{\gamma H_e}{2} K_1 + \frac{\gamma (H - H_e)}{2} K_2 \right) \qquad \text{para} \quad X_e > n_1 H + b \tag{9}$$

em que

$$K_1 = -(n_1^2 + 1)\frac{H_e^2}{3} + (n_1 X_0 + Y_0) H_e + X_I^2 - 2X_I X_0 - 2Y_I Y_0 + Y_I^2 \tag{10}$$

$$\begin{aligned} K_2 = {} & [b + (n_1 + n_2)H](b + n_1 H - n_2 H_e - 2X_0) + (n_1 + n_2) X_0 (H + H_e) \\ & + \frac{n_2^2 - n_1^2}{3}(H^2 + H_e^2 + H_e H) \end{aligned} \tag{11}$$

2.4- Momento resistente de cálculo M_{Rd}

Este momento, sendo função das características resistentes dos materiais (solos de fundação e do aterro e geossintético), pode expressar-se como a soma de três parcelas:

$$M_{Rd} = M_{REd} + M_{RFd} + M_{RRd} \tag{12}$$

em que

M_{REd} - momento resistente de cálculo devido às forças mobilizáveis no aterro ao longo do arco de deslizamento *EI*;

M_{RFd} - momento resistente de cálculo devido às forças mobilizáveis na fundação ao longo do arco de deslizamento *MJI*;

M_{RRd} - momento resistente de cálculo devido à força de tracção mobilizável no geossintético no ponto *G*;

2.4.1 - Avaliação de M_{REd}

Para um material de aterro com peso específico γ, coesão c e ângulo de atrito ϕ, M_{REd} pode calcular-se por (Low, 1989):

$$M_{REd} = \left[R\left(\frac{c}{\Gamma_c} + \lambda \gamma H_e \frac{\mathrm{tg}\phi}{\Gamma_\phi} \right) \theta_e \right] R \tag{13}$$

em que R é o raio da circunferência de deslizamento, λ é um coeficiente de média para as tensões normais no arco EI, H_e é a ordenada do ponto E (ponto de intersecção da circunferência com um dos segmentos de recta que limitam o aterro) e θ_e é dado por:

$$\theta_e = \frac{\pi}{2} - \arccos\frac{Y_0}{R} - \operatorname{arcsen}\frac{(Y_0 - H_e)}{R} \tag{14}$$

Segundo Low (1989), o coeficiente λ, limitado a um valor máximo de aproximadamente 0,5, pode ser estimado pela expressão:

$$\lambda = 0{,}19 + \frac{0{,}02 n_1}{(R - Y_0)/H_e} \tag{15}$$

em que n_1 define a inclinação do talude.

2.4.2 Avaliação de M_{RFd}

Tendo presente a eventual variação com a profundidade da resistência não drenada dos solos de fundação (por variação das tensões efectivas iniciais ou pela existência de camadas com características geotécnicas distintas), o momento resistente M_{RFd} é calculado supondo a fundação dividida num determinado número de camadas em que, para cada uma delas, se admite uma variação linear do valor da resistência não drenada c_u (ver Fig. 3).

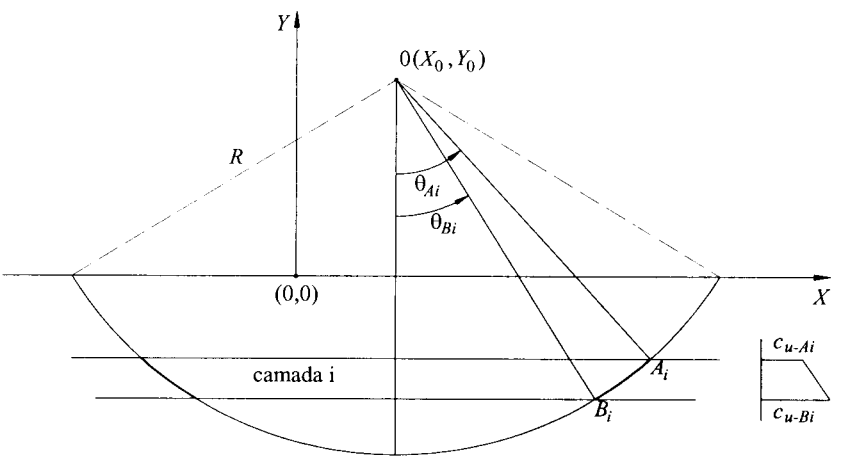

Fig. 3 - Divisão da fundação em camadas em que se admite uma variação linear da coesão não drenada c_u segundo a vertical.

Assim, o momento resistente parcelar M_{RFdi} relativo às forças da camada i (que actuam no arco A_iB_i e no arco simétrico relativamente à vertical que passa pelo centro da circunferência) é dado por:

$$M_{RFdi} = 2R\int_{\theta_{Bi}}^{\theta_{Ai}} \frac{c_u}{\Gamma_{cu}} R\mathrm{d}\theta \tag{16}$$

Integrando esta expressão e considerando o somatório relativo a todas as camadas intersectadas pela circunferência, obtém-se que:

$$M_{RFd} = \sum_{i=1}^{N} 2R^2\left[m_i R(\mathrm{sen}\theta_{Ai} - \mathrm{sen}\theta_{Bi}) + (-m_i Y_0 + b_i)(\theta_{Ai} - \theta_{Bi})\right]\frac{1}{\Gamma_{cu}} \tag{17}$$

em que:

$$\theta_{Ai} = \arccos\frac{Y_0 - Y_{Ai}}{R} \tag{18}$$

$$\theta_{Bi} = \arccos\frac{Y_0 - Y_{Bi}}{R} \tag{19}$$

$$m_i = -\frac{c_{u-Ai} - c_{u-Bi}}{Y_{Ai} - Y_{Bi}} \tag{20}$$

$$b_i = c_{u-Ai} + m_i Y_{Ai} \tag{21}$$

e

Y_{Ai}, Y_{Bi} - ordenadas dos pontos A_i e B_i (extremos do arco relativo à camada *i*);
$c_{u\text{-}Ai}$, $c_{u\text{-}Bi}$ - resistências não drenadas relativas aos pontos A_i *e* B_i;
N - número de camadas da fundação intersectadas pela circunferência.

2.4.3- Avaliação de M_{RRd}

Como se referiu em 2.1, a força do reforço tem sido considerada a actuar horizontalmente por alguns investigadores (Broms, 1977; Tensar, 1982; Jewell, 1982; Ingold, 1982 e 1983; Brakel *et al.*, 1982; Duncan e Wong, 1984; Milligan e La Rochelle, 1984), tangencialmente à superfície de deslizamento por outros (Haliburton, 1981; Quast, 1983) e entre as duas direcções referidas por Huisman (1987). Assumindo que a força resistente P, devida ao geossintético, actua segundo uma direcção que faz um ângulo α com a horizontal, M_{RRd} é dado por

$$M_{RRd} = PR\cos(\theta_r - \alpha) \tag{22}$$

em que

$$\theta_r = \arccos\frac{Y_0 - Y_c}{R} \tag{23}$$

e X_c e Y_c são as coordenadas do ponto G, intersecção do geossintético com a circunferência de deslizamento. Se $\alpha=0$, P actua segundo a horizontal, se $\alpha=\theta_r$, P actua tangencialmente à superfície de deslizamento.

Por outro lado, o valor de P é calculado pela expressão

$$P = \min\left(\frac{P_r}{\Gamma_r}, P_s\right) \tag{24}$$

em que P_r é a força de rotura do geossintético e P_s é a força máxima de tracção mobilizável no ponto G tendo em conta as características resistentes das interfaces solo-reforço reduzidas pelos coeficientes de minoração das respectivas propriedades. Se $P_s<P_r/\Gamma_r$, a rotura processa-se pelas interfaces, ou seja, por arranque do reforço em relação ao solo envolvente; no caso contrário, isto é, $P_s>P_r/\Gamma_r$, a rotura dá-se por rompimento do geossintético.

Por razões de equilíbrio, a força de tracção em qualquer ponto do geossintético pode ser calculada pelo somatório das forças tangenciais nas interfaces solo-reforço ao longo de qualquer dos segmentos em que o ponto em questão divide o geossintético (segmentos *MG* e *GN* da Fig. 4). Assim,

$$P_s = \min(P_{s1}, P_{s2}) \tag{25}$$

em que

$$P_{s1} = \frac{a_i + a_s}{\Gamma_{sa}} l_1 + W_1 \frac{\mathrm{tg}\delta_i + \mathrm{tg}\delta_s}{\Gamma_{s\delta}} \tag{26}$$

$$P_{s2} = \frac{a_i + a_s}{\Gamma_{sa}} l_2 + W_2 \frac{\mathrm{tg}\delta_i + \mathrm{tg}\delta_s}{\Gamma_{s\delta}} \tag{27}$$

e

a_i, δ_i - adesão e ângulo de atrito da interface solo-reforço inferior;

a_s, δ_s - adesão e ângulo de atrito da interface solo-reforço superior;

l_1 - comprimento do segmento *MG* (Fig. 4);

l_2 - comprimento do segmento *GN* (Fig. 4);

W_1 - peso das terras do aterro sobre o segmento *MG*;

W_2 - peso das terras do aterro sobre o segmento *GN*.

Designando por γ o peso específico do aterro e por l o comprimento total do geossintético (segmento *MN*) – que é calculado por

$$l = (n_1 + n_2)(H - Y_c) + b \tag{28}$$

– os termos W_1 e W_2 podem obter-se pelas expressões:

$$W_1 = 0{,}5\frac{(X_c - n_1 Y_c)^2}{n_1}\gamma \qquad \text{para} \quad X_c \le n_1 H \tag{29}$$

$$W_1 = 0{,}5[2X_c - n_1(H + Y_c)](H - Y_c)\gamma \qquad \text{para} \quad n_1 H < X_c < n_1 H + b \tag{30}$$

$$W_1 = W - 0{,}5\frac{(l + n_1 Y_c - X_c)^2}{n_2}\gamma \qquad \text{para} \quad X_c \ge n_1 H + b \tag{31}$$

$$W_2 = W - W_1 \tag{32}$$

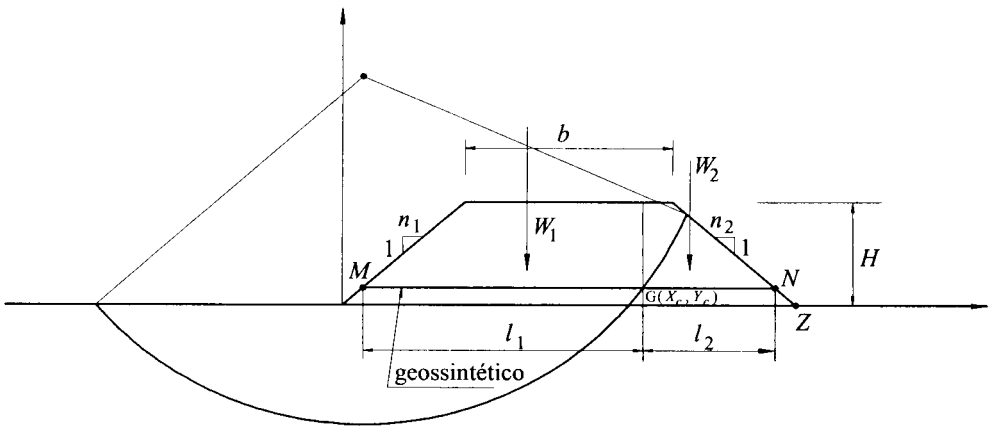

Fig. 4 - Cálculo da força máxima de tracção mobilizável no ponto G tendo em conta as características resistentes das interfaces solo-reforço.

em que

$$W = 0{,}5(l + b)(H - Y_c)\gamma \tag{33}$$

é o peso total das terras sobre o geossintético.

Assinale-se que, no caso de existirem dois ou mais níveis de reforço, as expressões deduzidas aplicam-se sucessivamente a cada um dos geossintéticos, correspondendo, agora, M_{RRd} ao somatório dos momentos resistentes elementares M_{RRdi} devidos a esses reforços, ou seja,

$$M_{RRd} = \sum M_{RRdi} = \sum P_i R \cos(\theta_{ri} - \alpha) \tag{34}$$

2.5- Sequência de cálculo

Tendo por base as expressões atrás desenvolvidas, a programação automática da análise da segurança à rotura global de um aterro reforçado obedece à seguinte sequência:

1. *Leitura dos dados* (ver Fig. 5):
   a) *Geometria da obra*: n_1, n_2, b, H e D;

b) *Dados relativos à definição das diferentes circunferências de deslizamento a considerar*: X_{0min}, Y_{0min}, X_{0max}, Y_{0max}, D_{xy} e D_r. Assinale-se que, para cada ponto O da malha dos centros das circunferências (Fig. 5), se analisam várias circunferências concêntricas cujos raios variam, com um incremento D_r, desde um valor mínimo R_{min} (que pode considerar-se como o maior dos valores das distâncias do ponto O aos extremos do segmento AB) até um valor máximo R_{max} (que corresponde à menor das distâncias do ponto O ao ponto Z e ao estrato rígido onde assentam os solos moles);

c) *Dados geométricos e de resistência dos diferentes materiais*:
   - *aterro*: peso específico, coesão e ângulo de atrito;
   - *fundação*: número de níveis onde se indicam as características de resistência não drenada c_u; valores da ordenada Y e de c_u em cada um dos níveis referidos;
   - *geossintético*: número de níveis de reforço e, para cada nível, os valores da ordenada Y, da força de rotura e das adesões e ângulos de atrito das interfaces superior e inferior;

d) *Valores dos coeficientes de majoração das acções,* η_γ *e* η_s *(se houver sobrecargas), e de minoração das resistências,* Γ_c, Γ_ϕ, Γ_{cu}, Γ_r, Γ_{sa} *e* $\Gamma_{s\delta}$; note-se que, impondo valores unitários para estes coeficientes, se obtém um coeficiente global de segurança;

e) *Coeficiente* α/θ_r: definição da direcção de actuação das forças resistentes dos reforços;

2. *Ciclo relativo a todas as superfícies de deslizamento a analisar, determinando para cada uma delas*

   a) Momento derrubador M_{Dd} (expressões (8), (9), (10) e (11));

   b) Momento resistente M_{REd} devido às forças no aterro (expressões (14), (15) e (13));

   c) Momento resistente M_{RFd} devido às forças na fundação (expressões (18), (19), (20), (21) e (17));

   d) Momento resistente M_{RRd} devido às forças nos reforços (expressões (28), (29), (30), (31), (32), (33), (26), (27), (25), (24), (23) e (22) (ou (34)));

   e) Momento resistente total M_{Rd} (expressão (12));

   f) Cálculo da relação

$$E = M_{Rd} / M_{Dd} \geq 1 \tag{35}$$

   em que E representa um parâmetro que mede o excesso de segurança em relação ao pressuposto pelos coeficientes parciais de segurança; no caso em que estes sejam feitos unitários, E representa, naturalmente, o coeficiente global de segurança;

3. *Determinação da superfície mais desfavorável, ou seja, da superfície com menor valor de E.*

3- ANÁLISE DA ESTABILIDADE AO DESLIZAMENTO GERAL DE UM ATERRO REFORÇADO SOBRE SOLOS ARGILOSOS MOLES

3.1- Descrição do problema

Como referido em 1, analisa-se nesta secção a estabilidade ao deslizamento geral de uma obra de aterro reforçado sobre solos moles, comparando os resultados da aplicação do método descrito em 2 com os resultados da utilização dum programa de cálculo automático (Borges, 1995; Borges e Cardoso, 1997) formulado igualmente segundo pressupostos de equilíbrio limite, mas utilizando os resultados de aplicação dum modelo numérico bidimensional baseado no método dos elementos finitos.

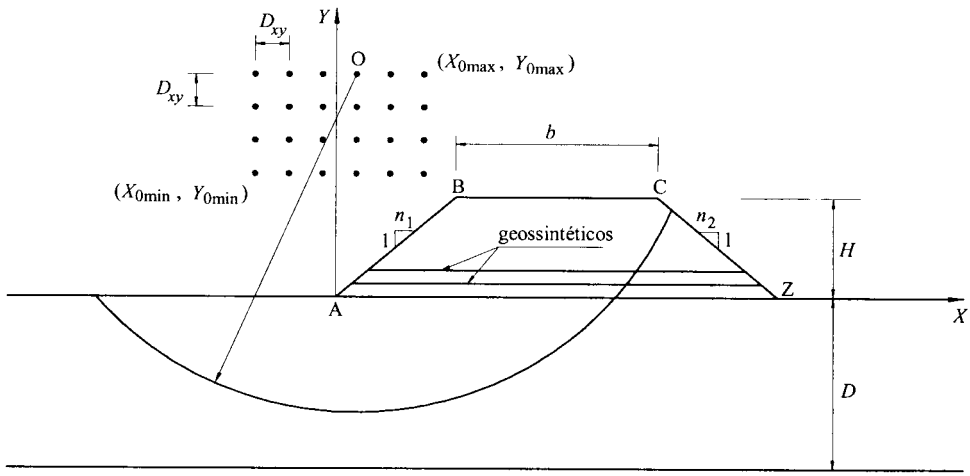

Fig. 5 - Aterro reforçado sobre solos moles: dados geométricos.

O problema diz respeito à construção contínua, em 28 dias, de um aterro de 2 m de altura, reforçado na base com um geotêxtil, simétrico, com uma plataforma final de 10,6 m de largura e comprimento muito grande e com taludes inclinados V/H=1/1,5. A camada de argila saturada, que constitui a fundação, tem 5 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável. Trata-se de uma argila ligeiramente sobreconsolidada até 1,8 m de profundidade e normalmente consolidada para profundidades superiores.

Em Borges e Cardoso (1996) podem ser vistos com detalhe os pormenores relativos à simulação numérica deste problema, designadamente no que respeita à malha de elementos finitos, condições de fronteira e parâmetros das relações constitutivas dos elementos estruturais (solos de fundação e do aterro, geotêxtil e interfaces solo-geotêxtil). Em Borges e Cardoso (1997) apresenta-se pormenorizadamente a análise da estabilidade global desta obra, usando os resultados da simulação numérica.

No Quadro 1 apresentam-se os valores do peso específico e das características de resistência do material de aterro e nos Quadros 2 e 3 mostram-se as características de resistência da argila de fundação, do geossintético e das interfaces solo-geossintético.

Para a argila de fundação, no que respeita à correspondência entre os valores do ângulo de atrito, ϕ', usado na análise numérica, e a resistência (drenada ou não drenada), q_f, considerada no método de equilíbrio limite, ela foi estabelecida atendendo ao seguinte:

Quadro 1 - Peso específico e parâmetros de resistência do material do aterro

Peso específico, γ (kN/m^3)	Coesão, c (kPa)	Ângulo de atrito, ϕ (°)
20	0	35

1) Como mostram Borges e Cardoso (1996) ao comentar os resultados da análise numérica do problema em apreço, a trajectória de tensão típica durante a construção, em termos de tensões efectivas, é a de acréscimos da tensão de desvio sem variações significativas da tensão média efectiva; usando a conhecida expressão de Skempton para estimar as variações da pressão neutra, Δu, em função dos acréscimos das tensões principais totais, $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$,

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \tag{36}$$

(A representa um dos parâmetros de Skempton, sendo o outro B=1, pois supõe-se o solo saturado), a qual, tendo presente que $\Delta q = (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)/2$ e $\Delta p = (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)/2$, pode ser re-escrita do seguinte modo:

$$\Delta u = \Delta p + (2A - 1)\Delta q \tag{37}$$

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u = (1 - 2A)\Delta q \tag{38}$$

conclui-se, então, que $\Delta p' = 0$ implica $A \cong 0{,}5$.

2) A resistência não drenada, c_u, é teoricamente definida pela seguinte expressão em função dos parâmetros de resistência em tensões efectivas, c' e ϕ',

$$q_f = c_u = \frac{c'\cos\phi' + \left[p'_0 + (2A_f - 1)q_0\right]\operatorname{sen}\phi'}{1 + (2A_f - 1)\operatorname{sen}\phi'} \tag{39}$$

em que $p'_0 = (\sigma'_{10} + \sigma'_{30})/2$ e $q'_0 = (\sigma'_{10} - \sigma'_{30})/2$ e A_f representa o valor do parâmetro A na rotura (σ'_{10} e σ'_{30} são os valores iniciais das tensões principais efectivas extremas); sendo $c' = 0$ e $A_f \cong 0{,}5$ vem

$$q_f = c_u = p'_0 \operatorname{sen}\phi' \tag{40}$$

3) A excepção a estas considerações foi constatada somente junto à fronteira de drenagem (aproximadamente até 1 m de profundidade), verificando-se aí, por consolidação, acréscimos significativos da tensão média efectiva durante a construção

(em termos médios, cerca de 14 kPa). Por outro lado, esta zona corresponde à zona sobreconsolidada. Atendendo a estes dois aspectos, admitiu-se como razoável atribuir-lhe uma resistência igual a 17 kPa (ver Quadro 2). Essa razoabilidade é ainda confirmada pelo facto de os resultados (a seguir apresentados) dos cálculos baseados no modelo numérico e através do uso do método de equilíbrio limite conduzirem a superfícies de deslizamento com forma e posições semelhantes e com factores de segurança idênticos (ver Fig. 6).

Quadro 2 - Resistência da fundação considerada no método de equilíbrio limite.

Profundidade (m)	Resistência considerada, q_f (kPa)
0	17,0
1,0	17,0
1,8	4,725
5,0	13,125

Quadro 3 - Características de resistência do geotêxtil e das interfaces solo-geotêxtil.

Força de rotura do geotêxtil, P_r (kN/m)	Interfaces solo-geotêxtil			
	Adesão		Ângulo de atrito	
	a_i (kPa)	a_s (kPa)	δ_i (°)	δ_s (°)
200	0	0	33,7	33,7

3.2- Análise dos resultados

Na Fig. 6 mostram-se, para o problema em apreço, as superfícies de deslizamento mais desfavoráveis – e os respectivos coeficientes globais de segurança (F) – obtidas tendo por base os resultados da análise numérica (superfície 1) e da aplicação, usando um programa de cálculo automático, do método de equilíbrio limite descrito em 2 (superfície 2). Na Fig. 6 indica-se também a superfície mais próxima da superfície 1 – superfície 3 – obtida igualmente pelo método de equilíbrio limite e o respectivo coeficiente global de segurança, cujo valor é apenas ligeiramente superior ao da superfície 2. Para as três superfícies referidas, descrimina-se no Quadro 4 os valores dos momentos derrubador (M_D) e resistente (M_R) e das parcelas deste momento devidas aos solos da fundação (M_{RF}) e do aterro (M_{RE}) e ao geotêxtil (M_{RR}). No cálculo de M_{RR} considerou-se a força resistente devida ao geotêxtil a actuar na direcção horizontal, isto é, α=0.

A análise destes resultados permite referir o seguinte: i) são práticamente coincidentes, em termos geométricos, as superfícies potenciais de deslizamento mais desfavoráveis obtidas pelos dois métodos (a superfície 2 é muito próxima da superfície 1, sendo esta quase coincidente com a superfície 3); ii) são de ordem de grandeza semelhante os valores dos coeficientes globais de segurança (ligeiramente mais baixos no caso do método de equilíbrio limite), bem

como os valores dos momentos derrubador e resistente e das parcelas deste último devidas à fundação, ao aterro e ao geotêxtil (ver Quadro 4).

Sem embargo, a análise detalhada dos valores do Quadro 4 mostra que as maiores diferenças entre os dois métodos dizem respeito ao momento derrubador, sendo este, em termos comparativos, substancialmente menor na metodologia baseada nos resultados da análise numérica (superfície 1), o que tem como consequência ser o factor de segurança superior neste caso. Tal denota que no interior da massa do aterro ocorrem redistribuições de tensões cujo efeito é favorável pois diminuem o respectivo momento (derrubador). Este efeito é captado pela análise numérica por elementos finitos (através da qual se calculou a distribuição de tensões usada na posterior avaliação da segurança ao deslizamento segundo a superfície 1), mas não é, obviamente, considerado nas hipóteses simplificadas que suportam o método de equilíbrio limite usado (superfícies 2 e 3).

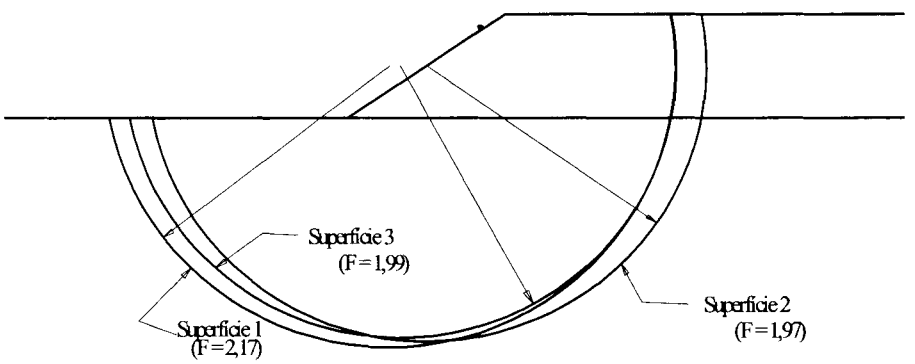

Fig. 6 – Comparação das superfícies potenciais de deslizamento mais desfavoráveis, e respectivos coeficientes globais de segurança (F), obtidas através dos resultados da análise numérica (superfície 1) e da aplicação do método de equilíbrio limite (superfícies 2 e 3).

Quadro 4 - Coeficientes globais de segurança (F) e momentos derrubador e resistente nas superfícies de deslizamento.

	X_0 (m)	Y_0 (m)	Raio (m)	Momento Derrubador M_D (kN.m/m)	Momento Resistente				F
					Total M_R (kN.m/m)	Fundação M_{RF} (kN.m/m)	Aterro M_{RE} (kN.m/m)	Geotêxtil M_{RR} (kN.m/m)	
Superf. 1	0,80	1,00	5,42	475,10	1032,90	787,58	53,54	191,78	2,17
Superf. 2	1,50	1,00	5,30	540,72	1067,07	806,12	60,95	200,00	1,97
Superf. 3	1,00	1,00	5,24	521,66	1042,18	779,93	60,25	200,00	1,99

Analisando a Fig. 6, é de salientar ainda que, face à importância da parcela devida ao geotêxtil no valor total do momento resistente, as superfícies de deslizamento mais

desfavoráveis correspondem a superfícies em que este efeito é minimizado, já que elas intersectam o reforço segundo ângulos próximos de 90°, o que determina valores reduzidos da projecção da força resistente do geotêxtil sobre a tangente à superfície: o efeito do geotêxtil no aumento da estabilidade global é neste caso, em grande parte, indirecto, já que, devido ao reforço, como se pode ver na Fig. 7, são distintas as superfícies de deslizamento mais desfavoráveis para o mesmo problema reforçado e não reforçado. Esta figura representa as referidas superfícies, e respectivos coeficientes globais de segurança, calculadas pelo método de equilíbrio limite descrito neste artigo.

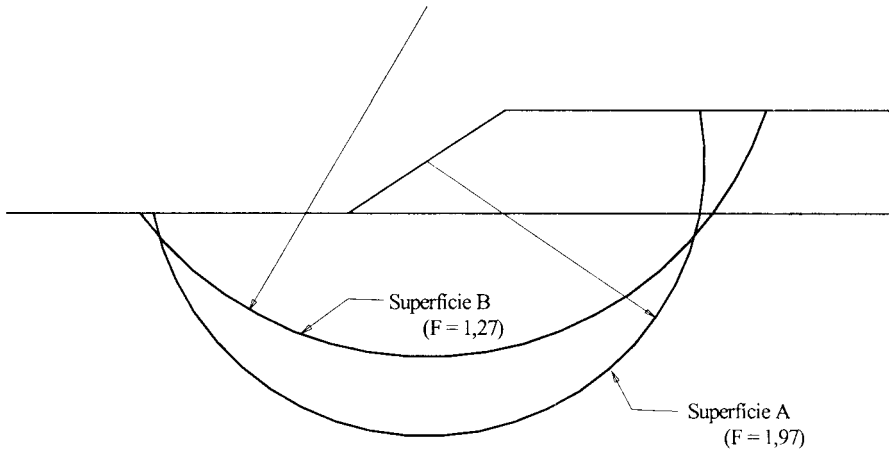

Fig. 7 – Superfícies de deslizamento geral mais desfavoráveis, e respectivos coeficientes globais de segurança (*F*), calculadas pelo método de equilíbrio limite, para o mesmo aterro reforçado (superfície A) e não reforçado (superfície B).

4- CONCLUSÕES

Comparando os resultados da aplicação de um método de equilíbrio limite, descrito neste artigo, para a análise da estabilidade global de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos, com os resultados obtidos a partir dum modelo numérico bidimensional baseado no método dos elementos finitos, as análises apresentadas permitem constatar uma fiabilidade adequada do método descrito, dada a semelhança qualitativa e quantitativa dos resultados apresentados, quer em termos da definição geométrica da superfície potencial de deslizamento, quer da ordem de grandeza dos coeficientes globais de segurança e dos valores dos momentos derrubador e resistente e das respectivas parcelas devidas ao geossintético e aos solos da fundação e do aterro.

5- BIBLIOGRAFIA

Borges, J. L. *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Análise e dimensionamento*, Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Porto, 1995.

Borges, J. L.; Cardoso, A. S. *Análise do comportamento de aterros construídos sobre maciços argilosos moles e reforçados na base com geossintéticos,* Revista Geotecnia, nº 78, pp. 39-59, 1996.

Borges, J. L.; Cardoso, A. S. *Estabilidade Global de Aterros sobre Solos Argilosos Moles Reforçados na Base com Geossintéticos*, Revista Geotecnia, nº80, pp. 43-57, 1997.

BrakeL, J.; Coppens, M.; Magdenberg, A. C.; Risseuw, P. *Stability of slopes constructed with polyester reinforcing fabric, test section at Almere - Holland, 79.* Proc. 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 3, pp. 727-732, 1982.

Broms, B. B. *Polyester fabric as reinforcement in soil.* Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 1, 129-135, 1997.

Cardoso, A. S. *A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações. Métodos de análise e dimensionamento*, Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1987.

Duncan, J. M.; Wong, K. S. *Stabgm: a computer solution for slope stability analysis with circular slip surfaces and geogrid reinforcement,* Microcomputer version, A Tensar Corporation User's Manual, 1984.

Haliburton, T. A. *Use of engineering fabric in road and embankment constrution.* Seminar on the Use of Synthetic Fabrics in Civil Engineering, November 19, Toronto, pp. 66-94, 1981.

Holtz, R. D. *Treatement of problem foundations for highway embankments.* Synthesis of Highway Practice 147, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C, 72 pp, 1989.

Holtz, R. D. *Design and constrution of geossynthetically reinforced embankments on very soft soils.* Proc. of the International Reinforced Soil Conference, Glasgow, pp. 391-402, 1990.

Huisman, M. J. H. *Design guideline for reinforced embankments on soft soils using Stabilenka reinforcing mats.* Enka Technical Report, Arnhem, 1987.

Ingold, T. S. *An analytical study of geotextile reinforced embankments.* Proc. 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 2, pp. 683-688, 1982.

Ingold, T. S. *Some factores in the design of geotextile reinforced embankments.* In Improvement of Ground, Proc. of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, Vol. 2, pp. 503-508, 1983.

Jewell, R. A. *A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations.* Proc. 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 3, pp. 671-676, 1982.

Johnson, S. J. *Treatment of soft foundations for highway embankments.* Synthesis of Highway Practice 29, National Cooperative Highway Program, U.S.A, 25 pp, 1975.

Kaniraj, S. R.; Abdullah, H. *Rotational stability of narrow-crested reinforced embankments on soft soils.* Geotextiles and Geomembranes, Vol. 12, pp. 599-614, 1993.

Low, B. K. *Stability analysis of embankments on soft ground.* J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 115(2), pp. 211-227, 1989.

Milligan, V.; La Rochelle, P. *Design methods for embankments over weak soils.* Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Institute of Civil Engineers, London, U.K., Paper Nº 3.4, 1984.

Quast, P. *Polyester reinforcement fabric mats for the improvement of the embankment stability.* In Improvement of Ground, Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Helsinki, Vo. 2, pp. 531-534, 1983.

Rowe, R. K. *Reinforced embankments: analysis and design.* Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 110, Nº 2, 231-246, 1984.

Soderman, K. L. *The behaviour of geotextile reinforced embankments.* PhD, University of Western Ontario, Ontario, 1986.

Tensar Corporation *Designing with Tensar.* Morrow, Georgia and Toronto, Ontario, 17 p., 1982.

Terzaghi, K.; Peck, R. B. *Soil mechanics in engineering practice.* John Wiley and Sons, New York, 1948.