

CMNE/CILAMCE 2007
Porto, 13 a 15 de Junho, 2007
© APMTAC, Portugal 2007

EQUILÍBRIO LIMITE DE MASSAS TERROSAS. UM PROGRAMA GERAL PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA POR MÉTODOS RÍGIDO-PLÁSTICOS.

Julio B. Martins¹ e Francisco F. Martins²

¹Departamento de Engenharia Civil
Escola de Engenharia
Universidade do Minho
Campus de Azurém 4800-058 Guimarães, Portugal
jbm@civil.uminho.pt, <http://www.civil.uminho.pt>

²Departamento de Engenharia Civil
Escola de Engenharia
Universidade do Minho
Campus de Azurém 4800 Guimarães, Portugal
ffm@civil.uminho.pt, <http://www.civil.uminho.pt>

Palavras-chave: Métodos rígido-plásticos, Equilíbrio Limite, Geotecnia, Programa PC, Cálculo F_s

RESUMO. *O trabalho apresentado é um programa para computador para o cálculo de F_s por método generalizado das fatias que inclui os casos particulares dos clássicos para superfícies de rotura de directriz circular e outros para superfícies de rotura de directriz não circular. O programa inclui o caso de terrenos estratificados com condições de pressão de água nos poros de qualquer espécie e ainda sismos tratados através de um coeficiente sísmico.*

São tratados casos práticos e feita a comparação com resultados obtidos usando métodos de programação não linear e análises elasto-plásticas bidimensionais por elementos finitos.

1. EQUILÍBRIO LIMITE (EQU) . UMA BREVE INTRODUÇÃO HISTÓRICA

A análise do colapso de obras de Engenharia Civil foi iniciada em 1776 por Coulomb [1], que além de ser Físico foi também Engenheiro Militar. Para achar a força resultante da pressão de terras no tardós de muros de suporte Coulomb usou a Estática. Ele verificou que essa força era muito menor quando o muro se afastava das terras (pressão de terras activa) do que quando o muro era empurrado contra as terras (pressão de terras passiva). Contudo Coulomb não verificou outros mecanismos possíveis para a rotura da massa terrosa: rotação do muro em torno da aresta inferior ou da aresta superior ou ainda combinações de rotações e translação do tardós do muro.

De facto, depois de perto de dois séculos e meio as teorias do colapso de massas terrosas ainda não estão bem estabelecidas.

Naquele tempo a Estática já era bem conhecida mas não o era a Cinemática. Por isso ninguém conseguiu observar a dualidade que existe entre a Estática de Estruturas e a Cinemática de Mecanismos.

Por outro lado, Coulomb tratou o equilíbrio de massas terrosas em termos finitos, isto é, em termos de forças e momentos, não em termos de tensões. Rankine (1857) [2], que foi Matemático e Físico, tratou o equilíbrio de massas terrosas em termos infinitesimais, isto é, em termos de tensões. Rankine definiu o tensor das tensões a partir do equilíbrio de um paralelepípedo infinitesimal. O vector tensão numa face foi definido através do equilíbrio de um tetraedro infinitesimal. Desta maneira Rankine estabeleceu as equações diferenciais de derivadas parciais que regem o equilíbrio e obteve as linhas de rotura para o equilíbrio limite de massas terrosas em duas dimensões. Determinou também a distribuição das pressões de terras no tardós do muro em contacto com o solo. O tardós foi suposto plano e sem atrito com o solo. Como Coulomb, Rankine observou que a pressão das terras era muito menor quando o muro se afastava delas (estado activo de tensão) do que quando o muro era empurrado contra elas (estado passivo de tensão). E ele calculou os respectivos coeficientes de pressão de terras: $K_a=(1-\sin\varphi)/(1+\sin\varphi)$ e $K_p=(1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$. Rankine criticou a teoria da pressão de terras de Coulomb precisamente porque Coulomb não tratou o equilíbrio limite de massas terrosas em termos infinitesimais. A controvérsia, na realidade inútil do ponto de vista prático, ainda hoje continua. E foi-lhe ainda adicionada outra controvérsia: a dos investigadores que preferem os métodos elástico-plásticos aos métodos rígido-plásticos. Teoricamente os valores obtidos para o coeficiente de segurança deveriam ser os mesmos, porque na fase de rotura a componente elástica dos deslocamentos é desprezível perante a componente plástica.

2. DEFINIÇÃO DE COEFICIENTE DE SEGURANÇA

A segurança em relação ao equilíbrio limite é avaliada através de dois coeficientes: um γ_Q de majoração das acções e o outro de redução das características de resistência dos materiais, que no caso das terras são γ_φ para $\tan\varphi$ e γ_c para a coesão c .

3. POSIÇÃO DO PROBLEMA

Hoje há centenas de métodos de cálculo dos coeficientes de segurança para o equilíbrio de massas terrosas. Apesar disso, ainda há lugar para investigação, visto que nenhum desses métodos é suficientemente geral, rigoroso e não sujeito a dificuldades numéricas na sua aplicação prática.

Os métodos de cálculo dividem-se em dois grande grupos: os que tratam as massas terrosas como sistemas de corpos rígidos, tendo as ligações entre esses corpos atrito e coesão, e os que tratam as massas terrosas como corpos elástico-plásticos. Entre os primeiros várias famílias têm de ser consideradas: -i) As que tratam o equilíbrio em termos de forças generalizadas e de deslocamentos (ou velocidades de deslocamento). Dentro destes devem ser referidos: -a) Os métodos das fatias -b) os que usam a programação matemática (LP e NLP). -ii) as que tratam o equilíbrio em termos infinitesimais (tensões e extensões ou velocidades de extensão) conduzindo a equações diferenciais.

Como os maciços terrosos, na prática têm, em geral, geometrias complicadas e heterogeneidades, estas equações só podem ser resolvidas por métodos numéricos. O mais usado é o Método dos Elementos Finitos (FEM), o qual, neste caso, é designado por Método dos Elementos Finitos Rígidos (RFEM) (Zhang [3], Chen et al. [4]). Observa-se que, embora

estes últimos métodos comecem por tratar o problema em termos de tensões e extensões, acabam, depois de integração, por tratar os elementos rígidos como sistemas de corpos rígidos sujeitos a forças generalizadas (forças e momentos) e a deslocamentos generalizados (translações e rotações). As soluções rígido-plásticas em que em todos os pontos ou elementos são satisfeitas as equações de equilíbrio (Estática) e as inequações relativas às condições de plastificação ou de cedência da “estrutura” (massa terrosa) fornecem para o coeficiente de segurança F_s um limite inferior. As soluções em que em todos os pontos ou elementos são satisfeitas as equações de equilíbrio (Estática) sendo as inequações relativas às condições de plastificação ou de cedência da “estrutura” satisfeitas num número limitado de pontos ou elementos correspondentes a um mecanismo de rotura arbitrado, fornecem para o coeficiente de segurança, F_s , um limite superior. Em qualquer caso na fase plástica o campo das velocidades de extensão (ou velocidade de deslocamento) define o campo de tensões (ou de forças e momentos), mas a recíproca não é verdadeira. Nas interfaces entre elementos tem de existir continuidade de tensões (ou de forças) normais que têm no nosso caso de ser de compressão, mas a componente tangencial da velocidade de extensão (ou da velocidade de deslocamento) é, necessariamente descontínua, visto que haverá deslocamento relativo entre os dois lados da interface. Este deslocamento relativo é condição indispensável para mobilizar a resistência ao corte do material.

A análise por elementos finitos para a avaliação da estabilidade de taludes é feita em duas fases. Na primeira fase é activado o peso próprio do terreno para determinação do estado inicial de tensão e na segunda fase os parâmetros de resistência do terreno (c' e $\tan\phi'$) são reduzidos sucessivamente até ocorrer a rotura. Em cada passo do processo de cálculo temos valores reduzidos dos parâmetros de resistência do terreno dados por $c'_r = c'/F_s$ e $\tan\phi'_r = \tan\phi'/F_s$. Já no caso de túneis são necessárias quatro fases. Nas três primeiras fases simula-se a construção do túnel sendo a última fase semelhante à segunda fase da avaliação de estabilidade de taludes. As três primeiras fases constam do seguinte (Almeida e Sousa [5]):

- 1 – Determinação do estado de tensão inicial e a partir dele avaliação das forças nodais equivalentes aplicadas no contorno do túnel.
- 2 – Para tentar simular a deformação que ocorre antes da instalação do suporte é reduzida parte das forças instaladas ao longo do suporte. No exemplo 5 abaixo apresentado libertou-se 40% das forças.
- 3 – Tentando simular a deformação que ocorre com o suporte já instalado e resultante da transferência de tensões da zona escavada adiante da secção analisada, é libertada a tensão necessária para se anularem todas as forças inicialmente instaladas no contorno.

4. UM PROGRAMA GERAL PARA COMPUTADOR PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE F_s

Uma teoria geral para o cálculo dos coeficientes de segurança ao equilíbrio para massa terrosas carregadas será apresentada em breve por Martins [6]. Aqui apresentar-se-á apenas um programa para computador realizado na base do trabalho de Zhu et al. [7] o qual publicou um método geral das fatias para o cálculo de F_s . O método inclui, praticamente, todos os casos de superfícies de deslizamento de directriz circular e não circular. O programa foi elaborado

depois de uma longa experiência com programas para computador para calcular F_s para a estabilidade de taludes (Martins [8]).

A originalidade de Zhu et al. consistiu em supor à partida uma distribuição de tensões normais $\sigma^0(x)$ na superfícies de deslizamento, essa também arbitrada, e, por iteração, procurar uma distribuição de tensões normais final tal que, eventualmente, todas as equações de equilíbrio sejam satisfeitas em cada fatia em conjunto com as inequações de cedência de Mohr-Coulomb. Por outro lado procura-se um valor mínimo para o coeficiente de segurança $F_s = \gamma_\phi = \gamma_c$, partindo de um valor inicial F_{s0} , também razoavelmente arbitrado.

É bem sabido que o problema é estaticamente indeterminado em todos os métodos que usam superfícies de deslizamento de directriz não circular. Para tornar o problema determinado vários autores arbitram uma função $f(x)$, com valor nulo no primeiro e último pontos da massa deslizante e o valor unitário para a abcissa x num ponto central dessa massa. A função $f(x)$ é definida a menos de um factor λ o qual, em conjunto com F_s , é uma incógnita do problema. Experiências numéricas de todos os autores mostram que a forma de $f(x)$ é irrelevante para a solução final e, assim, foi adoptada a função seno por simplicidade. A função $\lambda.f(x)$ é multiplicada ou pela força horizontal $E(x)$ em cada fatia (Morgenstern e Price [9]), ou pela força vertical $T(x)$ em cada fatia (Correia [10]) ou pelo incremento $\Delta T(x)$ da força vertical em cada face da fatia (Martins et al. [11] e [12]). É feita uma actualização da distribuição das tensões normais $\sigma(x)$ em cada iteração usando a relação $\sigma(x) = \xi(x) \cdot \sigma_0(x)$, onde $\sigma_0(x)$ é a distribuição obtida na iteração anterior e $\xi(x)$ é uma função linear que toma o valor η_1 para $x=a$ (abcissa do primeiro ponto da massa deslizante) e η_2 para $x=b$ (abcissa do último ponto dessa massa). Zhu estabeleceu que, em princípio, na distribuição final de $\sigma(x)$ e, portanto, para o verdadeiro F_s , deve ser $\eta_1 = \eta_2 = 1.0$. Zhu diz que, para os casos que ele tratou, os resultados foram semelhantes aos obtidos com os programas já conhecidos (Fellenius [13], Bishop [14], Morgenstern & Price [9], Correia [10], etc.) e que o processo converge com um pequeno número de iterações. Ele não relata quaisquer dificuldades numéricas, encontradas e citadas algures por Morgenstern e Price. Com o programa para computador agora realizado verificou-se que a convergência depende não somente do valor de partida F_{s0} arbitrado para F_s , mas também do tipo de superfície deslizante escolhido. Também se confirmou que a condição $\eta_1 = \eta_2 = 1.0$, de facto, leva ao verdadeiro valor de F_s . Contudo, para certas superfícies deslizantes poligonais, a convergência para o verdadeiro valor de F_s encontra-se para $\eta_1 = \eta_2 \neq 1.0$, embora, necessariamente, maior que 0. Isto acontece porque a superfície de deslizamento tem de ser cinematicamente “admissível”, o que em cada caso não é fácil de escolher. Sabe-se que as superfícies de deslizamento de directriz circular e em espiral logaritmica são cinematicamente “admissíveis”, mas nada se sabe a respeito das superfícies de deslizamento de directriz poligonal, sobretudo em terrenos heterogéneos.

5. ALGUNS RESULTADOS

5.1 Exemplo 1

Pretende-se neste exemplo calcular a força mínima F a aplicar no centro de massa do bloco I no sistema de dois blocos rochosos com juntas cheias de solo brando (Fig. 1). Essa força é a

força de retenção dos blocos para que os mesmos não deslizem em conjunto.

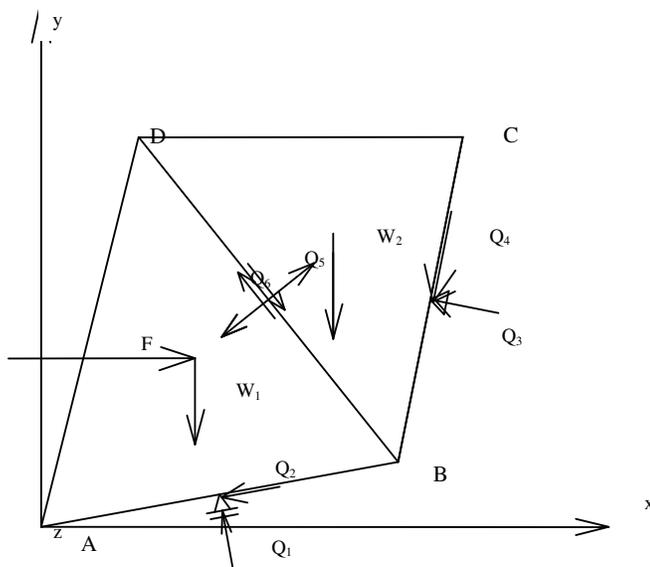


Figura 1. Coeficiente de segurança para blocos rochosos com juntas cheias de solo brando.

Supõe-se que o peso volúmico da rocha é $\gamma=22\text{kN/m}^3$, a coesão do solo $c=30\text{kN/m}^2$ e o ângulo de atrito $\phi=20^\circ$. As coordenadas dos nós em metros são: A(0,0); B(11,2); C(13,12); D(3,12). Na Tabela 1 são apresentados os resultados obtidos com o programa para computador agora elaborado.

Fellenius	Bishop	Morgenstern & Price	R. Correia
500	540	500	500

Tabela 1. Valores da força mínima F em kN.

Usando Programação Matemática achou-se, nas mesmas condições, $F=550\text{ kN}$ (Ver Martins et al. [15] e Martins et al. [12]).

5.2 Exemplo 2

Neste exemplo é analisada a estabilidade de um talude com $\beta=60^\circ$ (Zhang et al., [3], Fig. 2). O solo apresenta um peso volúmico $\gamma=20\text{kN/m}^3$, uma coesão $c=15.8\text{kN/m}^2$ e um ângulo de atrito $\phi=25^\circ$.

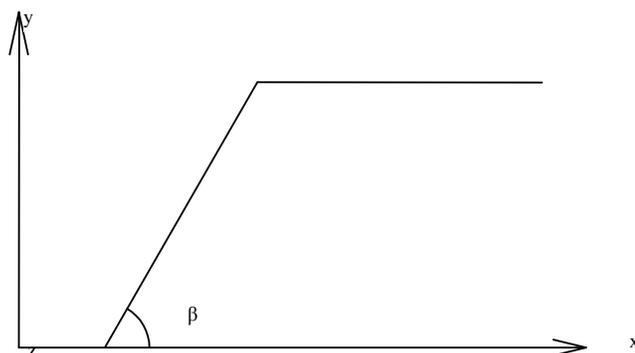


Figura 2. Estabilidade de um talude com $\beta=60^\circ$.

Os resultados obtidos com o programa para computador agora elaborado para $\gamma H/c$, correspondentes à altura máxima para que haja estabilidade são apresentados na Tabela 2

Fellenius	Bishop	Morgenstern e Price	R. Correia
12.78	13.04	13.00	13.00

Tabela 2. Valores de $\gamma H/c$

Zhang et al. usando RFEM e Programação Matemática acharam $\gamma H/c=13.68$. Os mesmos autores acharam também para o mesmo problema $12.20 < \gamma H/c < 12.74$ por vários métodos clássicos [14].

Na análise por elementos finitos obteve-se um valor um pouco inferior aos valores acima apresentados: $\gamma H/c=11.71$.

5.3 Exemplo 3

Neste caso é analisada a estabilidade de um talude infinito com $\tan\beta=V/H=1/2$ (Chen et al., [4]). O solo apresenta um peso volúmico $\gamma=9.8\text{kN/m}^3$, uma coesão $c=49.8\text{kN/m}^2$ e um ângulo de atrito $\phi=0.0^\circ$. Para uma superfície de deslizamento de directriz circular com centro afastado 25m do talude e raio $R=50\text{m}$, foram encontrados os resultados que se encontram na Tabela 3 com o programa agora elaborado.

Fellenius	Bishop	Morgenstern & Price	R. Correia
1.134	1.119	1.131	0.969

Tabela 3. Valores de F_s .

Chen et al. usando RFEM e Programação Matemática acharam, para uma superfície esférica do mesmo raio e a mesma posição do centro, $F_s=1.430$, e para vários outros métodos tridimensionais encontraram $1.388 < F_s < 1.480$. Observa-se que é fácil mostrar (Martins [16])

que uma superfície tridimensional de deslizamento dá sempre um F_s maior que a correspondente superfície bidimensional.

A análise por elementos finitos conduziu a um coeficiente de segurança igual a 0,986. Este valor foi retirado do patamar do gráfico da Figura 3 que representa a evolução do coeficiente de segurança em função do deslocamento do ponto A situado no talude. Como se vê este valor encontra-se dentro da gama de valores apresentada na Tabela 3. Na Figura 4 estão representados os vectores dos incrementos dos deslocamentos na rotura.

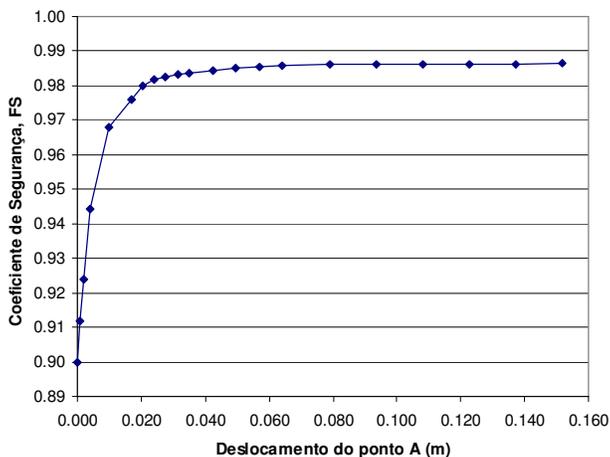


Figura 3. Deslocamentos do ponto A.

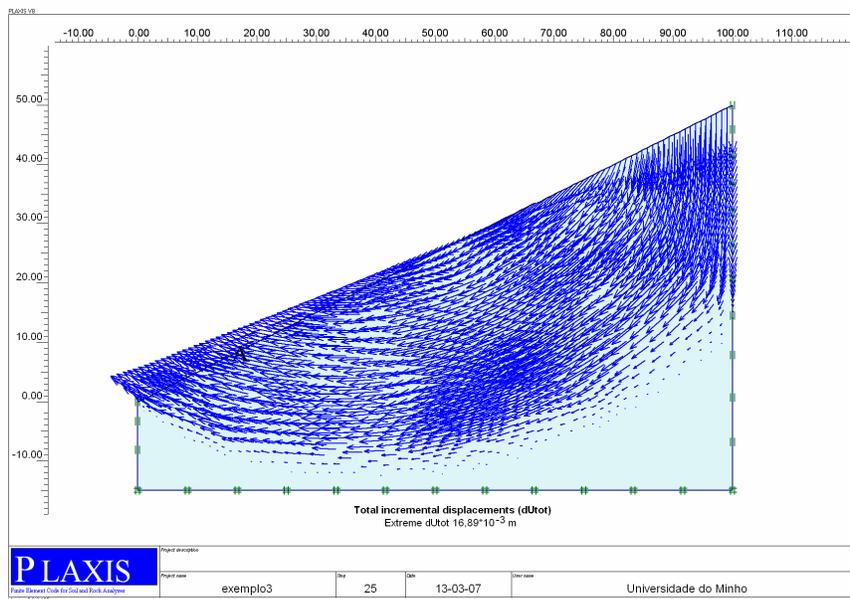


Figura 4. Incrementos dos deslocamentos.

5.4 Exemplo 4

Aqui é analisada a estabilidade de um talude heterogéneo com $\tan\beta=1/2(V/H)$ (Chen et al., [4], Fig. 5). O solo da camada superior apresenta um peso volúmico do solo $\gamma=18.8\text{kN/m}^3$, uma coesão $c=29\text{kN/m}^2$ e um ângulo de atrito $\varphi=20.0^\circ$. O solo da camada inferior apresenta $c=0$ e $\varphi=10^\circ$. Os resultados da Tabela 4 foram encontrados com o programa agora elaborado para uma superfície de deslizamento composta (Fig. 5).

Na análise por elementos finitos obteve-se um coeficiente de segurança igual a 1,271 que é da ordem de grandeza do obtido com o programa agora apresentado para o método de Morgenstern e Price. Na Figura 6 é apresentada a evolução do coeficiente de segurança com o deslocamento do ponto A situado no pé do talude (Fig. 7). Na Figura 7 são apresentados os incrementos dos deslocamentos no estágio final do cálculo.

Fellenius	Bishop	Morgenstern & Price	R. Correia
1.342	1.342	1.256	1.373

Tabela 4. Valores de F_s .

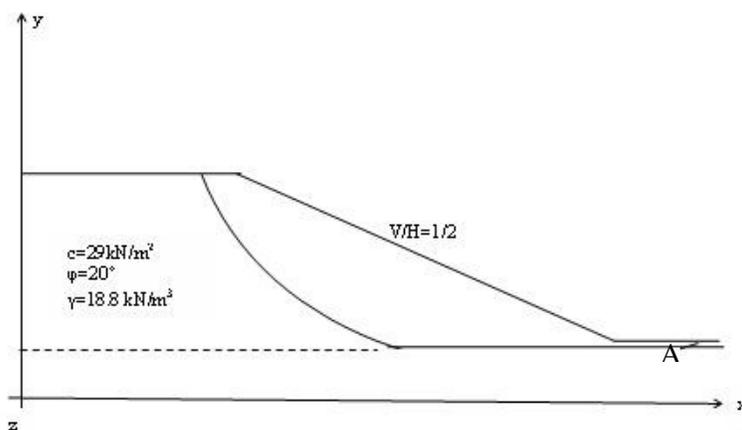


Figura 5. Superfície de deslizamento composta em solo com coesão e ângulo de atrito.

Chen et al. usando RFEM e Programação Matemática acharam, para uma superfície de deslizamento esférica composta, com o mesmo raio e a mesma posição do centro, $F_s=1.656$, e para vários outros métodos tridimensionais encontraram $1.607 < F_s < 1.620$. Observa-se, como antes, que uma superfície tridimensional de deslizamento dá sempre um F_s maior que a correspondente superfície bidimensional.

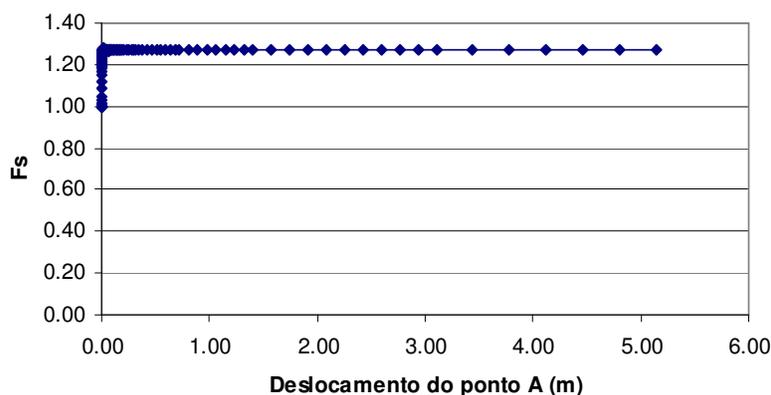


Figura 6. Deslocamentos do ponto A.

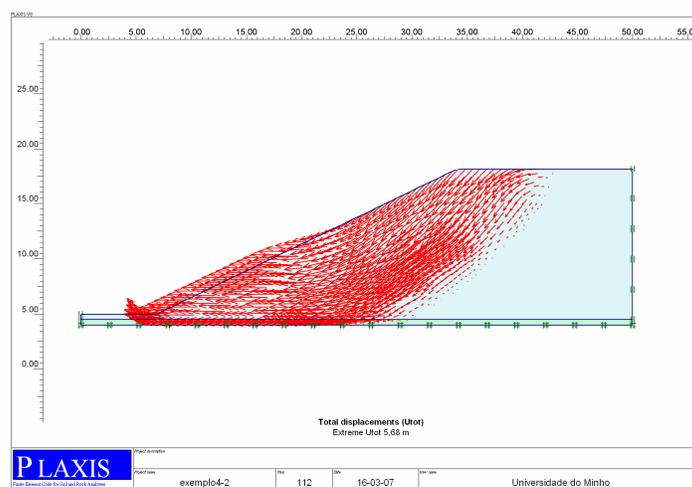


Figura 7. Incremento dos deslocamentos.

5.5 Exemplo 5

Neste exemplo é analisada a estabilidade de um túnel pouco profundo (Gioda [17], Szechy [18] e Terzaghi [19]).

Trata-se de um túnel com uma secção aproximada de 32 m² com a aresta do coroamento a 20m de profundidade e com uma carga à superfície do terreno de 41 kN/m² (Fig. 8) O solo é homogéneo apresentando um peso volúmico $\gamma=19.0\text{kN/m}^3$, uma coesão $c=20\text{kN/m}^2$ e um ângulo de atrito $\phi=30.0^\circ$.

Na modelação por elementos finitos considerou-se um módulo de deformabilidade $E=50\text{MPa}$, coeficiente de Poisson $\nu=0.35$ e coeficiente de impulso em repouso $K_0=0.5$.

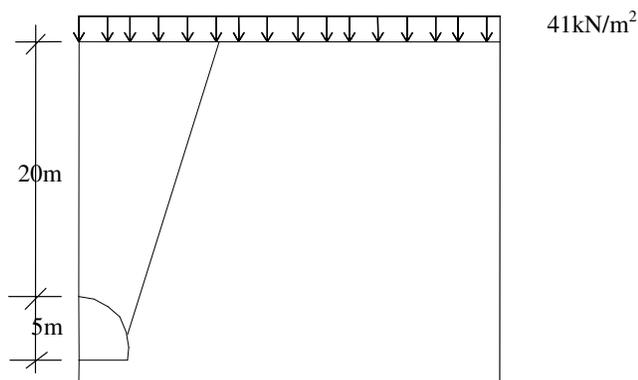


Figura 8. Túnel pouco profundo. Superfície plana de deslizamento lateral.

Foi atribuído ao solo um comportamento elástico linear perfeitamente plástico, definido até à rotura por um módulo de deformabilidade independente dos níveis de tensão ou de deformação. A rotura foi controlada pelo critério de Mohr-Coulomb. No que respeita ao suporte, admitiu-se um comportamento elástico, linear e isotrópico, caracterizado pelos seguintes valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson: $E = 10\text{GPa}$; $\nu = 0,2$. A espessura do suporte foi considerada igual a $0,25\text{ m}$.

No programa agora elaborado a carga à superfície foi simulada por uma camada horizontal de solo com $2,16\text{ m}$ de espessura sendo a coesão $c=0,0\text{kN/m}^2$, o ângulo de atrito $\phi=0,0^\circ$ e o peso volúmico $\gamma=19,0\text{kN/m}^3$.

Experimentaram-se inicialmente várias superfícies de deslizamento de directriz circular e usaram-se os métodos clássicos de Fellenius e de Bishop deduzindo-se daí a superfície de directriz circular que dava o menor valor para F_s (F_s Bishop =1.42; F_s Fellenius =1.10). Inscreveu-se depois nessa superfície circular mais desfavorável uma poligonal com 15 pontos e usou-se o programa agora elaborado tendo-se obtido os resultados da Tabela 5.

Fellenius	Bishop	Morgenstern & Price	R. Correia
1.08	1.03	0.98	0.92

Tabela 5. Valores de F_s para deslizamento lateral (superfície poligonal circular).

Posteriormente substituiu-se a poligonal inscrita na superfície de deslizamento de directriz circular mais desfavorável pela superfície de deslizamento plana mais desfavorável tendo-se obtido os resultados da Tabela 6.

Fellenius	Bishop	Morgenstern & Price	R. Correia
0.92	0.94	0.88	0.83

Tabela 6. Valores de F_s para deslizamento lateral (superfície plana).

Exercício igual foi feito para a estabilidade da frente de escavação, tendo-se obtido os resultados da da tabela 7, para a superfície poligonal circular mais desfavorável; e os resultados da tabela 8 para a superfície de deslizamento plana mais desfavorável.

Fellenius	Bishop	Morgenstern & Price	R. Correia
1.08	1.03	0.93	0.93

Tabela 7. Valores de F_s para deslizamento frontal (superfície poligonal circular).

Fellenius	Bishop	Morgenstern & Price	R. Correia
1.12	1.10	0.96	0.95

Tabela 8. Valores de F_s para deslizamento frontal (superfície plana).

Na análise por elementos finitos só contemplou o deslizamento lateral tendo sido observada a evolução do F_s de segurança com o deslocamento de um ponto situado acima do coroamento do túnel. Constatou-se que só ocorre instabilidade numérica para valores de F_s bastante superiores aos apresentados nas Tabelas 5 e 6. Mesmo para um incremento do deslocamento de 1 mm o coeficiente de segurança é de 1.52 (Fig. 9). De realçar que uma série de pontos que plastificaram se orientam de acordo com a linha apresentada na análise efectuada pelo programa agora apresentado (Fig. 10).

Na tentativa de melhor compreender o andamento da curva da Figura 9 fez-se a sua análise para incrementos do deslocamento no ponto situado acima do coroamento do túnel inferiores a 1 mm. Essa parte da curva é apresentada na Figura 11 e é possível identificar na mesma um patamar cujo valor de F_s se situa em torno de 1. Este valor já se encontra mais próximo dos apresentados nas Tabelas 5 e 6.

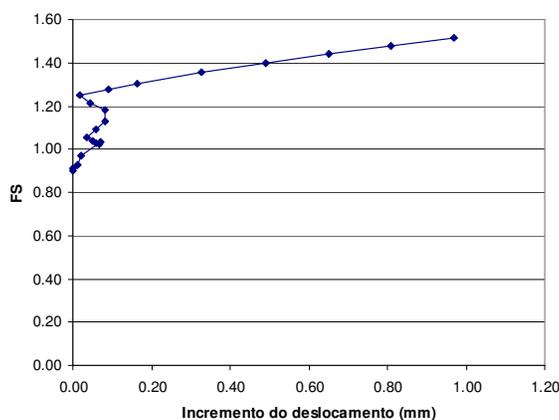


Figura 9. Coeficiente de segurança em função do incremento do deslocamento de um nó acima do coroamento do túnel

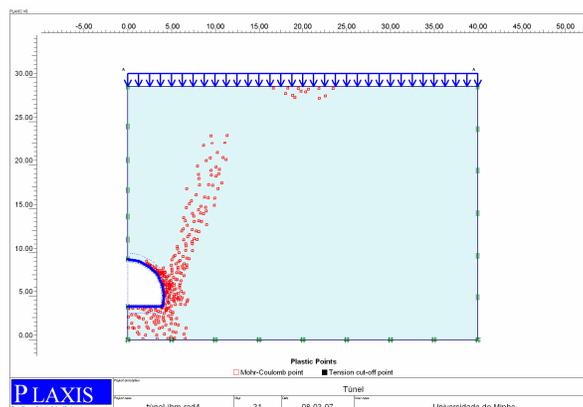


Figura 10. Pontos plásticos correspondentes a um coeficiente F_s igual a 1.52.

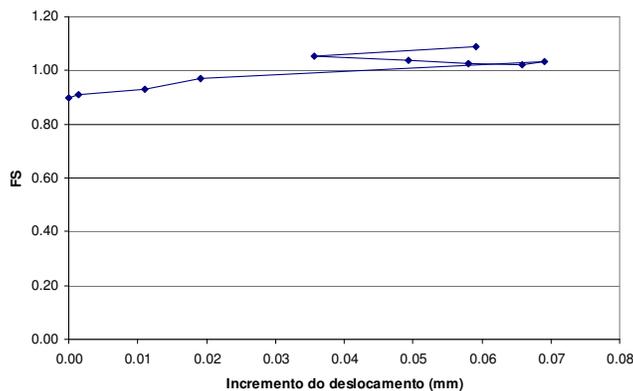


Figura 11. Parte inicial da curva do coeficiente de segurança em função do incremento do deslocamento de um nó acima do coroamento do túnel.

6. RESULTADOS COM UM PROGRAMA QUE USA UMA REDE DE BLOCOS E PROGRAMAÇÃO NÃO LINEAR.

Para o cálculo de F_s no exemplo da escavação de um túnel o primeiro autor elaborou um programa que usa uma rede de blocos e Programação não Linear concebido da forma seguinte:

- 1. Achou a superfície não circular de deslizamento mais desfavorável, pelos métodos das fatias.
- 2. A massa de solo deslizante definida por essa superfície (massa terrosa “crítica”), foi dividida em blocos (triangulares e quadrangulares). Entre dois blocos contíguos e nas ligações ao exterior foram admitidos a meio das faces pontos de contacto com ligações duplas (rótulas cilíndricas).

- 3. Conceberam-se, dessa forma configurações isostáticas de blocos e juntas.
- 4. Calcularam-se então os esforços normal e tangencial em cada junta.
- 5. De acordo com o critério de plastificação de Mohr-Coulomb foi calculada a resistência disponível $R(k)$ na junta k :

$$R(k) = Q(n,k) * (\tan\phi' / F_s) + LJ(k) * c' / F_s \quad (1)$$

onde

$Q(n,k)$ = força normal interna na junta k ;

$LJ(k)$ = comprimento da junta.

Do valor da diferença

$$r(k) = R(k) - Q(t,k) \quad (2)$$

calcula-se F_s em cada junta k e tira-se o mínimo de todas as juntas.

Como se trata de um limite inferior para F_s , há que experimentar várias configurações isostáticas de blocos e juntas e escolher o maior desses mínimos.

O cálculo de F_s feito por esta forma deu $F_s = 1.01$ para o deslizamento lateral do túnel e $F_s = 1.07$ para o deslizamento frontal

7. DISCUSSÃO

7.1 Os exemplos apresentados mostram que o programa para o cálculo de F_s pelos vários métodos das fatias dá bons resultados práticos. Todavia, verifica-se que recomendável calcular F_s por diversos métodos e comparar resultados.

7.2 No caso do método geral das fatias os valores de F_s reais exigem $\beta = \beta_1 = \beta_2$ próximo de 1.0. Se os valores de β se afastarem muito de 1.0, diga-se, menores que 0.8 ou maiores que 1.2, e se modificando F_{s0} (valor de partida de F_s) não se conseguem valores dentro desse intervalo, há que modificar a superfície de deslizamento arbitrada, porque ela está longe de ser “cinematicamente admissível”.

7.3 O método da Programação Matemática usado dá também valores para F_s aceitáveis (valores de limite inferior), mas exige escolha apropriada para a configuração isostática de blocos e juntas. Em nenhuma junta pode o esforço normal ser de tracção. Em qualquer caso, devem experimentar-se várias configurações de blocos e juntas, modificando apropriadamente a posição dos nós da rede de blocos e o número deles. O número de blocos não deve ser muito inferior à dezena.

7.4 As soluções elástico-plásticas usando o método dos elementos finitos (FEM, programa PLAXIS), dão resultados semelhantes aos dos métodos rígido-plásticos, como era de esperar, visto que na fase de rotura a componente elástica dos deslocamentos é desprezível perante a componente plástica.

8. CONCLUSÕES

8.1 No caso da procura do menor F_s pelo método geral das fatias, começar por determinar a superfície de deslizamento circular que dá o menor F_s usando métodos clássicos de Fellenius e Bishop parece ser o melhor caminho a seguir para obter com segurança o menor F_s .

8.2 O cálculo de F_s teoricamente mais rigoroso é o da Programação Matemática. Porém, esse método exige que se encontre uma configuração isostática de blocos e juntas apropriada. Isso não é difícil para um engenheiro experiente em Geotecnia ou Estruturas.

8.3 Se a configuração de elementos estruturais (triângulos e quadriláteros) arbitrada for mal escolhida: hipostática ou “quase” hipostática, isso levará a instabilidade numérica na resolução do sistema de equações de equilíbrio estático correspondente e conseqüentemente a valores oscilantes para F_s ou absurdos. Isto acontece no método de Programação Matemática e também no método das fatias quando a superfície de deslizamento escolhida (que, alias, também entra implicitamente no método de Programação Matemática) estiver longe de ser cinematicamente compatível..

8.4 No caso da escavação de túneis pouco profundos a situação mais desfavorável quanto a estabilidade é, em geral, o deslizamento lateral e não o da face frontal da escavação, como muitas vezes se pensa. A estabilidade da frente de escavação só é pior que a estabilidade lateral porque, para solos areno-argilosos não aquíferos, não é feito o reforço do solo em avanço da escavação, enquanto que lateralmente se faz sempre o revestimento do túnel logo após a escavação. Por outro lado, embora a estabilidade da frente de escavação devesse ser tratada em termos tridimensionais, o cálculo em 2D dá um F_s menor que o cálculo em 3D.

8.5 A existência de interfaces ou juntas de solo (ou rocha) com características de resistência e rigidez muito desiguais entre os terrenos dos dois lados de cada interface, é fonte de instabilidades numéricas em todos os métodos, incluindo o método dos elementos finitos (FEM). como seria de esperar. Porém, com sentido prático e usando os vários métodos apresentados, é possível chegar a valores seguros para F_s .

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia. Projecto POCI/ECM/57495/2004 – Risco Geotécnico em túneis para comboios de alta velocidade.

REFERÊNCIAS

- [1] C. A. Coulomb, “Essais sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatives à l’Arquitecture”. *Memoirs Academie Royal Pres Division Sav.*7, Paris (1776).
- [2] W. J. M. Rankine, “Earth pressure theory”, *Phil. Trans. of the Royal Soc.*, London (1857).
- [3] Xiong Zhang, “Slope stability analysis based on rigid finite element method”, *Géotechnique*, Vol. **49**, N°5, pp. 585-593, (1999).
- [4] J. Chen, J-H Yin e C. F. Lee, “A three-dimensional upper-bound approach to stability analysis based on RFEM”, *Géotechnique*, Vol. **55**, N°7, pp. 549-556, (2005).

- [5] J. Almeida e Sousa e F. Marques, *Fenomenologia associada à construção de túneis superficiais*. Sociedade Portuguesa de Geotecnia e Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra eds., *Curso sobre túneis em meios urbanos*, Coimbra, 5 - 6 Abril. (2001).
- [6] J. B. Martins, Limit equilibrium (EQU) of loaded earth masses. Deterministic evaluation for its safety. Artigo a ser publicado em 2008.
- [7] D. Y. Zhu, C. F. Lee e H. D. Jiang, “Generalized Framework of Limit Equilibrium Methods for Sole Stability Analysis”, *Géotechnique* Vol. **53**, Nº.4, pp. 377-395, (2003).
- [8] J. B. Martins, “A flexible program for automatic analysis of the stability of slopes”, *Engineering Geology*, Amsterdam, NL, (1968).
- [9] N. R. Morgenstern e V. E. Price, The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique* Vol. **15**, Nº.1, pp. 79-93, (1965).
- [10] R. M. Correia, *A Limit equilibrium method of slope stability analysis. Proc. 5th Int. Symp. Landslides*. Lausanne (1988), pp. 595-598.
- [11] J. B. Martins e E. Beirão Reis, *Um método de avaliação da segurança em relação ao colapso de massas de solo e rocha com juntas*. Relatório. Nº102, Dep. Engenharia Civil Universidade do Minho, Braga, Portugal (1982), 10 p.
- [12] A. C. Matos, J. B. Martins, e J. Quintanilha Menezes, *Stability of soil and rock masses evaluated in microcomputers. Comparison of safety factor obtained by different methods*. EPMESC II , Guangzhou, China (1987), pp. 541-544.
- [13] W. Fellenius, *Calculation of the stability of earth dams, Proc. 2nd Cong. Large Dams*, Washington, 4 (1936), pp. 445-462.
- [14] A. W. Bishop, The use of the circle slip surface in the stability analysis of earth slopes. *Géotechnique* 5, Nº.1, pp. 7-17, (1955).
- [15] J. B. Martins e P.S. Marques, *Calcul par programmation linéaire des murs de soutènement renforcés. Coloque “Renforcement en place des sols et des roches*, ENPC, DFCAI (Direction de la Formation Continue et de l’Action Internacional), Paris (1984), pp. 9-11.
- [16] J. B. Martins, *Fundações*, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, Livro de texto para os estudantes do 5º de Eng^a. Civil (1991), 380 p.
- [17] G. Gioda, *Rock Mechanics*, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, Notas de texto para os estudantes do Mestrado em Eng^a. Civil (1999), 200 p.
- [18] K. Szechy, *The art of tunneling*, Akademiai Kiado, Budapest, (1973).
- [19] K. Terzaghi, *Introduction to tunnel geology*, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio, (1946).