

SEGURANÇA E COEFICIENTE DE SEGURANÇA EM GEOTECNIA

Safety and safety factor in geotechnique

por
ÚLPPIO NASCIMENTO*
CASTEL BRANCO FALCÃO**

RESUMO - Chama-se a atenção para a grande diversidade de valores de coeficientes de segurança praticados em Geotecnia e salienta-se que isso não significa necessariamente diferentes seguranças nas respectivas obras, isto é, diferentes probabilidades de ruína.

Analisa-se a influência do tamanho da superfície de rotura por corte no valor do coeficiente de segurança e mostra-se com um exemplo que à medida que esse tamanho aumenta menor será o coeficiente de segurança correspondente a uma dada segurança.

Analisa-se depois o caso de terrenos frágeis, que exibem resistência de pico, mostrando-se que a eventual consideração dessa resistência nos cálculos de estabilidade implica a adopção de maiores coeficientes de segurança; e conclui-se que, por essa razão, tais cálculos só terão justificação se a resistência de pico for acentuadamente superior à resistência residual.

SYNOPSIS - Attention is called to the great diversity of values of the safety factor used in Geotechnique, it being emphasized that such a diversity does not necessarily imply differences in safety, i.e. different probabilities of failure, for the corresponding works.

The influence of the magnitude of the shearing-failure surface over the value of the safety factor is then considered and, by means of an example, it is shown that as that magnitude increases the safety factor corresponding to a given safety decreases.

Finally in a study of brittle soils, which present a peak strength, it is shown that higher safety factors have to be adopted for taking that strength into account in the stability computations, the conclusion then being that peak strength need not be considered unless it markedly exceeds residual strength.

*Eng^o Investigador, Chefe do Serviço de Geotecnia do LNEC

**Eng^o Estagiário para Especialista do LNEC

1 - INTRODUÇÃO

Em Geotecnia são usuais valores de coeficientes de segurança muito variáveis que vão desde 6, ou até mais, no dimensionamento de fundações por estacas, até à unidade, no projecto de maciços de montante de barragens de terra constituídos por terrenos relativamente permeáveis. No entanto, a ta grandes diferenças de coeficientes de segurança não correspondem, necessá riamente, diferentes seguranças das respectivas obras, pois que tais coe ficientes, não são mais que valores que permitem a realização de dimensio namentos de uma forma prática, procurando conduzir à obtenção da seguran ça mais conveniente para a obra, mas sem que entre esses valores e a pro babilidade de ruína haja a mesma correspondência em todos os tipos de obras.

Com efeito, é a probabilidade de ruína que mede na verdade a seguran ça duma obra; entendendo-se que a obra atinge a ruína quando se torna inú til para os fins para que foi construída e que a probabilidade de ruína se refere à duração para que ela foi projectada.

A escolha do coeficiente de segurança de uma obra geotécnica, em que se usa um certo método de cálculo, é normalmente baseada: no comportamento observado em muitas obras calculadas usando o mesmo método e utilizando coe ficientes conhecidos, no bom senso e experiência do projectista, no número e qualidade de informações que o mesmo dispõe e na segurança com que se pre tende construir a obra.

Então cada tipo de obra e cada método de cálculo estabelece uma certa escala de correspondência entre probabilidade de ruína e coeficiente de se gurança, escala essa que depende ainda: das dimensões da obra, da precisã o com que se conhecem as propriedades dos materiais que a constituem e das solicitações que nela actuam. Não há, pois, uma correspondência entre se gurança e coeficiente de segurança que seja válida para todas as obras e para todos os métodos de cálculo. Assim, é da maior importância conhecera a maneira de poder estimar a probabilidade de ruína de uma obra dimensionada de acordo com um certo método de cálculo e desenvolver esforços para co nhecer a relação que existe entre esta e o coeficiente de segurança utili zado no projecto.

Neste trabalho procura dar-se uma contribuição nesse sentido, no que respeita a obras geotécnicas, chama-se a atenção para algumas caracterís ticas peculiares dessas obras e apresentam-se sugestões para investigaões que possibilitem quantificar de uma forma mais correcta a sua segurança.

2 - AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE UMA OBRA

Considere-se uma estrutura como sendo um corpo ou conjunto de corpos capaz de oferecer resistência mecânica à acção de solicitações, sendo estas todas as causas susceptíveis de alterar o seu estado de tensão ou de deformação.

Para determinar a probabilidade de ruína de uma dada estrutura considere-se uma população de estruturas análogas carregadas por um sistema de solicitações que actua durante o tempo para que ela foi projectada. As solicitações irão provocar na estrutura um efeito quantificável pelo valor S que toma uma variável X, valor que deverá ser inferior a R, valor máximo de X admissível na obra, para que não se dê a ruína.

Em Geotecnia, a variável X é em geral o esforço total numa dada superfície da obra mas também acontece muitas vezes ser um deslocamento num ponto desta.

Os métodos que permitem obter para uma certa obra, a partir das solicitações aplicadas, o valor de S e, a partir das propriedades dos materiais que a constituem e eventualmente das solicitações actuantes, o valor de R, são os que efectivamente se usam no dimensionamento prático das diversas estruturas, dependem do tipo destas e, evidentemente, poderão ser melhorados com o desenvolvimento geral das teorias da Geotecnia.

Considere-se serem as quantidades R e S, obtidas para a população de estruturas, aleatórias e terem funções de distribuição definidas como segue:

$$\begin{aligned} F_s(X) &= \text{Probab}(S < X) \\ F_r(X) &= \text{Probab}(R < X) \end{aligned} \quad (1)$$

A estas funções de distribuição corresponderão as densidades de probabilidade:

$$\begin{aligned} f_s(X) &= F'_s(X) \\ f_r(X) &= F'_r(X) \end{aligned} \quad (2)$$

que se apresentam na figura 1.

Desde que as funções de distribuição F_s e F_r sejam independentes, o que como se verá só em certos casos ocorrerá em Geotecnia, a probabilidade de ruína da obra será:

$$\text{Probab } R = \text{Probab}(S > R) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_s(X) \cdot F_r(X) dX \quad (3)$$

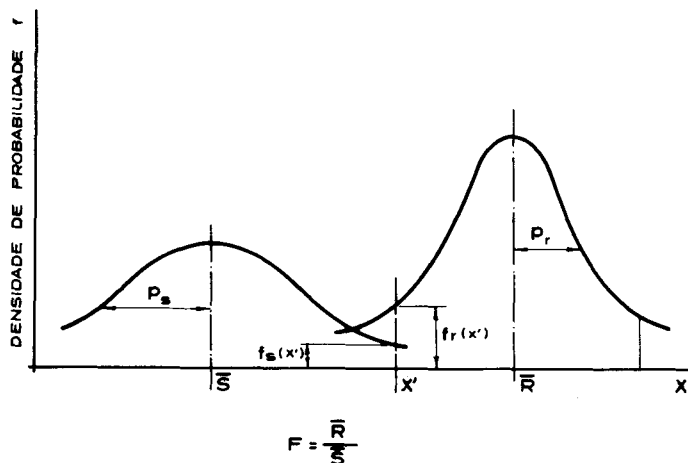


Fig. 1 - Densidades de probabilidades dos valores de S e R.

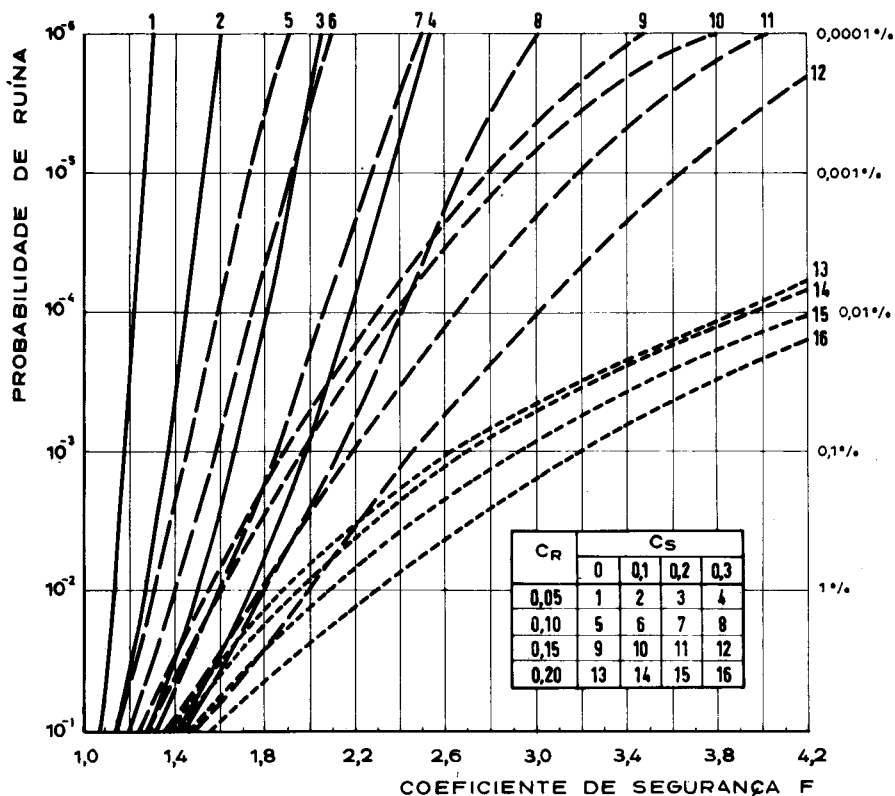
Conhecidas as distribuições f_r e f_s , o valor de Probab R pode ser calculado em função dos parâmetros que definem aquelas distribuições, o que já foi feito em diversos casos. (Ferry Borges 1967).

Na figura 2 apresenta-se um ábaco para o caso de ambas as distribuições serem normais e observa-se nele, não só os efeitos que na probabilidade de ruína têm as dispersões com que é possível conhecer os valores de S e R, mas também a influência que nela tem o valor do coeficiente de segurança tomado para o dimensionamento. É importante notar que o valor de F indicado na figura 2 é o de um coeficiente de segurança definido como uma relação entre os valores médios das distribuições:

$$F = \frac{\bar{R}}{\bar{S}} \quad (4)$$

que se denomina de central, pois outras definições se poderiam ter tomado, o que evidencia a necessidade de, conhecidas as funções de distribuição referidas, definir aquilo a que se chama coeficiente de segurança.

O coeficiente de segurança central é de utilização adequada no dimensionamento de obras geotécnicas porque estas são calculadas muitas vezes por meio de modelos em que se supõe que o valor do esforço existente numa superfície é obtido por somatório dos esforços elementares mobilizáveis nas diversas zonas dessa superfície. Também se usam, por vezes outros tipos de



AS DIFERENTES CURVAS CORRESPONDEM AOS COEFICIENTES DE VARIAÇÃO INDICADOS NA FIGURA PARA OS ESFORÇOS RESISTENTES (C_R) E SOLICITANTES (C_S) SUPONDO-SE NORMAIS AMBAS AS DISTRIBUIÇÕES DESTES ESFORÇOS.

Fig. 2 - Relação entre coeficientes de segurança e probabilidade de ruína

coeficientes no dimensionamento das obras, baseados nas relações dos valores R^* e S^* correspondentes a determinados quantilhos de probabilidade.

Assim, por exemplo, em estruturas de materiais frágeis é corrente o uso destes coeficientes, adoptando-se em estruturas de betão um coeficiente de segurança de projecto correspondente a uma relação entre um valor de R^* tal que a probabilidade de ser excedido é de 0,995 e um valor de S^* que tem uma probabilidade de 0,95 de ser superior aos efeitos das solicitações aplicadas à estrutura.

Em Geotecnia também se têm feito dimensionamentos baseados em coeficientes deste tipo. Assim, algumas vezes, as obras são dimensionadas por forma a que a sua eficiência de segurança seja igual à unidade, definindo-se esta pela relação

$$Es = \frac{R^*}{S^*} = \frac{\bar{R} - \Delta R}{\bar{S} + \Delta S} = 1 \quad (5)$$

(Nascimento, 1952)

Como se verifica, a eficiência de segurança não é mais que um coeficiente de segurança do tipo atrás referido, que obriga as curvas de distribuição dos R e S a ficarem com os seus valores médios afastados de $\Delta R + \Delta S$, pois quando se fazem os dimensionamentos obriga-se Es a ser igual à unidade.

Evidentemente que atendendo a (4) e (5) o coeficiente de segurança central será:

$$F = \frac{1 + \delta_s}{1 - \delta_r} \quad (6)$$

sendo $\delta_s = \Delta S / \bar{S}$ e $\delta_r = \Delta R / \bar{R}$ os desvios relativos que permitem obter a probabilidade de ruína desejada.

Esta forma de proceder resulta da possibilidade prática, que muitas vezes o projectista tem, de avaliar os valores δ_r e δ_s adequados a um dado caso em função da informação de que dispõe e com base na sua experiência de obras semelhantes. (Nascimento, 1952 e 1965).

A razão porque se tomam muitas vezes coeficientes de tipo diferente é, evidentemente, de ordem prática e visa, através da utilização de um valor do coeficiente definido de forma conveniente, conseguir um dimensionamento que atenda aos métodos de cálculo utilizados, às propriedades dos materiais e suas distribuições aproximadas e forneça a segurança conveniente para a obra.

Já que são usados coeficientes de muitos tipos as escalas de correspondência entre probabilidade de ruína e coeficiente de segurança serão forçosamente muito diferentes, não fazendo portanto sentido comparar directamente os valores destes.

3 - OS MODELOS USADOS EM GEOTECNIA E OS COEFICIENTES DE SEGURANÇA A QUE CONDUZEM

De uma forma geral, os modelos de cálculo usados em Geotecnia são ainda bastante toscos, pois só recentemente o desenvolvimento de métodos numéricos, permitido pela utilização dos computadores digitais, tornou possível a utilização de modelos mais racionais. Há, então, necessidade de deseenvolver modelos que sejam o mais perfeitos possível e fazer a quantificação dos parâmetros que neles intervêm através de ensaios que os possam determinar com exactidão.

Na maior parte dos casos é ainda difícil conhecer de uma forma razoávelmente correcta a segurança das obras, pois, os métodos de cálculo usados fornecem valores de R e S que se afastam por vezes muito da realidade. Ao fazer dimensionamentos o projectista usa muitas vezes modelos que fornecem valores de S excessivamente grandes e valores de R que contrapõe aos primeiros por vezes demasiadamente pequenos o que o leva a utilizar coeficientes de segurança baixos. É o caso do citado dimensionamento de barragens de terra. Noutros casos sabe-se pela experiência acumulada que os modelos usados fornecem valores de R normalmente superiores aos reais, e como consequência usam-se coeficientes altos. É o caso de certos métodos de determinação da capacidade de carga de estacas. Enfim, tudo se passa como se os métodos de cálculo deslocassem as curvas de distribuição F_r e F_s por forma a alterar-lhes os valores médios, conhecendo-se em que sentido essas alterações se fazem mas não se sabendo quantificá-las.

Desta forma, compreende-se facilmente que são os modelos usados nos cálculos de obras geotécnicas que determinam a ordem de grandeza dos coeficientes de segurança a utilizar. Não terá pois, por agora, muito sentido o emprego generalizado de métodos estatísticos no estudo destes problemas, embora se reconheça a necessidade de aplicá-los em certos casos em que isso se mostre razoável; tanto mais que tais estudos permitirão obter uma melhor compreensão dos problemas em jogo e, até, segundo as circunstâncias, fazer pequenas correcções aos coeficientes normalmente usados.

4 - EFEITO NA SEGURANÇA DA DISPERSÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO TERRENO E DO TAMANHO DA SUPERFÍCIE DE ROTURA

Para analisar a influência na segurança da dispersão das características do terreno e do tamanho da superfície de rotura, estude-se um caso muito simples de escorregamento planar em que portanto a cinemática de rotura é uma translação sobre o plano de escorregamento.

Considere-se o maciço da figura 3 dividido em n fatias verticais de largura e comprimento igual a L , tal que a fatia defina uma zona da superfície de rotura que se supõe ser a mínima que é possível amostrar.

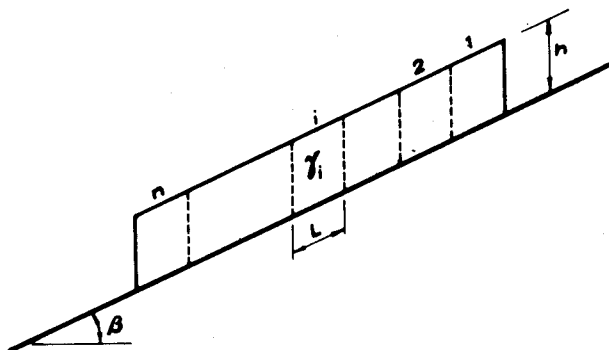


Fig. 3 - Esquema de um escorregamento planar

Se o maciço for constituído por um só terreno e for suficientemente extenso, obter-se-iam através de uma amostragem completa de todas as fatias as distribuições das propriedades desse material. Note-se, desde já, a necessidade básica de para um determinado problema geotécnico conhecer as distribuições daquilo a que se pode chamar um único terreno e os limites em que variam os parâmetros que as definem.

Será à custa dum trabalho experimental muito grande, implicando um número elevado de amostragens em diversas obras do tipo da que se pretende estudar, que tal objectivo será alcançado. Esse trabalho já foi efectuada em alguns casos e por exemplo, numa barragem de terra bem controlada (Davis 1953; Turnbull et al. 1966) o coeficiente de variação do peso específico era para cada tipo de solo de 2% a 4% e o teor em água de colocação

de 5% a 15%, apresentando ambas as propriedades distribuições normais.

Noutros casos tem-se verificado ser possível conhecer as características de resistência de um dado solo, a partir do seu peso específico e teor em água, e que tais características não dependem muito do modo de fazer a compactação (Seed and Cham, 1961; Holtz and Ellis, 1963). O ângulo de atrito interno varia, então em correspondência com o peso específico do material e verifica-se apresentar também distribuição normal com coeficientes de variação de 10 a 15% (Lumb, 1966).

A coesão apresenta, para argilas normalmente consolidadas, uma distribuição logarítmica normal e, para as sobre-consolidadas, uma distribuição normal com coeficientes de variação da ordem de 20 a 30% (Lumb, 1966; Wu and Kraft 1967; Ward et al 1965; Hooper and Butler 1966). Contudo pode ser verificado que a diferença entre estes dois tipos de distribuições pode ser desprezável quando os coeficientes de variação são pequenos. (Hald, 1952).

Ao dimensionar o maciço da figura haverá que procurar o valor das grandezas S e R que neste caso poderão ser o esforço actuante na superfície de escorregamento e a resistência máxima nela mobilizável. Pode-se desde já notar que as distribuições dos esforços R e S vão ser afectadas por duas razões: uma deve-se ao facto de o maciço ter uma certa dimensão e de serem aleatórias as propriedades do terreno que intervêm no método de cálculo; a outra resulta do desconhecimento dos valores médios das propriedades do terreno, pois, a informação de que se dispõe num determinado dimensionamento é baseada na amostragem dum número restrito de fatias.

Conhecidos os valores médios das propriedades do terreno, a influência das dispersões destes na probabilidade de ruína de um maciço de certo tamanho, pode ser avaliada através do conhecimento das distribuições dos R e S para uma população das mesmas dimensões e onde as propriedades de cada fatia são tomadas aleatoriamente de uma população de conjuntos destas propriedades convenientemente escolhidas, por forma a que os valores assim obtidos, se o número de fatias for muito grande, correspondam às distribuições das diferentes propriedades e apresentem entre elas as correlações que se verificam realmente no maciço.

A influência da dimensão do maciço será obtida fazendo o cálculo para diversas dimensões deste.

Considere-se, então, o maciço da figura 3 de altura h e inclinação uniformes, constituído por n fatias definindo cada uma área $L \times L$ na

superfície de escorregamento

O peso de uma fatia, sendo γ_i o peso específico de cada fatia, será:

$$L^2 h \gamma_i \cos \beta \quad (7)$$

Supondo que a única solicitação actuante é a do peso próprio o esforço actuante na superfície de escorregamento será a soma dos esforços actuantes em cada fatia

$$S = \sum_{i=1}^n L^2 h \gamma_i \cos \beta \sin \beta \quad (8)$$

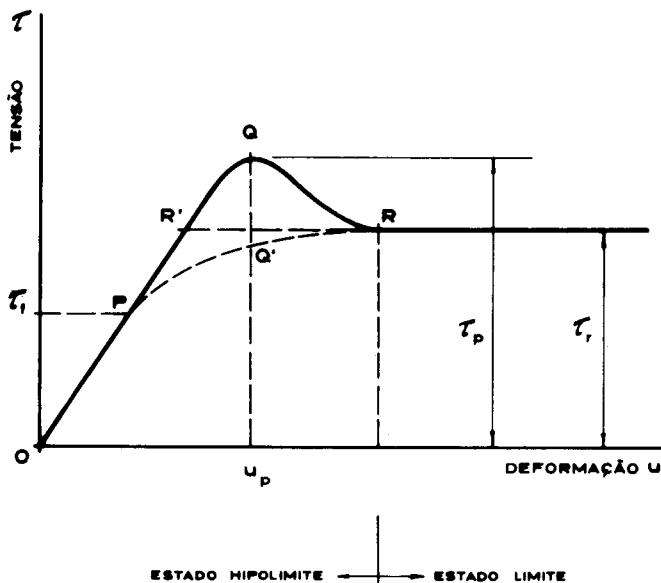


Fig. 4 - Curva tensão-deformação de um solo

Para se calcular o esforço resistente máximo, considere-se na figura 4, uma curva típica de deformabilidade de um solo que relaciona, para um dado valor da tensão normal no plano de corte os valores das tensões e deformações tangenciais no mesmo plano, e onde se indica o valor da resistência τ_r a que correspondem as características de resistência do material, ou seja o ângulo de atrito interno φ e a coesão C . Verifica-se que atingindo a tensão tangencial um dado nível se dá a rotura e a partir daí a deformação tangencial pode prosseguir sem que o solo responda com uma tensão tangencial mais elevada. Os valores de φ e C permitem definir a tensão tangencial de rotura e conhecer o esforço mobili-

zável numa dada superfície de escorregamento totalmente em rotura que, obviamente, só estará disponível quando a deformação tangencial em todas as fatias atingir um dado valor.

Enquanto houver fatias que não atingiram o estado de rotura dir-se-á que o maciço se encontra em estado hipolímite; no caso contrário dir-se-á que está em estado limite.

No caso de terrenos que não apresentem tensão de pico (curva O P Q' R da figura 4), a força resistente, máxima disponível na superfície de escorregamento, será a que se exercerá quando ao longo dela todo o terreno se encontre em franca rotura e terá o valor

$$R = \sum_{i=1}^n L^2 h \gamma_i \cos^2 \beta \tan \varphi_i + C_i L^2 \quad (9)$$

sendo φ_i e C_i as características de resistência de cada fatia.

Com o fim de evidenciar quantitativamente os efeitos da dispersão das características do terreno e do tamanho do maciço na respectiva segurança, suponha-se, que no caso representado na figura 3, um terreno se apresenta com o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito, com valores obedecendo a distribuições normais e desvios padrões determinados experimentalmente na amostragem de obras parecidas.

Efectuados, por intermédio dum computador digital, os cálculos de populações de 1 000 maciços de acordo com as regras descritas anteriormente, obtiveram-se os resultados que se apresentam no quadro seguinte. Nele se apresentam expressos em percentagem, os coeficientes de variação C_R e C_S das distribuições dos R e S, das diferentes populações de maciços, relativas ao exemplo da figura 3, com $h = 10$ m, $L = 1$ m e $\beta = 28^\circ$. Admite-se que o solo tem características obedecendo a distribuições normais e que os resectivos valores médios e desvios padrão são os seguintes:

peso específico	$\bar{\gamma} = 1,9 \text{ tf/m}^3$; $P_\gamma = 0,2 \text{ tf/m}^3$
coesão	$\bar{C} = 2,0 \text{ tf/m}^2$; $P_C = 0,5 \text{ tf/m}^2$
ângulo de atrito interno	$\bar{\varphi} = 36^\circ$; $P_\varphi = 2,5^\circ$

O coeficiente de segurança central do maciço é neste caso de 1,62

Os resultados mostram que no caso de se ensaiarem muitas amostras e, portanto, se conhecerem com boa precisão os valores médios das características do solo, um maciço tenderá a partir de uma dada dimensão a apresentar coeficientes de variação das distribuições dos R e S que se aproximarão de

Número de amostras em que se baseiam os valores médios Dimensão do maciço em número de fatias		1	3	5	10	10^{10}
5	C _S	11,0	7,3	6,3	5,5	4,5
	C _R	25,9	19,7	17,8	16,1	14,2
25	C _S	10,3	6,2	4,9	3,8	2,0
	C _R	24,2	16,3	13,8	11,6	8,6
50	C _S	10,2	6,0	4,7	3,5	1,5
	C _R	24,0	15,8	13,3	11,0	7,8
200	C _S	10,1	5,8	4,5	3,2	0,6
	C _R	23,8	15,4	12,8	10,4	7,0

zero. Quer dizer, a partir duma certa dimensão um maciço terá uma resistência máxima dependente apenas dos valores médios das propriedades dos solos. Tal dimensão limite é uma característica do maciço; poderá descer a alguns decímetros em argilas moles ou em areias aluvionares, subirá para alguns metros em materiais muito grosseiros ou argilas fissuradas e poderá ultrapassar as dezenas de metros em maciços formados por blocos rochosos.

Se pelo contrário, como consequência de se ensaiarem poucas amostras, os valores das características médias dos materiais não forem conhecidos com precisão, as dispersões com que se conhecem os coeficientes de variação C_R e C_S aumentam como se verifica no quadro anterior. Mostra ainda o quadro que para maciços de uma certa dimensão a quantidade das amostras é de uma importância muito grande na redução dos coeficientes de variação dos valores de R e S o que mostra o interesse em executar, especialmente, neste caso uma boa amostragem.

Se, no exemplo apresentado as distribuições fossem independentes, seria muito fácil conhecer a probabilidade de ruína da obra utilizando o ábaco da Fig. 2 e os coeficientes de variação do quadro referido. Assim, para um maciço de 200 fatias de que se retirassem 3 amostras e visto que F é igual a 1,62, a curva a utilizar estará entre a 9 e a 10 e o valor da probabilidade de ruína seria de 1%.

Verifica-se, no entanto, que em muitos problemas de Geotecnia, dado que a resistência dos materiais depende do atrito, a um certo efeito da solicitação A só poderá corresponder um valor de $Fr^*(A) < Fr(A)$ dada a dependência existente entre os valores de R e S e supondo-se que a distribuição $Fr(X)$ não atende a essa dependência e a $Fr^*(X)$ atende.

Com efeito, compreende-se que se numa sapata assente sobre areia aumentar a solicitação, não se pode supor que o esforço que vai provocar atrito no solo possa diminuir.

A observação da fórmula (3) mostra que tal dependência permite reduzir o valor do coeficiente de segurança de uma obra, em relação a obras onde há total independência dos valores de R e S mantendo porém a mesma probabilidade de ruína.

É, por isso, conveniente, que quando isso se dá, como por exemplo em obras em que a resistência depende unicamente da coesão, se utilizem coeficientes mais altos.

5 - MACIÇOS EM ESTADO HIPOLÍMITE E FRAGILIDADE DO TERRENO

Considere-se agora que ao longo da superfície de possível rotura nem todas as zonas se encontrem em rotura. O esforço actuante S dado pela equação (8) continua a ser o mesmo, mas a resistência máxima disponível poderá já não ser dada pela equação (9),

Se o solo apresentar uma curva tensão deformação com pico (O PR'QR da figura 4), a resistência de cada fatia passará a depender da deformação tangencial u_i e poder-se-á escrever

$$\tau_i = G_i u_i \quad (10)$$

em que G_i é o módulo de deformabilidade de cada fatia.

O valor de R será então dado por

$$R = \sum_{i=1}^n L^2 G_i u_i^* \quad (11)$$

em que os u_i^* são um conjunto de deformações compatíveis que maximizam (11) e será maior que o determinado na fórmula (9).

O comportamento destes tipos de solos que apresentam um valor máximo ou pico τ_p antes de cair para a resistência residual τ_r revela uma certa "fragilidade" que se costuma quantificar para estes materiais pelo índice fragilidade ("brittleness index")

$$I_B = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p} \quad (12)$$

Essa diferença entre as resistências de pico e residual pode no entanto ser de duas naturezas: ou ser devida a atrito interno, principalmente em solos grosseiros ou em maciços rochosos, e manifestar-se apenas por efeito de tensões normais; ou ser devida a coesão e manifestar-se mesmo sob tensão normal nula. Esta coesão, em solos argilosos, pode ser originada por viscosidades e dar lugar a fluências, e, em maciços rochosos, pode ser devida, à resistência oferecida por "dentes" constituindo a "coesão efectiva" definida por Terzaghi (1963).

Tratando-se de solos argilosos em que o pico seja unicamente devido a viscosidade e se a deformação imposta ao terreno for suficientemente lenta, a curva de deformação não terá o andamento O P Q R (Fig.4) com um pico em Q, mas sim o andamento O PQ'R, sem passar por valores significativamente superiores a τ_r . A tensão τ_f correspondente ao ponto P (Fig.4) onde se começam a fazer sentir os efeitos da viscosidade, é a tensão de fluência.

Neste caso de pico unicamente devido à viscosidade, impondo-se ao terreno uma tensão constante igual a τ_r , as deformações de fluência seguirão a linha R'R (Fig.4) e se, pelo contrário, se impõe rapidamente ao terreno uma certa deformação up, a tensão correspondente τ_p , por relaxação, vai decrescendo ao longo do tempo caindo de Q para Q'.

No caso esquematizado na Fig.3, em que o esforço actuante é constante, se o pico for unicamente devido à viscosidade, a resistência a longo prazo não pode, portanto, ser superior à resistência residual. Mas se o pico é unicamente devido a atrito interno ou a "dentes", então já poderá ser de considerar o correspondente esforço resistente, mesmo a longo prazo. Nesse caso, poderá considerar-se o esforço resistente como a soma de duas parcelas: uma correspondente à resistência residual dada pela equação (9) que se poderá garantir independentemente da deformação; e outra correspondente à contribuição devida à existência de pico.

O facto de considerar essa parcela no cálculo do valor de R faz com que a avaliação deste seja menos precisa, pois é ainda muito difícil determinar os valores das deformações que nele intervêm.

A consideração da parcela de resistência devido ao pico pressupõe a certeza de que esta resistência se mantém a longo prazo e que, por ser devida a viscosidades, não possa ao longo da vida da obra vir a desaparecer.

No caso de terrenos em que o pico seja pouco acentuado, pode não valer a pena considerar o aumento de resistência que dele resultará, porque tal aumento pode ser completamente anulado pela necessidade de aumentar o coeficiente de segurança.

6 - CONCLUSÕES

Do exposto pode concluir-se o seguinte

- a) A relação entre segurança, isto é, entre probabilidade de ruína e coeficiente de segurança depende dos métodos de cálculo utilizados, dos tipos de obras a que dizem respeito e das propriedades e dispersões dos materiais que constituem as obras. A iguais seguranças podem portanto corresponder diferentes coeficientes de segurança e, reciprocamente.
- b) Em roturas por escorregamento, tipo de ruína muito frequente em Geotecnia, quanto maior é o tamanho da superfície de escorregamento menor será o coeficiente de segurança correspondente a uma dada segurança. Acima dum certo tamanho a resistência do maciço será a correspondente à sua resistência média, isto é, a resistência ao longo de uma superfície poderá ser conhecida com a precisão com que se conhecer o valor médio das propriedades do maciço.
- c) Em terrenos em que é significativa a parcela friccional da resistência, não são independentes as variáveis R e S, ao contrário do que acontece com terrenos predominantemente coesivos. Deste facto resulta que no primeiro caso é possível utilizar coeficientes de segurança mais baixos pois a dependência existente, nas obras geotécnicas, faz diminuir a probabilidade de ruína das obras quando se mantêm as distribuições dos R e S.
- d) Em terrenos frágeis, que exibem resistência de pico, a eventual consideração dessa resistência nos cálculos de estabilidade implica, para a mesma segurança, a adopção de maiores coeficientes de segurança. Se a resistência de pico não for acentuadamente superior à resistência residual, não haverá por isso justificação para a considerar nos referidos cálculos
- e) Considera-se de fundamental importância o desenvolvimento de modelos de cálculo mais perfeitamente adaptados aos tipos de obras e problemas geotécnicos.

É importante, também que os ensaios de caracterização dos terrenos permitam determinar com exactidão os parâmetros que intervêm nos modelos de cálculo, sendo portanto necessário desenvolver aparelhos e técnicas de ensaios mais perfeitas.

BIBLIOGRAFIA

- BRUNGRANDE, A., "Role of calculated risk in earthwork and engineering", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol 91, Nº SM4 1960.
- CHERNOFF, H., and MOSES, L.E., Elementary Decision Theory, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1960.
- DAVIS, F.J., "Quality Control of earth embankments". Pro. Int. Conf. Soil Mech., 3ª Zurich, 1953.
- FERRY BORGES, J., and CASTANHETA, M., Structural Safety curso Nº 101 do L.N.E.C., Lisboa, 1971.
- HALD, A., Statistical Theory With Engineering Applications, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1952
- HOLTZ, W.G., and ELLIS, W., "Comparison of the shear Strengths of Laboratory and Field-Compacted Soils, " Laboratory shear Testing of Soils, ASTM Spec. Tech. Pub. Nº 361, 1963.
- HOOPER, J.A., and BUTLER, F.G., "Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay", Geotechnique, Vol.16, Nº4, 1966.
- LUMB, P., "The variability of natural soils" Can. Geotech. J.3, 1966.
- NASCIMENTO, U., "A acção do tempo e das intempéries nos solos" Curso de Mecânica dos Solos da Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 1952.
- NASCIMENTO, U., Curso de consolidação de taludes, LNEC, Lisboa, 1965.
- PARZEN, E., Modern Probability Theory and its applications, John Wiley and Sons, New York, 1960.
- SEED, H.B., and CHAN, C.K., "Structure and strength characteristics of Compacted clays, "Transactions ASCE, Vol 126, 1961.
- SHERMAN, G.B., WATKINS, R.O., and PRYSOCK, R.H., "A Statistical Analysis of Embankment Compaction" Highway Research Record, Nº 177, 1967.
- TERZAGHI, K., "Stability of Steep Slopes on hard unweathered rock" Norwegian Geot. Inst., Publ Nº 50, OSLO, 1963.
- TURNBULL, W.J. COMPTON, J.R. and AHLVIN, R.G., "Quality Control of Compacted Earthwork, "Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE, Vol 92, Nº SML, 1966.
- WARD, W.H., MARSLAND, A., and SAMUELS, S.G., "Properties of the London clay at the Ashford Common Shaft". Géotechnique, 15, 1965.
- WU, T.H. and KRAFT, L.M., "The probability of foundation Safety", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol 92, Nº SM5, 1967.
- WU, T.H. and KRAFT, L.M., "Safety analysis of slopes" J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol 96, Nº SM2, 1970
- WU, T.H., and KRAFT, L.M., "Seismic Safety of earth dams," J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol 96, Nº SM6, 1970.