Alberto Pio Fiori

FUNDAMENTOS DE MECÂNICA DOS SOLOS E DAS ROCHAS

aplicações na estabilidade de taludes

oficina de textos

Alberto Pio Fiori

Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas

aplicações na estabilidade de taludes

oficina de textos

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua
Portuguesa de 1990, em vigor no Brasil desde 2009.

Capa e projeto gráfico Malu Vallim
Diagramação Casa editorial Maluhy Co.
Preparação de textos Hélio Hideki Iraha
Revisão de textos Renata Faria Prilip
Impressão e acabamento Prol gráfica e editora

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Fiori, Alberto Pio
Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas : aplicações na estabilidade de taludes / Alberto Pio Fiori, Luigi Carmignani. -- São Paulo : Oficina de Textos, 2015.

Bibliografia
ISBN 978-85-7975-184-4

1. Geotécnica 2. Mecânica dos solos 3. Mecânica dos solos - Estudo e ensino I. Carmignani, Luigi. II. Título.

15-06943 CDD-624.1513

Índices para catálogo sistemático:
1. Mecânica dos solos : Engenharia geotécnica 624.1513

Rua Cubatão, 959
CEP 04013-043 São Paulo SP
tel. (11) 3085-7933 fax (11) 3083-0849
www.ofitexto.com.br
atend@ofitexto.com.br

Sumário

Propriedades físicas e mecânicas dos solos: Parte 1

Estabilidade de taludes em solos: Parte 2

Mecânica das Rochas: Parte 3

Estabilidade de taludes em rochas: Parte 4

Propriedades físicas e mecânicas dos solos

Parte 1

1 Propriedades físicas dos solos

Uma massa de solo pode ser considerada como um conjunto de partículas sólidas, encerrando vazios de formas e tamanhos variados que, por sua vez, podem estar preenchidos com água, ar ou ambos. Logo, o solo pode ser equacionado da seguinte forma:

$$\text{solo} = \text{sólido} + \text{líquido} + \text{gases}$$

Uma massa de solo pode ser descrita por suas propriedades físicas, como peso específico, teor de umidade, índices de vazios, entre outras, e suas propriedades mecânicas, como ângulo de atrito interno, resistência ao cisalhamento, coesão, entre outras, como será visto no decorrer do trabalho.

O geólogo deve ter em mente que as propriedades físicas podem ser medidas com relativa facilidade em laboratório e que uma pequena variação de seus valores não modifica substancialmente o comportamento e o equilíbrio dos solos. Deve, entretanto, ter em conta que elas podem variar muito em função de condições externas, como, por exemplo, quantidade de chuva, ocupação antrópica etc. Da mesma forma, as propriedades mecânicas podem variar de forma sensível com o tempo, método de análise e condições externas. Uma pequena variação de seus valores pode influir consideravelmente na distribuição dos esforços e na natureza do equilíbrio, modificando radicalmente a segurança dos implantes ou obras.

Dados estatísticos e experimentais sobre as propriedades mecânicas dos solos devem ser tomados com cuidado e comparados durante a realização de obras, devendo-se avaliar as consequências de suas possíveis variação sobre a segurança das obras.

1.4 Correlação dos índices físicos com a porosidade

Para correlacionar os vários índices físicos com a porosidade (η), atribui-se o valor unitário ao volume total ($V = 1$), na Fig. 1.1. Como consequência, e tendo-se em conta as definições dos índices físicos, podem ser obtidas outras relações entre os índices físicos dos solos.

1.4.1 Peso específico natural

Partindo-se da definição de peso específico natural e substituindo-se as relações expressas nas Figs. 1.1 e 1.3, tem-se:

$$\gamma_{nat} = P/V$$

E, logo:

$$\gamma_{nat} = (1-\eta)\gamma_g + G\eta\gamma_a \tag{1.20}$$

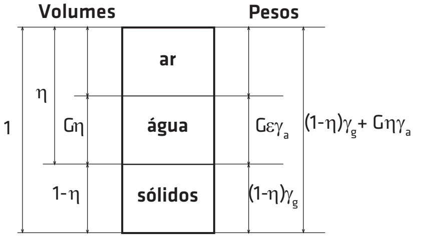


Fig. 1.3 *Correlação dos diversos índices com a porosidade*

1.4.2 Peso específico do solo saturado

No caso de solo saturado, $G = 1$ e, substituindo-se na Eq. 1.20:

$$\gamma_{sat} = (1-\eta)\gamma_g + \eta\gamma_a \tag{1.21}$$

Partindo-se da Eq. 1.15, pode-se fazer:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_g}{1+\varepsilon} + \frac{\varepsilon\gamma_a}{1+\varepsilon}$$

Substituindo-se nessa equação as Eqs. 1.16 e 1.17, obtém-se:

$$\gamma_{sat} = \gamma_s + \eta\gamma_a \tag{1.22}$$

1.4.3 Peso específico do solo seco

No caso de solo seco, $G = 0$, e a partir da Eq. 1.20:

$$\gamma_s = (1-\eta)\gamma_g \tag{1.23}$$

Tendo-se ainda em vista a Fig. 1.3, pode-se fazer:

$$\gamma_{sat} = (1-\eta)\gamma_g + \eta\gamma_a$$

Substituindo-se nessa equação a Eq. 1.23, obtém-se, finalmente:

$$\gamma_{sat} = \gamma_s + \eta\gamma_a$$

O Quadro 1.1 resume as fórmulas vistas anteriormente.

Quadro 1.1 Resumo das fórmulas vistas

Fórmulas gerais:

$$h = \frac{P_a}{P_s}; \quad \varepsilon = \frac{V_v}{V_s}; \quad \eta = \frac{V_v}{V}; \quad G = \frac{V_a}{V_v}; \quad A = \frac{V_{ar}}{V_v}$$

Pesos específicos:

$$\gamma_{nat} = \frac{P}{V}; \qquad \gamma_g = \frac{P_s}{V_s}; \qquad \gamma_s = \frac{P_s}{V};$$

$$\gamma_{sat} = \frac{P_s + P_a}{V_s + V_a}; \qquad \gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_a$$

Relações entre os índices físicos:

$$\gamma_{nat} = \frac{\gamma_g + G\varepsilon\gamma_a}{1+\varepsilon}; \qquad \gamma_{sat} = \frac{\gamma_g + \varepsilon\gamma_a}{1+\varepsilon};$$

$$\gamma_s = \frac{\gamma_g}{1+\varepsilon}; \qquad \gamma_s = \frac{\gamma_{nat}}{1+h};$$

$$\eta = \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} \qquad \gamma_{sat} = \gamma_s + \eta\gamma_a;$$

$$\gamma_{sub} = (1-\eta)(\gamma_g - \gamma_a);$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_s - (1-\eta)\gamma_a;$$

$$h = \frac{G\varepsilon\gamma_a}{\gamma_g} \qquad \gamma_{nat} = (1-\eta)\gamma_g + G\eta\gamma_a;$$

2 Limites de consistência e outras propriedades dos solos

O comportamento de um solo argiloso varia enormemente em função do teor de umidade (h), podendo passar de um estado quase liquido, a exemplo de lama, até um estado sólido, como, por exemplo, as cerâmicas. Nessa passagem, podem ser definidos vários estados intermediários de consistência, e os teores de umidade (h) que os definem são conhecidos como limites de consistência de Atterberg, em homenagem ao engenheiro agrônomo sueco Atterberg (1911), que propôs a subdivisão.

2.1 Limites de consistência

Os limites de consistência dos solos são três e são conhecidos como limites de contração (*LC*), de plasticidade (*LP*) e de liquidez (*LL*). O *LC* corresponde à transição entre os estados sólido e semissólido, o *LP* corresponde à transição entre os estados semissólido e líquido, e o *LL* define o teor de umidade acima do qual o solo passa do estado plástico ao estado líquido (Fig. 2.1).

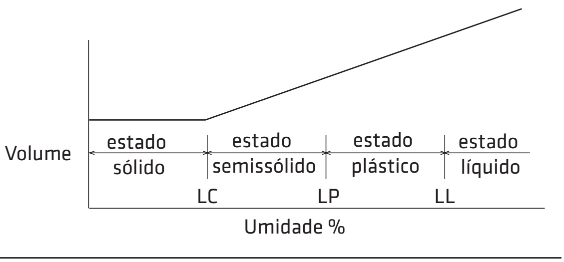


Fig. 2.1 *Esquema mostrando as relações entre os diferentes estados de um solo argiloso e os limites de consistência*

$$\varepsilon = \frac{\gamma_g - \gamma_{snat}}{\gamma_{snat}}$$

$$GC = \frac{\frac{\gamma_g - \gamma_{smín}}{\gamma_{smín}} - \frac{\gamma_g - \gamma_{snat}}{\gamma_{snat}}}{\frac{\gamma_g - \gamma_{smín}}{\gamma_{smín}} - \frac{\gamma_g - \gamma_{smáx}}{\gamma_{smáx}}}$$

Após as multiplicações e simplificações, chega-se a:

$$GC = \frac{(\gamma_{snat} - \gamma_{smín})}{(\gamma_{smáx} - \gamma_{smín})} \frac{\gamma_{smáx}}{\gamma_{snat}} \tag{2.18}$$

Nessa equação, γ_{snat}, $\gamma_{smáx}$ e $\gamma_{smín}$ representam os pesos específicos secos do material, respectivamente, em seus estados de compactação natural (como coletado no campo), mais denso e mais fofo possível.

Segundo o critério usualmente aceito, os solos arenosos se classificam como apresentado na Tab. 2.7 (ABNT-NBR 6502).

Tab. 2.7 Classificação dos solos em função do grau de compacidade

Denominação	Grau de compacidade
Fofos (ou soltos)	0 < Gc < 1/3
Medianamente compactos	1/3 < Gc < 2/3
Compactos	2/3 < Gc < 1

2.3.9 Atividade coloidal

A atividade coloidal (*AC*) foi definida por Skempton (1953) como a razão entre o índice de plasticidade e a porcentagem da fração argila (partículas com diâmetro menor que duas micras) contida no solo. Assim:

$$AC = \frac{IP}{\text{fração argila}} \tag{2.19}$$

Este parâmetro serve como indicador do potencial de variação de volume ou da "atividade" da argila, segundo a Tab. 2.8 (Skempton, 1953).

Vargas (1978) prefere chamar o parâmetro *AC* de índice de atividade do solo, pois forneceria uma indicação da maior ou menor influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidais da fração argilosa nas propriedades geotécnicas de solos argilosos. Trata-se, na opinião do autor, de um índice de grande valor na caracterização geotécnica de solos.

Número de cubos = $10 \times 10 \times 10 = 1.000$

Área superficial = $(0,1)^2(6)(1.000) = 60\,\text{cm}^2$ e, consequentemente:

$$SE = \frac{60}{1} = 60$$

Esses exemplos ilustram que cubos maiores têm áreas superficiais, por unidade de volume, menores do que cubos menores.

2.4 Perfis geotécnicos

Os solos apresentam variações quanto aos índices físicos e demais propriedades em relação à profundidade. Alguns solos mostram, inclusive, uma evidente estratificação e suas propriedades são bastante diferentes, enquanto outros se apresentam aparentemente homogêneos, mas apresentam variações nas suas propriedades conforme a profundidade. Assim, surge o conceito de perfis geotécnicos, que podem ser constituídos na forma de gráficos, nos quais são plotados os índices físicos e demais propriedades dos solos em função da profundidade.

A Fig. 2.8 mostra um típico perfil geotécnico de solo. Sua importância para o estudo detalhado do comportamento da camada de solo de uma determinada área ou região é evidente.

2.5 Exemplos de aplicações

1. Uma amostra de argila do Rio de Janeiro forneceu os seguintes valores médios: $LL = 120\%$, $LP = 40\%$ e $h = 150\%$. Sabendo-se que a porcentagem de argila na amostra é de 55%, obter: a) o índice de plasticidade, b) a atividade coloidal e c) o índice de liquidez (Ortigão, 1993).

SOLUÇÃO

a) Cálculo do índice de plasticidade:

$$IP = LL - LP = 120 - 40 = 80\%$$

b) Cálculo de atividade coloidal:

$$AC = IP/\text{fração de argila} = 80/55 = 1,45$$

3 Pressões atuantes no solo

Neste capítulo serão estudadas as diferentes formas de pressão que atuam nos solos. Inicialmente será analisada a pressão atuante em um ponto qualquer do solo devida ao peso do material sobrejacente e, em seguida, as pressões devidas à presença da água, como a pressão neutra, a pressão efetiva e a pressão de percolação. Além disso, outros fenômenos associados à presença da água no solo serão examinados, como a areia movediça, o entubamento ou *piping* e a capilaridade.

3.1 Pressão vertical devida ao peso de terra. Nível de terreno horizontal

Consideremos, inicialmente, um perfil geotécnico no qual o nível do terreno é horizontal, o solo é homogêneo e com peso específico natural γ_{nat}. Nessas condições, o peso de um prisma desse solo com uma base de área A e altura Z é dado por:

$$P = \gamma_{nat} Z A$$

A pressão vertical σ_v que atua sobre um plano A, situado a uma profundidade Z (Fig. 3.1), pode ser obtida considerando-se o peso da coluna do solo acima de A, dividido pela área. Partindo-se da definição de pressão ou estresse, tem-se:

$$\sigma_v = \frac{P}{A}$$

Substituindo-se nessa equação a equação anterior, obtém-se:

$$\sigma_v = \gamma_{nat} Z \tag{3.1}$$

Substituindo-se os valores:

$$R = \gamma_{sub} LA - HA\gamma_a$$

Obtém-se o mesmo resultado apresentado anteriormente.

3.5 Areia movediça

Sabe-se da teoria de que a resistência ao cisalhamento de uma areia é diretamente dependente da pressão efetiva. Se a pressão efetiva se anular, a areia perde totalmente sua resistência ao cisalhamento, dando origem à formação de areia movediça (*quicksand*).

Consideremos primeiramente as pressões atuantes no ponto A, da Fig. 3.11, e considerando-se, a título de ilustração, que $L = 30\,\text{cm}$, $1_2 = 20$, $1_1 = 10$, e $\gamma_{nat} = 2\,\text{t/m}^3$, tem-se:

$$\sigma t_a = \gamma_{nat} L = 2{,}0 \times 0{,}30 = 0{,}60\,\text{t/m}^2 \quad \text{e} \quad \mu_a = Z\gamma_a$$

No momento em que a altura piezométrica (Z) da água for igual a 60 cm, a pressão neutra no ponto A (μ_a) será igual á pressão total (σt_a), já que o peso específico da água é igual a 1. Nesse caso, a pressão efetiva em A será nula, pois $\overline{\sigma}_a = \sigma_{ta} - \mu_a$.

Para $Z = 60\,\text{cm}$, como o comprimento (L) da amostra de areia é igual a 30 cm, tem-se que $\Delta H = 30$ e o gradiente hidráulico $\Delta H/L$ é igual a 1, o que corresponde ao gradiente hidráulico crítico. Nessas condições, surge o efeito da areia movediça.

A pressão efetiva no ponto B será também igual a zero, uma vez que a pressão total (σt_b) é igual a zero, e o mesmo ocorre com a pressão neutra. Consequentemente, para qualquer ponto intermediário C, por exemplo, a pressão efetiva também será igual a zero. Logo, a areia da amostra da Fig. 3.11 está em condições hidráulicas para formar o fenômeno da areia movediça. Ou seja:

$$\sigma t_c = (L - 1_1)\gamma_{sat}$$

$$\mu_c = 1_2\gamma_a$$

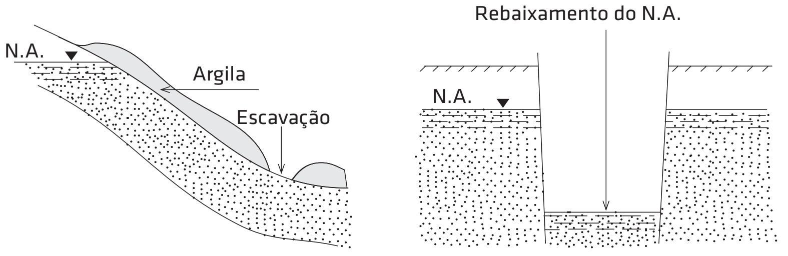


Fig. 3.13 *Possibilidade de ocorrência de areia movediça: escavação em terreno natural (A) e por causa do rebaixamento do nível de água no interior de uma ensecadeira (B)*
Fonte: Caputo (1994, v. 2).

e o segundo se deve ao rebaixamento do nível freático no interior de uma ensecadeira (Caputo, 1994).

Uma forma mais simples de se obter o gradiente hidráulico crítico é considerar que a resultante das forças que atuam de cima para baixo, isto é, os pesos do solo e da água, e as forças que atuam de baixo para cima, isto é, as forças neutra e de percolação da água em fluxo ascendente em um solo, é igual a zero. Levando-se em conta a geometria da Fig. 3.11, tem-se:

$$\gamma_{sub} LA - HA\gamma_a = 0$$

Donde:

$$\gamma_{sub} = \frac{H}{L}\gamma_a$$

E, logo:

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_a}$$

Nessa equação, i_c representa o gradiente hidráulico crítico e é igual a H/L.

Como $\gamma_a = 1$, tem-se que:

$$i_c = \gamma_{sub} \tag{3.15}$$

Essa equação mostra que o gradiente hidráulico é igual ao peso específico submerso.

Na maioria dos solos, $\gamma_{sub} \cong \gamma_a$ (Ortigão, 1993) e, como consequência, o valor do gradiente crítico (i_c) é aproximadamente igual a 1. Um gradiente dessa ordem deve ser evitado a todo custo em obras de engenharia.

3.9 Exemplos de aplicação

1. Determinar o valor da pressão neutra nos pontos A e B dos seguintes casos, representados na Fig. 3.30A,B,C (Cruz; Saes, 1980).

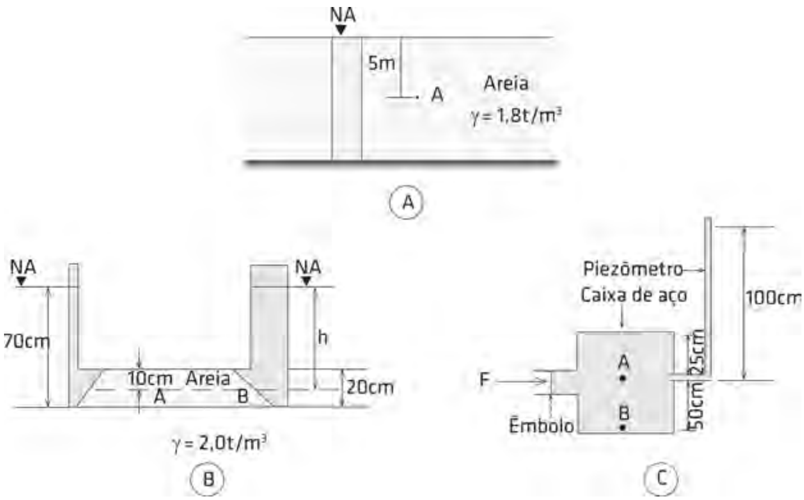


Fig. 3.30 *Exemplos de cálculo da pressão neutra atuante em determinados pontos*

Solução

a) Estando a água em situação estática (não havendo fluxo), a pressão neutra em um ponto qualquer corresponde à carga piezométrica nesse ponto. Portanto:

$$\mu_a = h\gamma_a = 5\,\mathrm{t/m^2}$$

b) $\mu_a = \mu_b = h\gamma_a = 60\,\mathrm{g/cm^2}$

c) A pressão neutra no ponto A é dada diretamente pela leitura do piezômetro colocado na altura desse ponto.

$$\mu_a = h\gamma_a = 100\,\mathrm{g/cm^2}$$

A pressão neutra no ponto B é igual à pressão neutra no ponto A, acrescida de uma carga piezométrica equivalente a uma coluna de água de 50 cm, ou seja:

$$\mu_b = 100 + 50 = 150\,\mathrm{g/cm^2}$$

Resistência ao cisalhamento dos solos 4

4.1 Análise das tensões

A força gravitacional está sempre presente e depende da posição de uma massa de rocha ou de um ponto qualquer no campo gravitacional terrestre. A força gravitacional é dada pela equação: $F = mg$, onde m é a massa e g é a aceleração da gravidade e, para aplicações em geologia, pode ser considerada constante e igual a 9,8 m/seg^2.

Outras importantes forças que atuam nos solos ou nas rochas são denominadas forças superficiais, porque atuam em superfícies de contato entre partes adjacentes de um sistema de rocha. São "empurrões ou puxões" exercidos por materiais adjacentes em um grão mineral ou em um bloco de falha, ou, ainda, em uma placa litosférica. A magnitude de uma força superficial depende da área da superfície afetada, e não implica necessariamente que a superfície em questão deva ser um limite de material de qualquer espécie. Ela é classificada como força superficial se atua ou não sobre uma superfície visível no material. Dessa forma, uma força em qualquer plano dentro de um grão mineral, por exemplo, ou de uma placa litosférica, é uma força superficial, exatamente igual à força atuante nas superfícies limítrofes desse objeto.

Dependendo das distorções que as forças causam em um corpo ou objeto, podem ser classificadas como compressivas ou trativas. Se as partes de um plano tendem a se aproximar segundo a direção da força aplicada, a força é compressiva; em caso contrário, a força é trativa.

As forças atuantes em um plano podem ter qualquer direção relativamente ao plano. Se uma força atua perpendicularmente ao plano, é dita força normal, e se atua paralelamente ao plano, é chamada força cisalhante ou força

4.1.8 Tensões atuando em uma superfície inclinada em relação aos eixos principais

Para uma análise detalhada das tensões em diferentes direções dentro de elementos homogêneos de um corpo, é importante referir os valores das tensões normal (σ_n) e de cisalhamento (σ_s) em relação aos valores das tensões principais σ_1 e σ_2 e definir o ângulo θ entre a superfície que se pretende analisar e o eixo x das coordenadas, coincidente com σ_2.

Seja analisar os esforços atuantes sobre um plano A, disposto a um ângulo θ com o esforço principal mínimo σ_2 (Fig. 4.11). O esforço principal máximo σ_1 é vertical, enquanto o esforço principal mínimo σ_2 é horizontal.

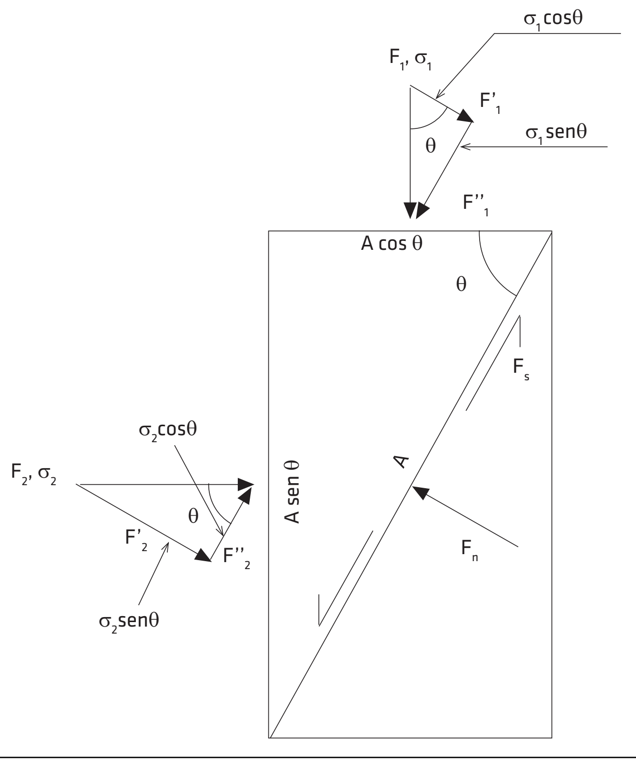


Fig. 4.11 *Decomposição das forças F_1 e F_2 e dos esforços σ_1 e σ_2 em um corpo de prova*

Aplicando-se a Eq. 4.1 e decompondo-se as forças principais F_1 e F_2 nas suas componentes paralela e normal ao plano considerado, têm-se:

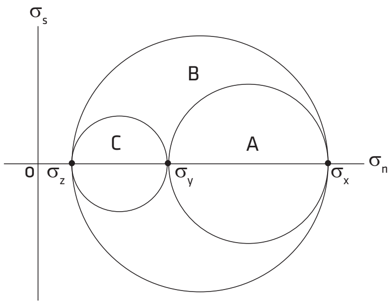


Fig. 4.14 *Círculo de Mohr para tensões triaxiais*

Os raios dos três círculos representam as tensões máximas de cisalhamento para cada plano, dadas pelas equações anteriores, enquanto a tensão máxima absoluta de cisalhamento é igual ao raio do círculo maior.

Em planos que cortam o material em direções oblíquas aos eixos, as tensões normal e de cisalhamento são obtidas por cálculos mais complicados. As tensões normais, nesses planos, têm valores intermediários entre as tensões máxima e mínima, e as tensões de cisalhamento são sempre menores do que as de cisalhamento máximo, dadas pelas equações apresentadas anteriormente.

4.3 Noções de atrito entre os sólidos

O conceito de atrito entre os sólidos está fundamentalmente ligado ao conceito de movimento: o atrito surge quando se verifica tendência ao movimento. Levando em conta que só há movimento por ação de forças, pode-se entender o atrito como uma força resistente que se opõe à força provocadora do deslocamento.

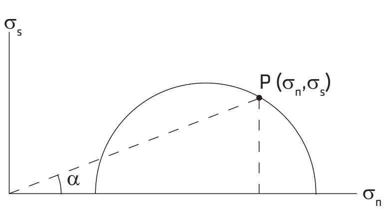


Fig. 4.15 *Obliquidade da reta que une o ponto P à origem do sistema de coordenadas cartesianas*

Na Fig. 4.16 representa-se um corpo sólido, apoiado sobre uma superfície horizontal, também sólida. As forças atuantes sobre o corpo são a força P, vertical, que corresponde ao peso do corpo, e a reação a essa força (R_n), também vertical, de igual magnitude, mas de sentido contrário. O corpo está em equilíbrio e encontra-se em repouso, de tal forma que $P + R_n = 0$.

No caso da Fig. 4.16b, a aplicação de uma pequena força de tração (T), disposta paralelamente ao plano, tende a provocar o deslocamento do corpo sólido ao longo da superfície de contato. O

Estabilidade de taludes em solos

Parte 2

5 Superfície de ruptura planar

Talude é um termo genérico, compreendendo qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de ambos. Pode ser natural, caso das encostas ou vertentes, ou artificial, quando construído pelo homem, caso dos cortes e aterros. A Fig. 5.1 mostra a terminologia comumente adotada para taludes.

Depreende-se da sua definição que na estabilidade dos taludes intervêm condicionantes relativos à natureza dos materiais constituintes e dos agentes perturbadores, quer sejam de natureza geológica, antrópica ou geotécnica. Esses condicionantes tornam o seu estudo bastante complexo, abrindo amplos horizontes aos especialistas em Geologia Aplicada, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas. Quanto à sua importância, basta atentar para os numerosos acidentes ocorridos e que ocorrem com frequência, em todas as épocas e em todas as partes do mundo, não raramente com perdas de vidas humanas e grandes prejuízos materiais.

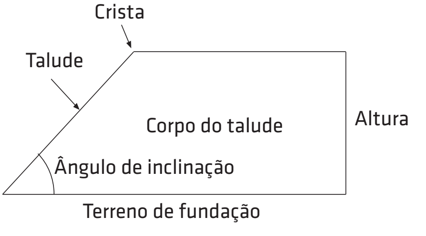


Fig. 5.1 *Terminologia usada para os taludes de terra*

Do ponto de vista teórico, um talude se apresenta como uma massa de solo submetida a três campos de força distintos: forças devidas ao peso dos materiais, forças devidas ao escoamento da água e forças devidas à resistência ao cisalhamento. O estudo da estabilidade dos taludes deve, necessariamente, levar em conta o equilíbrio entre essas forças, uma vez que as duas primeiras se somam, e tendem a movimentar a massa de solo encosta abaixo, enquanto a última atua como um freio a essa movimentação. Além do mais, é muito importante compreender exatamente o mecanismo de atuação de cada força, a fim de projetar corretamente as medidas preventivas a escorregamentos.

Para o caso de $c \neq 0$, tem-se:

$$F_s = \frac{c + \sigma_n \operatorname{tg}\phi}{\sigma_{sf}} = \frac{c + \sigma_{vt}\cos\theta \operatorname{tg}\phi}{\sigma_{vt}\operatorname{sen}\theta} = \frac{c}{\sigma_{vt}\operatorname{sen}\theta} + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\theta}$$

Donde:

$$F_s = \frac{2c}{\gamma_{sat} H \operatorname{cosec} i \operatorname{sen}(i-\theta)\operatorname{sen}\theta} + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\theta} \tag{5.48}$$

5.10 Altura crítica de um talude vertical com fendas de tração

Seja $H'c$ a altura de um talude vertical (Fig. 5.15) debilitado por uma fenda de tração dc, de profundidade Z_c, medida desde a superfície livre até o plano de ruptura.

O volume de terra no prisma adcc' está em equilíbrio em relação à força peso (P) e à reação (Q) do maciço de apoio ao longo do plano bc. O peso do solo no prisma pode ser calculado da seguinte maneira:

$$\text{Área do triângulo } bc'c = \frac{(H'_c - Z_c)^2 \operatorname{tg}(45 - \frac{\phi}{2})}{2}$$

$$\text{Área do retângulo } adcc' = \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\left(H'_c - Z_c\right) Z_c$$

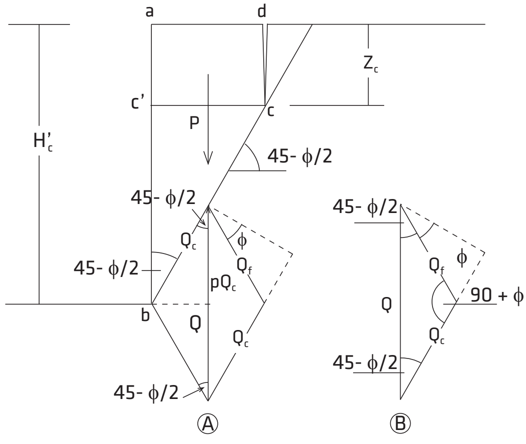


Fig. 5.15 *(A) Altura crítica ($H'c$) de um talude que apresenta fenda de tração; (B) Polígono de forças*

Considerando-se a Eq. 4.76, e substituindo-se na equação anterior, tem-se:

$$H'_c = 2.67 \frac{c}{\gamma_{nat}} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{5.52 bis}$$

E, se o solo for puramente coerente ($\phi = 0$), então:

$$H'_c = 2.67 \frac{c}{\gamma_{nat}} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{5.61 bis}$$

Se o talude é vertical ($\beta = 0$) e sobrecarregado, então, a partir da Eq. 5.61:

$$H'_c = 2.67 \frac{c\operatorname{tg}(45 + \frac{\phi}{2}) - 0.5s}{\gamma_{nat}} \tag{5.64}$$

Se o talude for vertical, não sobrecarregado, e sem fendas de tração, então $H''c = 2/3Hc$. Logo:

$$H''_c = 2.67 \frac{c - 0.5s\,[\operatorname{tg}(45 - \frac{\phi}{2}) - 2\operatorname{tg}\beta}{\gamma_{nat}[\operatorname{tg}(45 - \frac{\phi}{2}) - \frac{4}{3}\operatorname{tg}\beta\,]}$$

Essa equação corresponde à Eq. 5.46, apenas reescrita de forma diferente.

5.12 Exercícios

1. A resistência média ao cisalhamento de um talude infinito, após ensaios laboratoriais, é de 6 tf/m^2. O ângulo de inclinação do talude é igual a 32 graus e a camada de solo tem uma profundidade de 6,5 metros. Considerando-se que o peso específico do solo é 1,8 tf/m^3, determinar o fator de segurança do talude.

Solução

$$\sigma_V = \frac{\gamma_{nat} Z b \cos i}{b}$$
$$= 1{,}8 \times 6{,}5 \times 0{,}848 = 9{,}92\ \text{tf/m}^2$$

$$\sigma_n = \sigma_V \cos i$$
$$= 9{,}92 \times 0{,}848 = 8{,}41\ \text{tf/m}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_V \operatorname{sen} i$$
$$= 9{,}92 \times 0{,}50 = 5{,}25\ \text{tf/m}^2$$

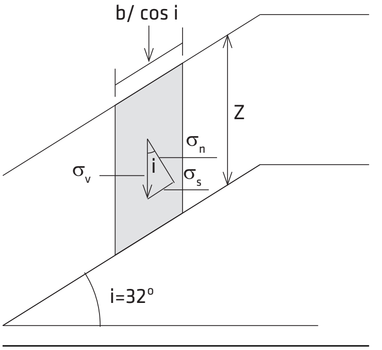


Fig. 5.17 *Vertente especificada no problema*

6 Superfície de ruptura curva

6.1 Método sueco ou de fatias

Esse método foi desenvolvido pelo engenheiro sueco Fellenius (1936), e é conhecido como método sueco ou de fatias. Baseia-se na análise estática do volume de material situado acima de uma superfície potencial de escorregamento de secção circular, e esse volume é dividido em fatias verticais.

A Fig. 6.1 apresenta os parâmetros envolvidos na análise, para uma determinada fatia de solo (c, ϕ) de peso P, largura Δ, altura Z e comprimento unitário, tomado perpendicularmente ao plano da figura.

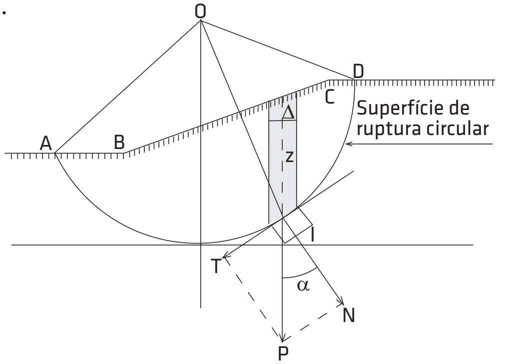


Fig. 6.1 *Relação de parâmetros envolvidos na análise da estabilidade de taludes com superfície curva de ruptura*
Fonte: Vargas (1972).

$$T_i = \gamma_{nat} z \Delta \operatorname{sen} \alpha_i$$

$$N_i = \gamma_{nat} z \Delta \cos \alpha_i$$

A força cisalhante (ou resistente) (Fr_i) é dada por:

$$Fr_i = cl + Ni \operatorname{tg} \phi$$

Onde (l) é o comprimento do arco na base da fatia, e logo:

$$Fr_i = cl + \gamma_{nat} z \Delta \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi$$

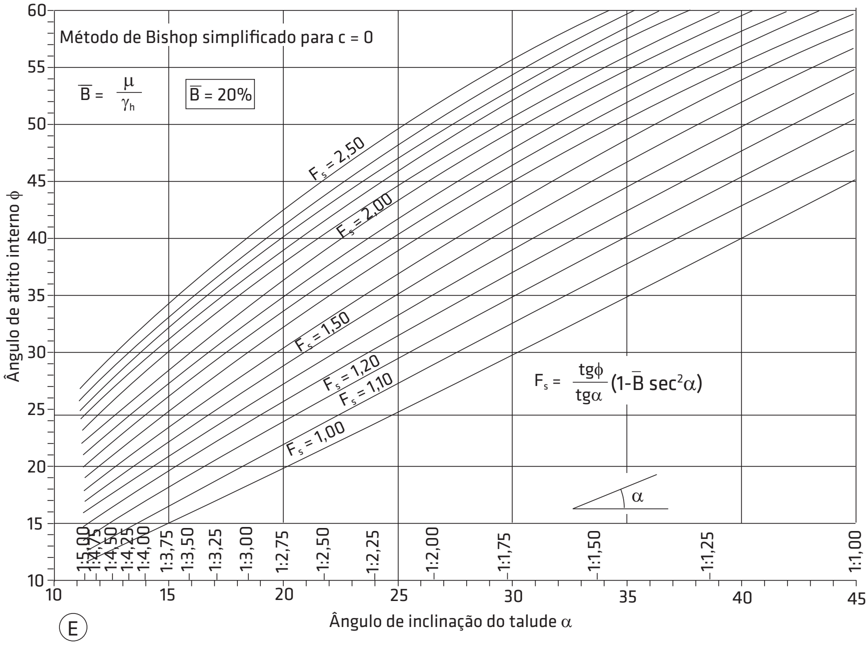


Fig. 6.5 *(A-E) Ábacos para o cálculo do fator de segurança pelo método de Bishop simplificado*

6.4 Ábacos de Taylor para o cálculo da estabilidade de taludes

Taylor, em 1937, elaborou um ábaco, representado na Fig. 6.6, para facilitar os cálculos na análise das vertentes. Esse ábaco é aplicável a taludes homogêneos e nos casos em que não há percolação de água, mas pode ser usado também para determinações grosseiras e soluções preliminares nos casos mais complexos. O coeficiente de segurança (F_S) pode ser determinado por meio desse gráfico, pelo número de estabilidade (N) e da inclinação do talude (i).

O gráfico é dividido por uma linha curva em duas nas zonas, A e B. Para zona A, o círculo de ruptura, para taludes mais íngremes, passa pelo sopé do talude ou no ponto mais baixo do pé do talude. Para a zona B, os taludes são menos íngremes, e três situações diferentes são consideradas: caso 1, o círculo de escorregamento passa pelo pé do talude, mas há um trecho do círculo que se localiza em cota inferior ao talude e é representado por linhas cheias no ábaco; no caso 2, o círculo de escorregamento passa abaixo do pé do talude, e

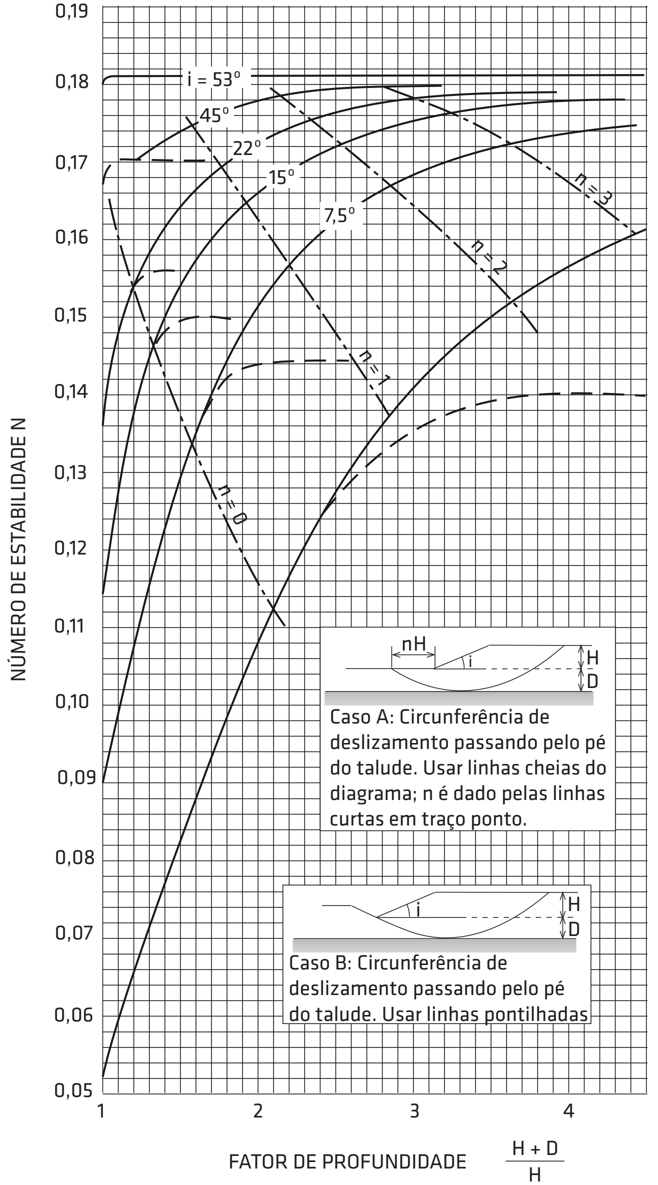


Fig. 6.7 *Ábaco elaborado por Taylor (1937), que relaciona o fator de profundidade (P) com o número de estabilidade (N)*

6.6 Exemplos de aplicação

1. Calcular o coeficiente de segurança de um talude sabendo que $i = 18°\ 25'$, $H = 45\,\text{m}$, $c = 5\,\text{tf/m}^2$, $\gamma_{nat} = 2{,}04\,\text{tf/m}^3$, $\phi = 15°$, utilizando os ábacos de Taylor (Cruz, 1965).

Solução

Como o solo apresenta uma componente de coesão e de atrito interno, o cálculo é feito por tentativas. Admite-se *a priori* que o fator de segurança seja $Fs_1 = 1{,}70$.

Pode-se, então, calcular o valor do ângulo ϕ_n, ou seja:

$\text{tg}\,\phi_n = \text{tg}\,\phi/S = \text{tg}\,15°/1{,}7 = 0{,}268/1{,}7 = 0{,}158$, donde $\phi_n = 9°$

Com o valor de ϕ_n e a inclinação i do talude, obtém-se, no ábaco de Taylor (Fig. 6.6), o valor de $N = 0{,}042$.

Sabendo-se que:

$$N = \frac{c_n}{\gamma_{nat} H_c}$$

Obtém-se o valor de c_n pela substituição dos valores:

$$c_n = 0{,}042 \times 2{,}04 \times 45 = 3{,}82\,\text{tf/m}^2$$

O valor da coesão do solo é 5 e, portanto, o coeficiente de segurança em relação à coesão é:

$$S = c/c_n = 5/3{,}82 = 1{,}30$$

O valor de S assim obtido é muito diferente daquele admitido inicialmente. Deve-se, então, fazer uma segunda tentativa. Admitindo-se, agora, $Fs_2 = 1{,}55$, têm-se:

$$\phi_n = 9{,}8°, \quad N = 0{,}035 \quad \text{e} \quad c_n = 3{,}22\,\text{tf/m}^2$$

Donde:

$$S = 5{,}0/3{,}122 = 1{,}55$$

Uma vez que houve coincidência entre Fs_2 e S, o valor de S deverá ser tomado com o fator de segurança do talude analisado.

7 Métodos de Hoek e Stimpson

7.1 Método de Hoek

No presente método são considerados dois tipos básicos de ruptura: ruptura planar, que ocorre ao longo de feições estruturais definidas, como falhas, fraturas ou planos de acamamento, e ruptura circular ou rotacional, que ocorre em solos e rochas moles, cujas propriedades mecânicas não são controladas pelas feições estruturais acima mencionadas. A influência da pressão da água é considerada em dois casos: fluxo normal descendente, paralelo ao talude, e fluxo horizontal, no qual o movimento livre descendente da água subterrânea é inibido pela presença de camadas horizontais ou de juntas argilosas impermeáveis. A influência das fendas de tração, tanto secas como saturadas, é levada em consideração.

O método usado por Hoek (1970) para a obtenção dos ábacos para a análise da estabilidade de taludes afetados por ruptura plana é ilustrado por meio de um exemplo prático. O fator de segurança, partindo-se da Eq. 5.31, é dado por:

$$F_S = \frac{2c \operatorname{sen} i}{\gamma H \operatorname{sen}(i-\theta)\operatorname{sen}\theta} + \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\theta}$$

Ou, para a condição de equilíbrio-limite, quando $F_S = 1$ (Eq. 5.31):

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{2 \operatorname{sen} i \cos\phi}{\operatorname{sen}(i-\theta)\operatorname{sen}(\theta-\phi)}$$

A fim de construir uma série de gráficos que poderão dar uma solução precisa a essas duas equações, seria necessário locar $\gamma H/c$ versus i para diversos valores de θ e ϕ, $\gamma H/c$ *versus* θ para diversos valores de i e $\phi\gamma H/c$ *versus* ϕ

estabilidade da vertente. Nessas condições, as forças U e V são iguais a zero, e a Eq. 7.1 reduz-se a:

$$F = \frac{c.A}{P \operatorname{sen} \theta} + \operatorname{cotg} \theta \operatorname{tg} \phi \tag{7.16}$$

7.1.6 Presença de água somente na fenda de tração

Um período de chuvas pesadas pode causar um rápido aumento da pressão da água na fenda de tração, que pode vir rapidamente a ser preenchida se um sistema adequado de drenagem não tiver sido instalado no talude. Admitindo-se que a rocha é relativamente impermeável, a única pressão de água gerada durante ou logo após o período de chuva será aquela da fenda de tração e, assim, $U = O$. A força neutra (U) pode também ser reduzida a zero ou quase zero se o plano de ruptura estiver impermeabilizado por estar preenchido com argila. Em ambos os casos, o fator de segurança, a partir da Eq. 7.7, será dado por:

$$F = \frac{c.A + (P \cos \theta - V \operatorname{sen} \theta) \operatorname{tg} \phi}{P \operatorname{sen} \theta + V \cos \theta} \tag{7.17}$$

7.1.7 Presença de água na fenda de tração e no plano de deslizamento

Nesse caso, o fator de segurança será dado pela Eq. 7.7, considerando-se a força neutra (U) e a pressão (V) por causa da pressão da fenda de tração.

7.1.8 Vertente saturada com intensa recarga

O fator de segurança nesse caso pode ser adequadamente calculado pela Eq. 7.7, admitindo-se que a fenda de tração está totalmente preenchida por água, fazendo-se $Z_0 = Z$.

7.1.9 Profundidade crítica da fenda de tração

Quando a fenda de tração não é visível no topo da vertente por estar encoberta, é necessário determinar sua posição mais provável. A profundidade crítica (Zc) de uma fenda de tração em uma vertente

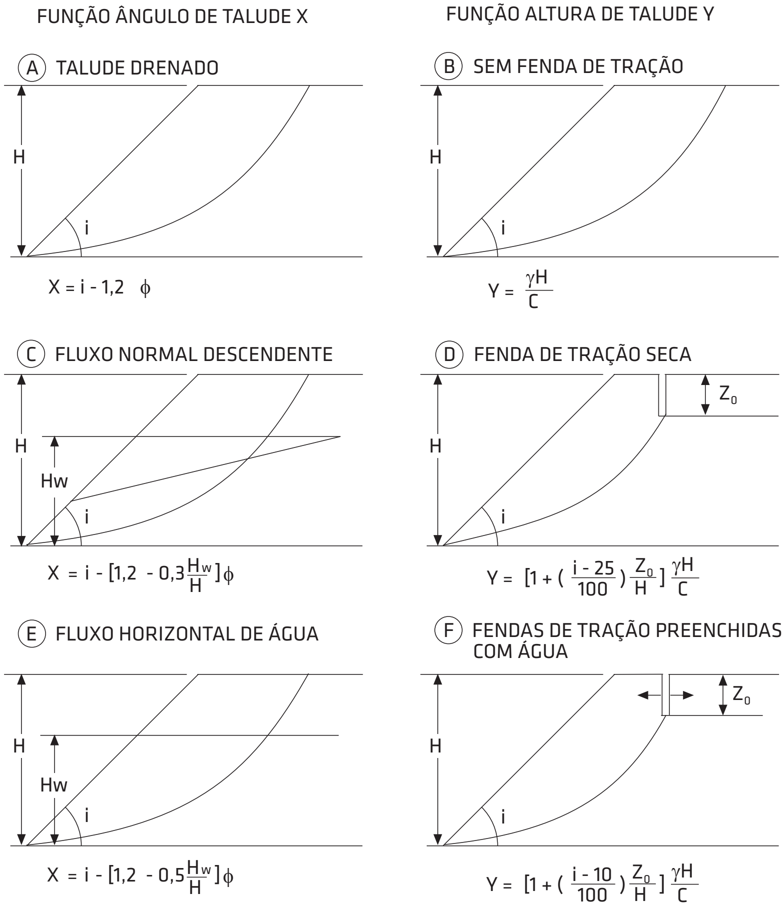


Fig. 7.11 *Funções X e Y para o acompanhamento do ábaco de ruptura circular. A estimativa de Z_0 após o escorregamento pode ser feita com o auxílio de uma mira com precisão decimétrica, no trecho em que a superfície de ruptura permaneceu praticamente vertical, próximo ao topo do talude*

Fonte: Hoek (1970).

7.1.12 Ábacos de Hoek para o estudo da estabilidade de vertentes

A metodologia para a determinação do fator de segurança de uma vertente natural consiste, basicamente, na análise da estabilidade de taludes na condição de equilíbrio-limite, considerando-se que o fator de segurança é igual à unidade no momento da ruptura.

8 Influência da vegetação na estabilidade de taludes

As encostas sofrem, com frequência, movimentos coletivos de solos e rochas, genericamente chamados de escorregamentos. O fato é consequência da própria dinâmica de evolução das encostas, em que massas de solo avolumam-se continuamente por causa da ação do intemperismo sobre as rochas, atingindo espessuras críticas para a estabilidade. A partir daí, podem ocorrer movimentos de massa relativamente isolados no tempo e no espaço, ou concentrados em ocorrências simultâneas, afetando regiões inteiras.

Sabe-se, de um modo geral, que há estreito vínculo entre chuvas intensas e escorregamentos, por diversas causas, como o aumento do grau de saturação do solo, que leva à perda da "coesão aparente", desenvolvimento de pressão neutra, que leva à diminuição da pressão efetiva, aumento do peso do solo pelo acréscimo do grau de saturação, desenvolvimento de pressões hidrostáticas sobre a massa de solo ou rocha pelo acúmulo de água em fendas ou trincas, aumento da força de percolação por causa do fluxo subterrâneo da água, entre outros efeitos. Por todas essas causas, a água da chuva é considerada como elemento desencadeador dos fenômenos de instabilidade.

A esses fatores, entretanto, devem ser somados outros, que têm grande importância na estabilidade das vertentes, como forma e inclinação das encostas, natureza da cobertura vegetal, características do solo e das rochas, tensões internas (tectônicas e atectônicas), abalos sísmicos naturais e induzidos e ações antrópicas de ocupação. Um estudo detalhado da influência da vegetação na estabilidade de vertentes foi realizado por Prandini et al. (1976).

Existe consenso generalizado de que as florestas desempenham importante papel na proteção do solo e o desmatamento ou abertura de clareiras pode promover não só a erosão, mas também movimentos coletivos de solo. Ainda que a relação entre escorregamentos e períodos de alta pluviosidade

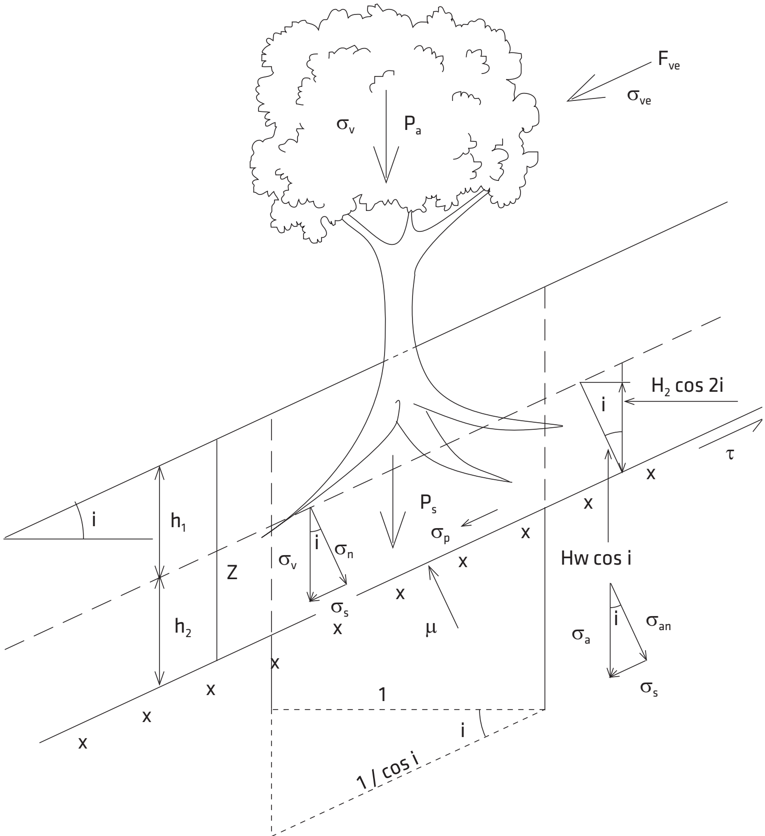


Fig. 8.9 *Elementos geométricos de uma vertente com vegetação e forças atuantes*

As suas componentes normal e tangencial são, respectivamente:

$$\sigma_{en} = \sigma_{ev} \cos i = (h_1 \gamma_{nat} + h_2 \gamma_{sub}) \cos^2 i \tag{8.20}$$

$$\sigma_{es} = \sigma_{ev} \operatorname{sen} i = (h_1 \gamma_{nat} + h_2 \gamma_{sub}) \cos i \operatorname{sen} i \tag{8.21}$$

Pressão neutra atuante no plano de ruptura potencial

Tendo por base a seção 5.2, o valor da pressão neutra (μ) pode ser expresso da seguinte forma:

$$\mu = \gamma_a h_2 \cos^2 i \tag{8.22}$$

água (V) na fenda de tração é dada pela Eq. 7.14, e a força do vento na copa das árvores pela Eq. 8.24. Nessas equações deve-se, entretanto, substituir o ângulo de inclinação i da vertente pelo ângulo de inclinação θ da superfície de escorregamento.

8.6 Efeito de cunha das raízes

O efeito de cunha das raízes é um processo potencialmente desestabilizador, especialmente onde rupturas e outras descontinuidades das rochas estão presentes, permitindo a entrada, avanço e crescimento das raízes. As raízes das árvores criam os maiores problemas, embora raízes de gramíneas e arbustos possam alargar pequenas fendas. Onde a vegetação ganha um ancoradouro em vertentes inclinadas com planos de descontinuidades subverticais, o efeito de cunha das raízes pode deslocar e causar o fenômeno do tombamento de blocos (*toppling*). As vertentes com espessuras muito grandes de solo estão menos sujeitas a esse tipo de fenômeno.

O efeito de cunha das raízes pode não causar instabilidades nas vertentes, durante o tempo de vida de uma árvore ou da vegetação, uma vez que os blocos de rocha podem ser envolvidos pelas raízes e troncos. Esse efeito cessa, porém, quando da morte das árvores, e então os blocos deslocados podem vir a cair pela perda de sustentação das raízes (Styczen; Morgan, 1995).

8.7 Exercícios

1. Determinar o fator de segurança de uma vertente infinita, sem vegetação e com vegetação, conhecendo-se os seguintes dados:

$$c = 10\,\text{kN/m}^2; \quad \gamma_{sat} = 20\,\text{kN/m}^3; \quad \gamma_{nat} = 18\,\text{kN/m}^3; \quad Z = 1{,}0m;$$

$$i = 35°, \phi = 40°; \quad \gamma_a = 10\,\text{kN/m}^3, \quad h_1 = 0{,}5\,\text{m}; \quad h_2 = 0{,}5\,\text{m}.$$

2. Recalcular o fator de segurança da mesma vertente, considerando-se o efeito da vegetação onde:

$$S_r = 5\,\text{kN/m}^3; \quad \sigma_a = 5{,}0\,\text{kN/m}^2; \quad \sigma_v = 1{,}0\,\text{kPa}$$

9 Intensidade da chuva e escorregamentos

9.1 Processo precipitação-vazão

A modelagem do processo precipitação-vazão pressupõe o conhecimento do ciclo hidrológico em uma bacia hidrográfica, e envolve um conjunto de processos como precipitação, interceptação, evapotranspiração, infiltração, percolação, armazenamento da água no subsolo e na superfície, vazões superficiais e subsuperficiais e cada um, por sua vez, é composto por outros subprocessos.

O primeiro pesquisador a propor na íntegra um modelo clássico de hidrologia de encostas por meio de teoria de infiltração-escoamento foi Horton (1933). A base da sua análise foi considerar a superfície do solo como um filtro capaz de separar a precipitação em dois componentes básicos: um que envolve a parcela da água precipitada e que se desloca sobre a superfície do solo até alcançar os rios, denominado escoamento superficial, e o outro que engloba a parcela de água que se infiltra no solo e, dali, pelo fluxo subterrâneo, desloca-se para o rio. Este último é conhecido como escoamento subsuperficial.

Desde a publicação dos trabalhos pioneiros de Horton (1933), prevaleceu a teoria de que o escoamento direto era basicamente produzido pelo escoamento superficial, que ocorre toda vez que a intensidade da chuva excede a capacidade de infiltração do solo (Chorley, 1978). Geralmente isso ocorre nas porções da bacia de drenagem em que a umidade do solo é alta, ou em que a superfície do terreno é relativamente impermeável, o que pode ser o caso de superfícies urbanas impermeabilizadas ou de superfícies naturais com baixa capacidade de infiltração.

9.4 Fluxo de água subsuperficial e o índice de umidade do solo numa vertente infinita

Aplicando-se o conceito de transmissividade do solo a uma vertente infinita, com uma camada de solo de profundidade z, fluxo de água paralelo à vertente e nível freático a uma altura h_2, acima do plano potencial de escorregamento, como mostra a Fig. 9.3, tem-se que:

$$T_m = kz \cos i \tag{9.6}$$

O fluxo de água subsuperficial, segundo a Lei de Darcy, é dado por:

$$Q_b = b\, b_a k\, i \tag{9.7}$$

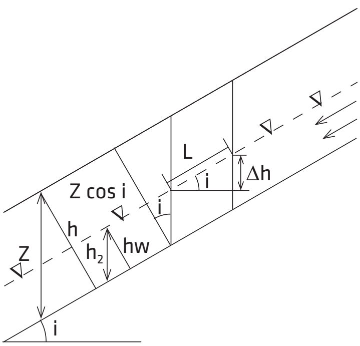


Fig. 9.3 *Elementos geométricos de uma vertente ilimitada empregados na análise da estabilidade. A linha tracejada representa o nível freático*

Em que i representa o gradiente hidráulico e bb_a é a área da secção Transversal ao fluxo. Para uma vertente infinita, com fluxo de água paralelo à superfície livre do terreno, o gradiente hidráulico i é dado por (seção 5.2 e Fig. 5.8):

$$i = \operatorname{sen} i \tag{9.8}$$

Substituindo-se as Eqs. 9.5 e 9.8 na Eq. 9.7, tem-se:

$$Q_b = T_m b \operatorname{sen} i \tag{9.9}$$

De acordo com o modelo proposto por O'Louglin (1986), levando em conta a lei de conservação da massa de água, o fluxo total numa vertente infinita, com uma área de contribuição a para a bacia de drenagem, levando em conta os dois componentes do escoamento, é descrito por:

$$Q_t = (q_s + q_b)\, a = \mu d b + T_m b \operatorname{sen} i \tag{9.10}$$

O modelo considera que o fluxo de água subsuperficial se dá paralelamente à superfície do terreno e tem sido empregado por diversos autores (O'Loughling, 1986; Moore, O'Loughling; Burch, 1988; Montgomery; Dietrich, 1994; Wu; Sidle, 1995; Montgomery; Sullivan; Greenberg, 1998; Montgomery se infiltra no solo, não havendo água disponível para que ocorra o escoamento superficial.

Substituindo-se os valores na equação da razão de umidade do solo (W), e após a simplificação, obtém-se:

$$W = \frac{q_b a}{T_m b \operatorname{sen} i} = \frac{bkh_2 \cos i \operatorname{sen} i}{bkz \cos i \operatorname{sen} i} = \frac{h_2}{z} = \frac{h_w}{h} \tag{9.18}$$

Nessa equação, h_2 representa a altura da zona de solo saturado, acima do plano potencial de escorregamento, e z é a profundidade do solo até o plano potencial de deslizamento, enquanto h_w, e h são os respectivos valores, tomados perpendicularmente à vertente, como mostra a Fig. 9.4. A equação pressupõe que a condutividade do solo saturado não varia com a profundidade.

Assim:

$$\frac{h_w}{h} = \frac{q_b a}{T_m b \operatorname{sen} i} \tag{9.19}$$

9.5 Deslizamento nas encostas

A Eq. 8.42, que trata da estabilidade das encostas e considera o papel da vegetação, pode ser rearranjada de forma mais conveniente para incorporar a hidrologia da vertente. Assim:

$$F_s = \frac{(c_s + s_r) + \left[(z\gamma_{sat} - h_2\gamma_a + P_a)\cos^2 i + T \operatorname{sen}\theta\right] \operatorname{tg}\phi + T\cos\theta}{[(z\gamma_{sat} + P_a)\operatorname{sen} i + F_{ve}]\cos i}$$

Fazendo-se: $z = \frac{h}{\cos i}$; $h_2 = \frac{h_w}{\cos i}$; $P_a = \frac{\sigma_a}{\cos i}$; $F_{ve} = \frac{\sigma_{ve}}{\cos i}$

Substituindo-se esses dois valores na equação dada anteriormente e após as simplificações, obtém-se:

$$F_s = \frac{(c_s + s_r) + \left[\left(\gamma_{nat} - \frac{h_w}{h}\gamma_a\right) h\cos i + \sigma_a \cos i + T \operatorname{sen}\theta\right] \operatorname{tg}\phi + T\cos\theta}{(h\gamma_{sat} + \sigma_a)\operatorname{sen} i + \sigma_{ve}} \tag{9.20}$$

Substituindo-se nessa equação a Eq. 9.20, tem-se:

$$F_s = \frac{(c_s + s_r) + \left[\left(\gamma_{sat} - \frac{q_b a \gamma_a}{T_m b \operatorname{sen} i}\right) h\cos i + \sigma_a \cos i + T \operatorname{sen}\theta\right] \operatorname{tg}\phi + T\cos\theta}{(h\gamma_{sat} + \sigma_a)\operatorname{sen} i + \sigma_{ve}} \tag{9.21}$$

Limiar do processo erosivo 10

O início do processo de erosão em uma vertente é uma questão de interesse para estudos de planejamento de ocupação de bacias hidrográficas ou de vertentes. Ao menos teoricamente, o processo de erosão terá início durante eventos de precipitação associados com o fluxo subterrâneo, especialmente onde este retorna à superfície e, em combinação com a água da chuva, forma um fluxo superficial de tal ordem que supera ou iguala a resistência crítica ao cisalhamento, de modo a iniciar o processo de incisão da superfície topográfica. As questões envolvidas nesse processo serão analisadas a seguir.

10.1 Fatores de controle da velocidade de fluxo

A maneira como o esforço de cisalhamento por unidade de área, também conhecido como "esforço trativo por unidade de área", exerce sua influência na velocidade do fluxo de água é analisada considerando-se as equações mais comumente utilizadas em hidráulica de canais abertos, ou seja, as equações de Manning e de Chezy.

Considere-se um segmento de um curso de água de largura w, comprimento L e profundidade d. A componente do peso da água (F_p) na direção do fluxo, e que tende a movimentar a água num plano de inclinação β, é igual a:

$$F_p = P \operatorname{sen} \beta \tag{10.1}$$

Sabendo-se que $P = \rho_a g V$, onde ρ_a é a densidade da massa de água, g é a aceleração da gravidade e V é o volume de água na seção considerada do rio, tem-se que:

$$F_p = \rho_a g\, dLw \operatorname{sen} \beta \tag{10.2}$$

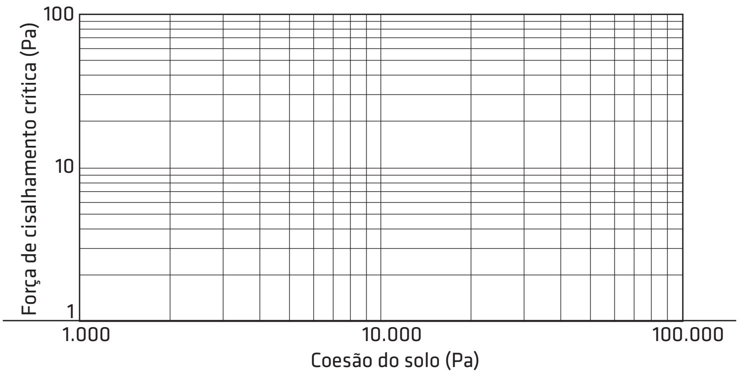


Fig. 10.1 *Secção transversal de um curso de água, indicando a área molhada (em cinza) e o perímetro molhado (traço mais espesso)*

contexto, a declividade para jusante representa a taxa de perda da energia potencial por meio de atrito ou fricção.

10.2 Rugosidade da superfície de escoamento

Na dinâmica do escoamento, há uma resistência ao fluxo (k_1) que pode ser definida como igual a:

$$k_1 = \frac{\tau_b}{\mu^2} \tag{10.9}$$

onde τ_b é a resistência ao cisalhamento por unidade de área e μ é a velocidade média do fluxo. Substituindo-se essa equação na Eq. 10.7 e, ainda, lembrando que $\rho_a g = \gamma_a$, tem-se:

$$\mu = (k_2 \gamma_a R S)^{\frac{1}{2}} \tag{10.10}$$

onde $k_2 = 1/k_1$ e γ_a é o peso específico da água.

O coeficiente ($k_2\gamma_a$) 1/2 é conhecido como coeficiente C de Chezy e, logo:

$$\mu = C(RS)^{\frac{1}{2}} \tag{10.11}$$

A equação de Chezy considera que a velocidade crítica ou velocidade média do fluxo é proporcional à raiz quadrada do produto do raio hidráulico ou profundidade pela declividade.

da rugosidade (Emmet, 1970). Na realidade, k_s depende da forma do canal (Chow, 1959), das características de rugosidade da superfície (Phelps, 1975) e dos impactos dos pingos da chuva (Yoon; Wenzel, 1971). No regime de escoamento turbulento, nenhuma relação teórica pode ser deduzida e, assim, a equação empírica de Blausius é utilizada para descrever a relação entre f e Re (Rouse, 1961):

$$f = k_s Re^{-025} \tag{10.26}$$

O valor de k_s para um fluxo turbulento sobre uma superfície lisa é igual a 0,316.

10.4 Escoamento superficial

O processo de erosão terá início, ao menos teoricamente, durante eventos de precipitação que elevem a pressão de poros, associada com o fluxo subterrâneo, ao ponto de provocar movimentação de massa, ou, então, onde o fluxo superficial de profundidade tal que possa iniciar o processo de incisão da superfície topográfica.

Examinemos primeiramente a questão do fluxo superficial de água pluvial. Esse fluxo pode ser de duas naturezas distintas: turbulento ou laminar.

10.4.1 Fluxo turbulento

A profundidade (d) do fluxo pode ser calculada tendo por base o escoamento superficial e a rugosidade da superfície. Reescrevendo a Eq. 9.10 para a profundidade d, e considerando-se que todo o escoamento é superficial, tem-se:

$$d = \frac{1}{\mu b}\left(q_s a - T_m b \operatorname{sen} i\right) \tag{10.27}$$

Multiplicando ambos os termos por (ρ_agS) e substituindo-se a Eq. 10.8 na equação anterior:

$$\tau_b = \frac{\rho_a g S}{\mu b}\left(q a - T_m b \operatorname{sen} i\right) \tag{10.28}$$

Para eliminar o termo com velocidade (μ) na Eq. 10.28, pode-se usar a Eq. 10.17 de Darcy-Weisbach, frequentemente empregada nos estudos de fluxos superficiais. Após a substituição e simplificação:

Mecânica das Rochas

Parte 3

11 Descontinuidades em maciços rochosos

A estabilidade e a deformabilidade de maciços rochosos dependem, em grande parte, da presença de descontinuidades nas rochas. Um maciço rochoso é tipicamente mais heterogêneo e anisotrópico do que uma rocha intacta.

Por maciço rochoso entende-se uma massa de rocha interrompida por descontinuidades, constituída de blocos discretos, estes últimos com propriedades de rochas intactas; rocha intacta é uma designação aplicada a rochas que não apresentam descontinuidades ou planos de fraqueza.

As descontinuidades mais comuns e presentes em todos os maciços rochosos são representadas por juntas, falhas, contatos litológicos e fonações metamórficas. O produto resultante é um agregado descontínuo de blocos, com formas geométricas irregulares, alternados com zonas de rochas intemperizadas em graus variáveis e com propriedades físicas muito diferentes, quando comparadas com a mesma massa de rocha intacta.

Além da redução da resistência por causa da alteração das rochas por processos metamórficos, magmáticos ou intempéricos, a presença de descontinuidades no maciço rochoso é o fator principal no controle da sua resistência mecânica e deformabilidade. Muitos autores notaram que a resistência de uma massa de rocha depende mais das descontinuidades presentes do que propriamente da resistência das porções intactas da rocha.

A avaliação das propriedades geotécnicas de um maciço rochoso inclui o conhecimento das propriedades da rocha intacta, da ocorrência e natureza das descontinuidades, da extensão e do grau de alteração e da posição espacial das descontinuidades no maciço. Fatores geológicos como a mineralogia, textura, granulometria e material cimentante afetam de forma significativa a resistência e a deformabilidade. Por exemplo, rochas que apresentam engranzamento dos minerais, como as rochas ígneas, por exemplo, apresentam uma resistência

11.4 Influência da interface solo-rocha no cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de contatos solo-rocha, em geral, é inferior à do solo, sendo tanto menor quanto mais regular e lisa for a superfície rochosa de contato. Essas conclusões são de Kanji (1972), que encontrou, em ensaios laboratoriais realizados com amostras amolgadas de diversos tipos, reduções do ângulo de atrito de 1 a 14,5 graus para tensões normais baixas e de 2,4 a 6,5 graus para tensões maiores (Fig. 11.11).

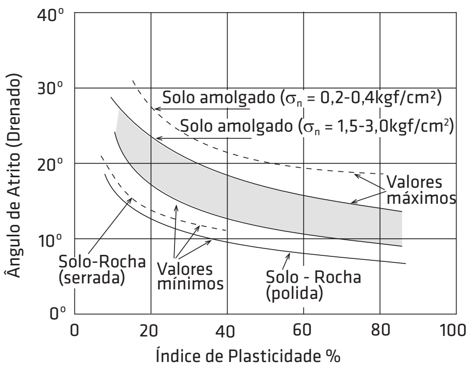


Fig. 11.11 *Correlação entre ângulo de atrito e índice de plasticidade em ensaios de cisalhamento de interfaces solo-rocha Fonte: Kanji (1972).*

Nas condições de campo, os resultados desses ensaios assinalam valores mínimos de resistência em situações geológicas em que o solo estiver em contato com superfícies polidas, ou com estrias de fricção ou acamamento regular. O tipo litológico tem, aparentemente, pouca importância no fator de redução na resistência, prevalecendo os critérios geométricos da superfície de contato (Guidicini; Nieble, 1976).

11.5 Alteração de maciços rochosos

O estado de alteração das rochas tem significativa influência nas propriedades geotécnicas dos maciços rochosos. O intemperismo físico dá origem a modificações no tamanho e no número de descontinuidades presentes; o intemperismo químico, por outro lado, é acelerado pela infiltração da água no subsolo através da rede de descontinuidades presentes. A disponibilidade de água depende das condições climáticas locais (umidade e temperatura) e da drenagem (controlada pela topografia local) em conjunção com a permeabilidade primária ou secundária do maciço rochoso.

O material rochoso tende a deteriorar em qualidade por causa dos efeitos do intemperismo e/ou da alteração hidrotermal. Os efeitos dessas mudanças podem ser detectados por medições sistemáticas de parâmetros como resistência do material rochoso ou espaçamento de fraturas, mas uma avaliação qualitativa pode ser feita visualmente, por meio de uma estimativa do grau do intemperismo ou da alteração.

Uma classificação descritiva geral do grau de intemperismo ou da alteração de material rochoso é apresentada no Quadro 11.6. Nem todos os graus de intemperismo podem ser encontrados em um mesmo maciço rochoso; sua distribuição está, geralmente, relacionada à porosidade e á presença de descontinuidades abertas na rocha. Essa classificação reflete a influência de descontinuidades presentes em um maciço rochoso alterado quimicamente.

Quadro 11.6 Classificação de rochas intemperizadas

Termo	Descrição	Grau
Rocha fresca	Sem evidências de material de alteração	IA
Muito pouco alterada	Descoloramento ao longo das maiores superfícies de descontinuidade	IB
Pouco alterada	Descoloramento indicando alteração da rocha e das descontinuidades. Todas as rochas apresentam-se descoloridas por ação do intemperismo e podem estar um pouco enfraquecidas em relação ao estado fresco	II
Moderadamente alterada	Menos da metade da rocha apresenta-se decomposta, formando solo. Rocha fresca ou descolorida ocorre sob a forma de corpos relativamente contínuos ou em blocos	III
Muito alterada	Mais da metade da rocha apresenta-se decomposta, formando solo. Rocha fresca ou descolorida ocorre sob a forma de corpos relativamente contínuos ou em blocos	IV
Completamente alterada	Toda a rocha está decomposta. A estrutura da rocha original ainda está presente em grande parte	V
Solo residual	Toda rocha é convertida em solo. A estrutura e a textura da rocha original estão destruídas. Há grande mudança no volume, mas o solo não sofreu transporte significativo	VI

Fonte: Geological Society (1977).

12 Resistência das rochas e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Pode-se dizer que não existe o predomínio de um único modo de ruptura de rochas. Processos de deformação como flexura, cisalhamento, tensão e compressão podem, cada um, provocar rupturas nas rochas. A flexura refere-se ao processo de ruptura quando a rocha é submetida a uma flexão, com o desenvolvimento e propagação de juntas de tensão, e pode ser um processo muito comum em tetos de túneis, no local em que a secção da rocha, perdendo o apoio, verga-se sob o efeito da força da gravidade e do peso das rochas sobrejacentes. Rupturas por flexura são também comuns em taludes de rocha constituídos por camadas com altos mergulhos, quando blocos podem rotacionar e cair em direção ao espaço livre, fenômeno conhecido como tombamento de blocos (*toppling failure*).

A ruptura por cisalhamento refere-se à formação de uma superfície de ruptura na qual o esforço cisalhante atinge um valor crítico, seguido de deslocamento ao longo do plano de ruptura e relaxamento do esforço. Este fenômeno é comum em taludes escavados em rochas pouco resistentes, como argilitos, folhelhos e rochas trituradas em zonas de falha. É um processo que pode ocorrer associado a pilares de minas subterrâneas, por exemplo, quando estes podem "empurrar" relativamente a parte adjacente do teto para cima, ou a base para baixo, formando pequenas falhas laterais, na rocha apoiada pelo pilar (Fig. 12.1).

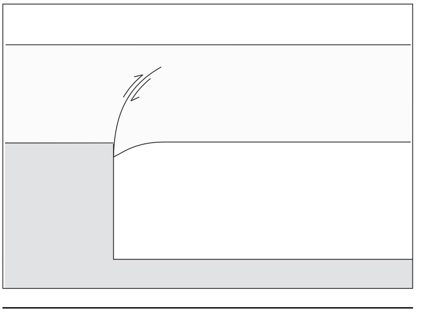


Fig. 12.1 *Exemplo de ruptura por cisalhamento, associada a pilares em minas subterrâneas*

12.3 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

O mais simples e mais conhecido critério de ruptura é conhecido como critério de Mohr-Coulomb, e consiste de uma reta envelope, tangenciando o círculo de Mohr, que representa as condições críticas de combinações dos esforços principais (Fig. 12.2).

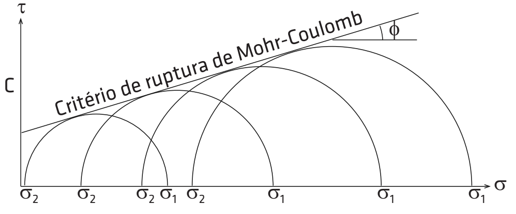


Fig. 12.2 *Critério de ruptura de Mohr-Coulomb*

Conforme visto anteriormente para rochas e solos coesivos, a equação dessa reta é dada por:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \phi \qquad (12.1)$$

onde τ representa o pico do esforço cisalhante ou o pico de resistência ao cisalhamento, ϕ é o ângulo de atrito interno ou ângulo de atrito entre duas superfícies, c é a coesão e σ_n é a componente do esforço que atua perpendicularmente ao plano de ruptura.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é também usado para representar a resistência residual ao esforço, isto é, o esforço mínimo oferecido pelo material após o pico de deformação. Nesse caso, o subscrito r pode ser usado com cada um dos termos da Eq. 12.1, para identificá-los com parâmetros do cisalhamento residual. A coesão (c_r) pode aproximar-se de zero, enquanto o ângulo de atrito interno residual (ϕ_r) poderá variar entre zero e o ângulo ϕ.

A fim de esclarecer melhor a diferença entre resistência ao cisalhamento e resistência residual, suponhamos que uma amostra de uma rocha acamadada, como, por exemplo, um ritmito, seja submetida a um processo de ruptura. A amostra contém um plano de estratificação cimentado, sendo o plano de acamamento absolutamente planar, sem irregularidade ou ondulações, e deseja-se provocar o deslocamento ao longo do plano de acamamento. Conforme ilustra a Fig. 12.3, quando a amostra é submetida a um esforço qualquer, este é subdividido em duas componentes, uma que atua perpendicularmente ao plano, conhecida com esforço normal (σ_n), e a outra, que atua paralelamente ao plano, sendo responsável pela ruptura ou deslocamento (d) da rocha, que é medido no experimento. Esse esforço é conhecido como esforço cisalhante (σ_s), ao qual se opõe a resistência ao cisalhamento (τ).

ângulo de atrito interno da rocha sã, da coesão residual (c_r) e do ângulo de atrito residual (ϕ_r) reinantes em seu plano de ruptura, a rocha, quando submetida a uma pressão de poros P_p, pode desenvolver preferencialmente um novo plano de ruptura em vez de provocar deslocamento ao longo do plano preexistente. Isso porque o círculo de Mohr, que descreve as condições de ruptura para a rocha intacta, sob as condições de pressão de poros representadas na figura, atinge a envoltória de Mohr para a rocha intacta antes que o ponto P, que representa o plano de ruptura, alcance a correspondente envoltória, e, com isso, condições para movimentação ao longo da ruptura preexistente.

12.5 Descontinuidades sem coesão ao longo do plano

A Fig. 12.9 evidencia a relação existente entre um ensaio de uma amostra sem e com a presença de um plano de ruptura. Na presença de um plano de ruptura preexistente, a reta envelope de Mohr intercepta o círculo em dois pontos (S e S'). Ambos definem os estados de equilíbrio e correspondem às inclinações máximas e mínimas (θ_1 e θ_2) da fratura, na condição de equilíbrio-limite. Os ângulos θ são tomados em relação a σ_2, e podem ser utilizados para determinar a coesão (c) e o ângulo de fricção (ϕ) de um meio equivalente, sem ruptura, tendo por base a coesão (c_d) e o ângulo de fricção (ϕ_d) ao longo do plano de descontinuidade.

Considere-se a descontinuidade da Fig. 12.9B, inicialmente sem o efeito de coesão. Relações trigonométricas no triângulo (OCS) fornecem:

$$\frac{\left(\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\right)}{\operatorname{sen}\phi_d} = \frac{\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\right)}{\operatorname{sen}(\phi_d + 2\theta_1)}$$

E, logo:

$$\frac{\sigma_1-\sigma_2}{\sigma_1+\sigma_2} = \frac{\operatorname{sen}\phi_d}{\operatorname{sen}(\phi_d + 2\theta_1)} \tag{12.16}$$

Os ângulos θ_1 e θ_2 representam as inclinações da descontinuidade em relação a σ_2.

Considerando-se agora as relações geométricas no triângulo (OCR) para as condições da mesma amostra sem a presença da ruptura preexistente, nas mesmas condições de esforços, e considerando-se o triângulo (OCR), tem-se:

13 Percolação de água em maciços rochosos

13.1 Água subterrânea

A água subterrânea tem profunda influência na estabilidade de vertentes ou taludes. Seu efeito mais importante está no aumento da pressão interna do maciço rochoso, levando à redução dos níveis de pressão efetiva. Adicionalmente, a presença da água pode reduzir a resistência das rochas intactas, como das descontinuidades, por causa de processos de alteração, saturação e erosão do material de preenchimento. Em resumo, a pressão da água age no sentido de desestabilizar as vertentes ao reduzir as forças resistentes aos escorregamentos e ao aumentar as forças desencadeadoras do movimento. Em ambos os casos, a pressão da água subterrânea atua perpendicularmente às paredes das descontinuidades, como mostra a Fig. 13.1.

Há dois extremos no comportamento da água subterrânea nos maciços rochosos, um que ocorre em solos porosos, conglomerados ou em rochas intensamente fraturadas, e o outro, em maciços rochosos muito pouco fraturados.

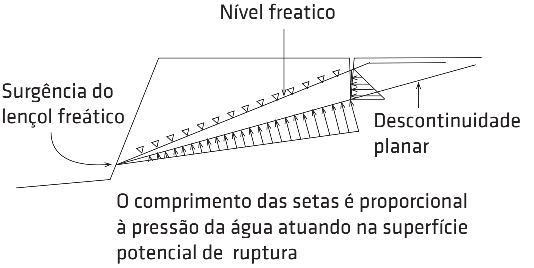


Fig. 13.1 *Efeitos da pressão de água na estabilidade de maciços rochosos*

Onde um maciço rochoso apresenta numerosas famílias de descontinuidades muito pouco espaçadas, a água comporta-se como

Quadro 13.3 Esquema de classificação da percolação em maciços rochosos

Classificação	Descrição
I	Paredes e tetos secos, percolação não detectável
II	Pequena percolação, gotejamento em algumas descontinuidades
III	Influxo médio, algumas descontinuidades com fluxo contínuo (estimar vazão litros/min/10m de comprimento de escavação)
IV	Grande influxo, algumas descontinuidades com grandes fluxos (estimar vazão litros/min/10m de comprimento de escavação)
V	Influxo excepcionalmente alto, algumas partes com fluxos excepcionais (estimar vazão litros/min/10m de comprimento de escavação)

A construção de sistemas de drenagens mais efetivos, furos inclinados ou galerias de drenagem deve ser feita, especialmente, em escavações de grandes taludes em rocha. A necessidade desses sistemas dependerá da orientação, do espaçamento e da abertura de descontinuidades importantes.

a) Descontinuidades sem preenchimento: veja quadro 13.1.
b) Descontinuidades com preenchimento: veja quadro 13.2.
c) Maciço rochoso (por exemplo, parede de túnel): veja quadro 13.3.

Registros pluviométricos locais devem ser obtidos sempre que possível, a fim de ajudar na interpretação da percolação observada. Isto é especialmente importante no projeto de drenos superficiais, taludes e túneis a pequenas profundidades.

13.3 Fluxo através de rochas fraturadas

A lei básica que descreve o fluxo foi enunciada por Darcy (1856) e mostra que o fluxo (v) por unidade de área de um aquífero é proporcional ao gradiente hidráulico (i) medido na direção do fluxo, ou seja:

$$v = ki \tag{13.1}$$

onde k é o coeficiente de permeabilidade. A expressão dimensional de k é a de uma velocidade e, no sistema métrico, ele é geralmente expresso em cm/s. Para uma secção transversal de uma amostra de solo ou de um particular aquífero de área A, tem-se:

$$Q = vA = Aki \tag{13.2}$$

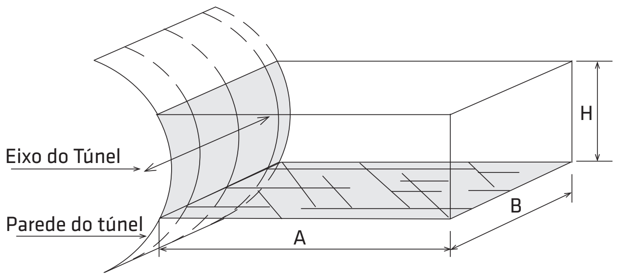


Fig. 13.12 *Geometria de um maciço rochoso nas proximidades de um túnel*

Nessa equação, K_g é um parâmetro geométrico que leva em conta o sistema de juntas na área de estudo. Se houver apenas um conjunto de juntas, paralelo ao lado A, a água fluirá somente através de juntas-chave que se estendem de um limite ao outro da área de interesse, como mostra a Fig. 13.13. Nesse caso:

$$K_g = \frac{B}{AS_k} \tag{13.35}$$

onde K_g expressa o volume relativo de fluxo de uma escavação e S_k representa o espaçamento médio dessas juntas-chave na área. S_k pode ser obtido, segundo Zhang (1990), pelo emprego da seguinte equação:

$$S_k = \frac{d}{\exp\left(-\frac{A}{L}\right)} \tag{13.36}$$

Nessa equação, d representa o espaçamento médio e L é o comprimento médio de todas as juntas do sistema. O valor de d pode ser obtido pelo emprego da Eq. 9.2, vista anteriormente.

Se houver outro conjunto de juntas no maciço rochoso e supondo-se que ambos se conectem completamente, com um grau de conectividade igual a 1, como mostra a Fig. 13.13B, então K_g poderá ser expresso por:

$$K_g = \frac{B}{Ad} \tag{13.37}$$

Nesse caso, todas as juntas comportam-se como condutos de água.

As Eqs. 13.35 e 13.37, entretanto, representam duas situações extremas da rede de condutos de água. Para um caso normal, onde $0 < C < 1$, o valor de K_g poderá ser estimado por (Zhang; Harkness; Last, 1992):

14 Sistemas de classificação de maciços rochosos

A primeira classificação geotécnica de maciços rochosos foi elaborada por Terzaghi em 1946. Com o tempo, verificou-se um aumento progressivo do número de classificações em decorrência da construção de obras e do reconhecimento da importância de certos fatores anteriormente desconhecidos. Entre as várias classificações, podem-se citar como mais representativas as de Terzaghi (1946), Ikeda (1970), Wickham, Tiedemann e Skinner (1974), Barton, Lien e Lunde (1974), Barton (1976), Rocha (1976), Bieniawski (1976, 1989, 1993), Franklin (1993). As classificações se destinam a maciços rochosos, cada uma com objetivos distintos; as mais recentes como as de Barton e Bieniawski, utilizam parâmetros quantitativos e introduzem índices de ponderações para a classificação, sendo atualmente as mais utilizadas (El-Naqa, 2001; Morales, 2006), enquanto Sem e Sadagah (2003) propõem modificação nos sistemas de classificação. Mazzoccola e Hudson (1996) apresentaram uma nova proposta para a caracterização de maciços rochosos com a finalidade de fornecer indicações acerca de fenômenos de estabilidade de vertentes naturais. Algumas classificações mais modernas usam parâmetros como o índice de qualidade de rocha (IQR), o ensaio de compressão axial e o teste de carga pontual (*point load test*), que serão examinados a seguir.

14.1 Índice de qualidade da rocha

Deere et al. (1967) desenvolveram um procedimento com base na recuperação de testemunhos de sondagem, que denominaram de IQR, para um dado intervalo de sondagem em diâmetro NX. Esse diâmetro foi escolhido como mais representativo das propriedades das rochas; diâmetros menores podem implicar uma maior fragmentação

Tab. 14.3 Designações de tamanho de blocos em função de J_V

Designação	**Jv (Juntas/m³)**
Blocos muito grandes	< 1,0
Blocos grandes	1 - 3
Blocos médios	3 - 10
Blocos pequenos	10 - 30
Blocos muito pequenos	> 30
Rocha esmagada	> 60

Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974).

bastante simples e de fácil obtenção, sozinho não é suficiente para caracterizar adequadamente um maciço rochoso, porque não leva em consideração propriedades importantes das descontinuidades como espaçamento, rugosidade, preenchimento etc., devendo ser usado juntamente com outros parâmetros para a **descrição** detalhada de maciços rochosos (Hougton, 1976; Palmström, 1982; Goodman; Smith, 1980; Jiang et al., 2006).

14.2 O IQR teórico (RQD - Rock Quality Designation)

Uma interessante modificação do IQR convencional foi apresentada por Priest e Hudson (1976, 1981), criando um novo método, ao qual denominaram de IQR teórico. O novo método baseia-se na distribuição estatística de valores de espaçamento entre fraturas, que podem ser encontrados ao longo de linhas de varredura, feitas diretamente com afloramentos. Sua grande vantagem está na facilidade de utilização, em qualquer situação geológica, não requerendo testemunhos de sondagens. Comparações feitas de IQR convencional e de IQR teórico, segundo esses autores, mostram concordância de resultados dentro de um intervalo de 5%, evidenciando o grande potencial do novo método para fins geotécnicos.

14.2.1 Distribuição do espaçamento de descontinuidades

A distribuição do espaçamento de descontinuidades é considerada em relação a distâncias entre pontos em que as descontinuidades

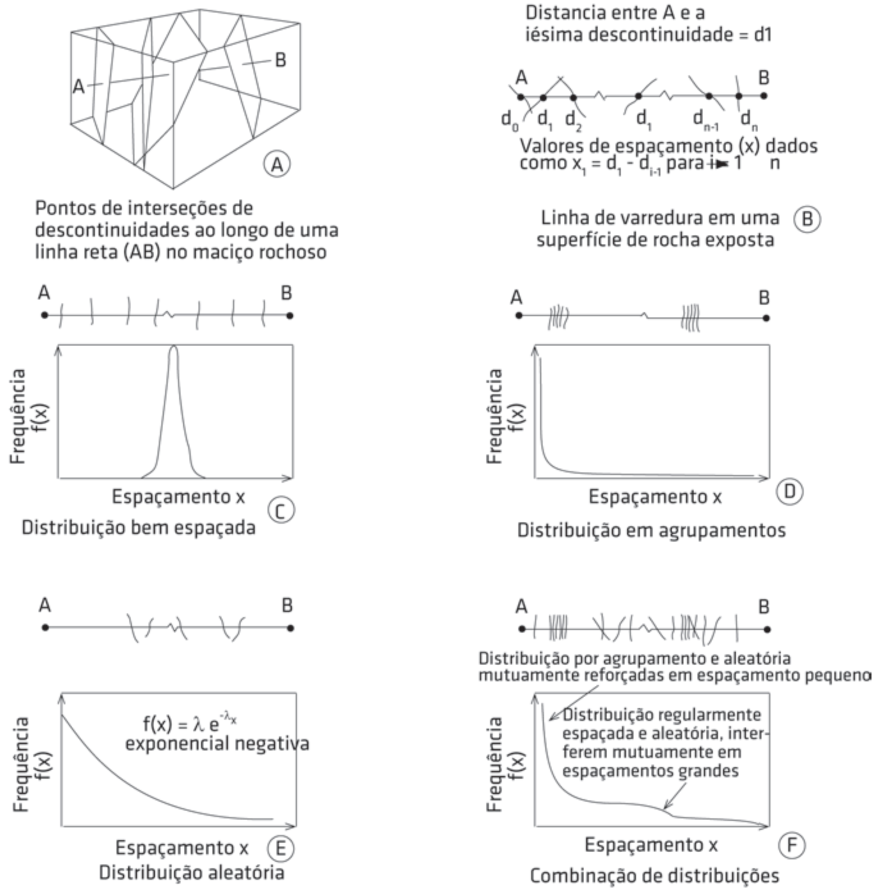


Fig. 14.3 *Distribuição teórica do espaçamento de descontinuidades*
Fonte: Priest e Hudson (1976).

regularmente espaçadas, agrupadas ou aleatoriamente distribuídas esteja presente. Esse fato resultará no tipo de distribuição de frequência mostrada na Fig. 14.3F, semelhante à distribuição exponencial negativa. Se, entretanto, o espaçamento médio de uma distribuição aleatória superposta é grande, comparado com uma distribuição regularmente espaçada, a última não será significativamente afetada e, consequentemente, predominará. Em todas as outras combinações, os agrupamentos não são praticamente afetados, enquanto o espaçamento regular é modificado pela superposição de um padrão de distribuição aleatório.

Estabilidade de taludes em rochas

Parte 4

15 Análise cinemática de taludes em rochas

A cinemática refere-se à movimentação de corpos, sem fazer, entretanto, referência às forças que causam o movimento. Muitos blocos em taludes escavados em rocha estão em condições estáveis, muito embora contenham planos de fraqueza bastante inclinados. Isso ocorre quando não há liberdade de movimentação ao longo de todas as superfícies de fraqueza que os delimitam, pois existem, frequentemente, impedimentos para sua livre movimentação. Uma vez, no entanto, retirado o impedimento por qualquer processo, erosão, escavação ou crescimento de fraturas, o bloco (ou blocos) ficará livre e deslizará em seguida.

Neste capítulo será analisada a estabilidade de blocos, tendo-se por base as atitudes dos planos de fraqueza em relação à atitude da vertente ou do talude, levando-se ainda em consideração na análise o ângulo de atrito ou de fricção atuante ao longo dos planos de fraqueza.

A identificação dos modelos potenciais de escorregamentos é um pré-requisito fundamental para a análise da estabilidade e manipulação de taludes. De um modo geral, os escorregamentos em maciços rochosos podem ser classificados em três tipos principais: escorregamentos planares, escorregamentos em cunha, tombamentos de blocos e escorregamentos rotacionais ou curvilineares, estes últimos, geralmente em solos ou rochas muito alterados, já foram objeto de análise em capítulos anteriores.

A Fig. 15.1 ilustra os quatro tipos de rupturas mais comumente encontradas em maciços rochosos e terrosos e a representação estereográfica das condições estruturais do maciço, suscetíveis de fornecer os tipos de ruptura para cada caso (Hoek; Bray, 1981). Na análise da estabilidade de uma vertente, o plano que a representa deverá ser incluído no estereograma, já que a ruptura somente poderá ocorrer como consequência de movimento em direção à face

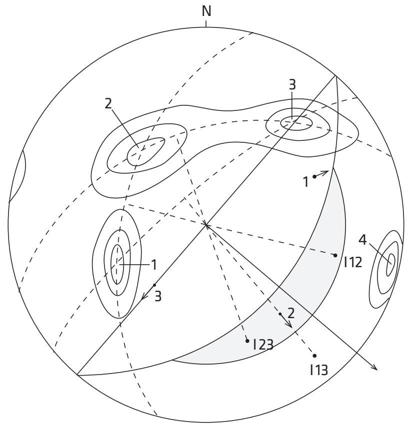


Fig. 15.16 *Avaliação preliminar da estabilidade de uma vertente com 50 graus de inclinação em uma massa de rocha com 4 conjuntos de rupturas. O deslizamento de blocos em cunha é possível ao longo das interseções I_{12} e I_{23} e escorregamento planar ao longo do plano 2. As concentrações representam polos de planos de descontinuidades*

e, por isso, o deslizamento se dará preferencialmente ao longo desse plano, isto é, haverá maior tendência para escorregamento planar do que em cunha, no exemplo em questão. Em suma, a área apresenta condições de escorregamento planar associado ao plano 2 e escorregamento em cunha associado aos planos 1, 2 e 3, ao longo das direções I_{23} e I_{12}. Essas são as condições mais críticas de instabilidade e deverão controlar o comportamento da vertente estudada. Estudos da estabilidade de taludes na Mina Saivá, a norte de Rio Branco do Sul, com o emprego dessas técnicas, foram realizados por Fiori et al. (1998).

15.4 Escorregamentos em vertentes multifacetadas

Vários modos de escorregamentos de cunhas e planos podem ocorrer em vertentes multifacetadas, e as Figs. 15.17 e 15.18 ilustram dois exemplos. No primeiro caso (Fig. 15.17A), a vertente apresenta duas facetas, mas o escorregamento da cunha se dá ao longo do plano da vertente da direita e, preferencialmente, ao longo do plano de descontinuidade (J_1) pelo fato de o rumo desta se situar mais próximo do rumo de mergulho da vertente. No segundo caso, o escorregamento afeta as duas facetas da vertente e a movimentação ocorre ao longo de

15.6 Mecanismos de escorregamentos em escavações

15.6.1 Desprendimento de blocos em teto de escavações

Para que um bloco de rocha fique livre para cair do teto ou escorregar das paredes de uma escavação é necessário que seja separado do restante da massa rochosa à sua volta por pelo menos três descontinuidades que se intersectam.

Deslizamentos estruturalmente controlados em túneis podem ser convenientemente analisados com o emprego de projeções estereográficas. Um exemplo simples da aplicação desse método é ilustrado na Fig. 15.24, que mostra uma cunha de rocha com possibilidade de se desprender do teto de uma escavação em rochas, delimitada por dois sistemas de juntas bem desenvolvidos e o plano horizontal do teto. A linha vertical, traçada a partir do ápice da cunha, deverá cair dentro da base da cunha para que sua queda ocorra sem deslizamento nos planos que a delimitam. Já a Fig. 15.25 mostra o aspecto de uma cunha de rocha delimitada por dois sistemas de juntas e o plano inclinado da escavação (teto do túnel).

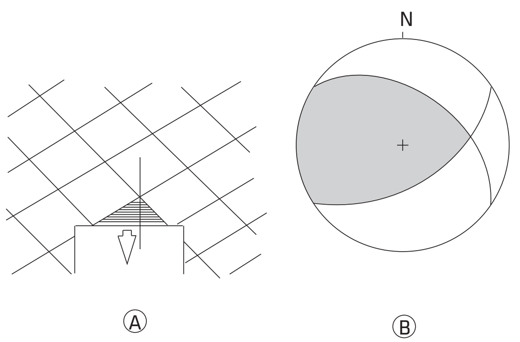


Fig. 15.24 *Condições para o desprendimento de blocos de teto de escavações*

No estereograma, a linha vertical que passa pelo ápice da cunha corresponde ao ponto central do diagrama, e as condições para o desprendimento do bloco serão satisfeitas se os grandes círculos que representam os planos das juntas formarem uma figura fechada em torno do centro do diagrama. A análise estereográfica pode ser utilizada, inclusive, para uma avaliação mais detalhada da forma e do volume de cunhas potencialmente instáveis.

16 Ruptura em cunha

A análise da ruptura em cunha de um talude no qual dois ou mais sistemas de descontinuidades isolam porções da rocha é um tema bastante complexo. Londe (1965) e Wittke (1965) desenvolveram verdadeiros tratados matemáticos envolvendo a análise bidimensional e tridimensional desse tipo de ruptura. A esses trabalhos é aqui feita apenas referência, uma vez que o cálculo vetorial utilizado é extenso e complexo.

Hoek e Bray (1981) oferecem uma variedade de técnicas para a análise da ruptura em cunha, que vão desde um estudo vetorial rigoroso até o uso de ábacos simples, que permitem uma rápida estimativa da estabilidade. A análise rigorosa é complexa do ponto de vista matemático e deve ser usada com o auxílio de um computador, mas permite levar em consideração variações da pressão da água e a coesão ao longo dos planos de escorregamento, fornecendo um valor mais preciso do fator de segurança de uma vertente.

16.1 Análise da ruptura em cunha

A geometria de uma cunha de rocha e sua representação estereográfica é mostrada na Fig. 16.1. Admitindo-se que a força resistente ao movimento é resultante apenas do atrito e que o ângulo de atrito é igual nos dois planos (A e B), sendo A o menos inclinado, o fator de segurança contra escorregamento é dado por:

$$F_S = \frac{(R_A + R_B)\,\mathrm{tg}\,\phi}{P\,\mathrm{sen}\,i} \tag{16.1}$$

Nessa equação, R_A e R_B são as reações normais nos planos A e B, i o ângulo formado pela interseção desses dois planos com a horizontal e ϕ é

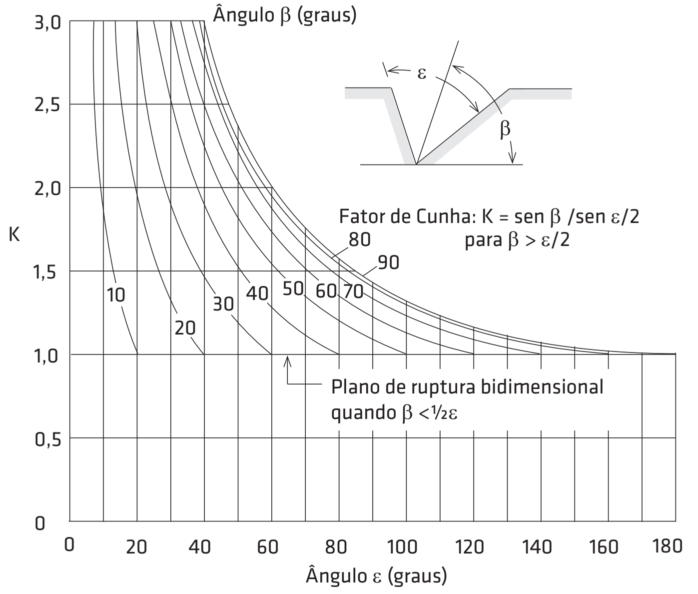


Fig. 16.3 *Fator de cunha (K) em função das condições geométricas da cunha*
Fonte: Hoek e Bray (1981).

2, 3 e 4. Essa distribuição de pressão representa as condições extremas que deverão ocorrer durante períodos de chuvas intensas.

A numeração das linhas de interseção dos vários planos envolvidos na análise é de extrema importância; a troca desses números implica erros na

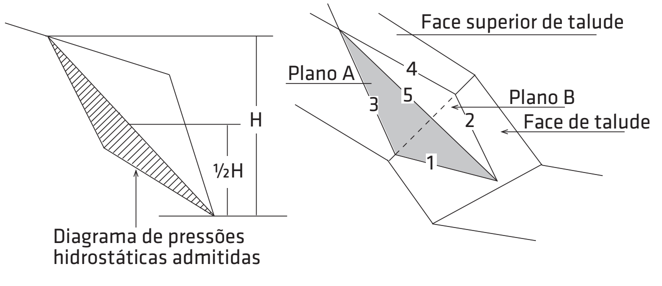


Fig. 16.4 *Elementos geométricos para a análise de escorregamento de uma cunha incluindo os efeitos da coesão e da pressão de água ao longo das superfícies de escorregamento*
Fonte: Hoek e Bray (1981).

Quadro 16.2 Folha de cálculo para a determinação do fator de segurança (baseado em Hoek e Bray, 1981)

CÁLCULO DE ESTABILIDADE DA CUNHA	
Dados de entrada	Resultados
$\psi_a = 45°$ $\psi_b = 70°$ $\psi_5 = 31{,}2°$ $\theta_{na,\,nab} = 101°$	$A = \dfrac{\cos\psi_a - \cos\psi_b \cos\theta_{na,\,nab}}{\operatorname{sen}\psi_5 \operatorname{sen}^2\theta_{na,\,nab}} = 1{,}5473$ $B = \dfrac{\cos\psi_b - \cos\psi_c - \cos\theta_{na,\,nab}}{\operatorname{sen}\psi_5 \operatorname{sen}^2\theta_{na,\,nab}} = 0{,}9554$
$\theta_{24} = 65°$ $\theta_{45} = 25°$ $\theta_{2.na} = 50°$	$X = \dfrac{\operatorname{sen}\theta_{24}}{\operatorname{sen}\theta_{45}\cos\theta_{2.na}} = 3{,}3362$
$\theta_{13} = 62°$ $\theta_{35} = 31°$ $\theta_{1.nb} = 60°$	$Y = \dfrac{\operatorname{sen}\theta_{13}}{\operatorname{sen}\theta_{35}\cos\theta_{1.nb}} = 3{,}4286$
$\varphi_A = 30°$ $\varphi_B = 20°$ $\gamma = 160$ lb/pé^3 $\gamma_w = 62{,}5$ lb/pé^3 $C_A = 500$ lb/pé^3 $C_B = 130$ pés	$F_s = \dfrac{3}{\gamma H}(C_A X + C_B Y) + (A - \dfrac{\gamma_a}{2\gamma} X)\,\mathrm{tg}\,\phi_A + (B - \dfrac{\gamma_a}{2\gamma} Y)\,\mathrm{tg}\,\phi_B$ $F_s = 1{,}3569$

16.3 Ábacos de estabilidade para atrito somente

Se a coesão dos planos A e B é zero e a vertente é totalmente drenada, a Eq. 16.10 reduz-se à seguinte forma:

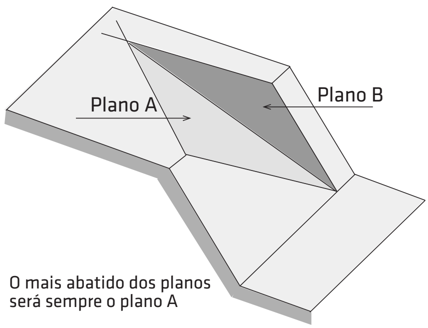
$$F_s = A\,\mathrm{tg}\,\phi_A + B\,\mathrm{tg}\,\phi_B \tag{16.11}$$

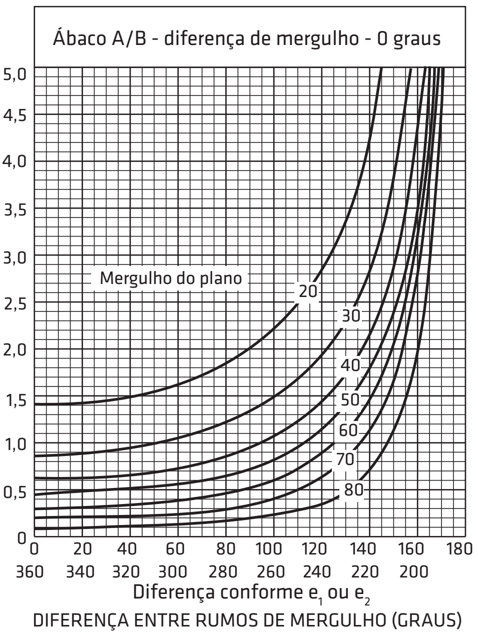
Nessa equação, ϕ_A e ϕ_B e são os ângulos de atrito para os planos A e B, respectivamente. Os parâmetros A e B são adimensionais e dependem dos mergulhos e dos rumos de mergulho dos dois planos, conforme mostram os ábacos apresentados na Fig. 16.6A-H (Hoek; Bray, 1981).

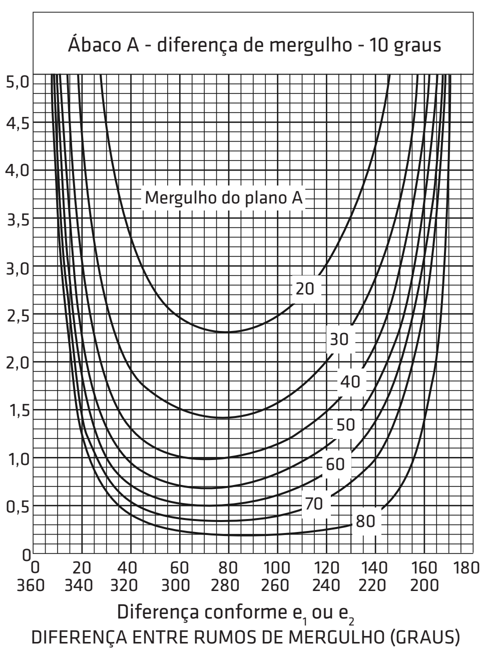
Para a sua utilização, procede-se da seguinte maneira:

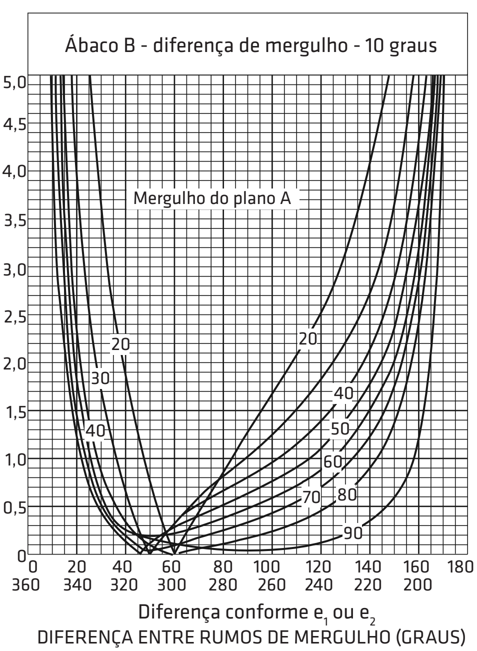
a) Obtêm-se, no campo, os mergulhos e as direções dos planos A e B. Cumpre lembrar que o plano A corresponde sempre ao menos inclinado;
b) Obtêm-se, por meio de ensaios, os ângulos de atrito ϕ_A e ϕ_B;
c) Efetua-se a diferença entre os valores dos dois mergulhos;

Esta vertente deverá ser examinada usando-se uma técnica mais rigorosa, uma vez que o fator de segurança apresenta um valor menor que 2,0.









17 Análise dinâmica da estabilidade de taludes em rocha

A facilidade com que as relações tridimensionais podem ser analisadas e manipuladas por meio da projeção estereográfica faz com que esta seja bastante atrativa no estudo de problemas de estabilidade de vertentes em rocha, especialmente para os escorregamentos em cunha, que envolvem questões inteiramente tridimensionais. A condição básica para a aplicação da projeção estereográfica no estudo da estabilidade de taludes em rocha é o reconhecimento de que o ângulo de atrito entre superfícies pode ser representado por um pequeno círculo na projeção. Se um bloco de rocha tiver liberdade para se movimentar em qualquer direção, o envelope de todas as forças atuantes nele é um cone, cuja geratriz perfaz um ângulo ϕ em torno do polo da superfície. De acordo com a definição de ângulo de atrito ou de fricção (ϕ), um bloco permanecerá em repouso em uma superfície planar se a resultante de todas as forças atuantes no bloco afastar-se da normal à superfície com um ângulo menor do que ϕ, ou, em outras palavras, se a resultante das forças ficar posicionada dentro do cone de atrito (Fig. 17.1).

17.1 Representação do cone de atrito em projeção estereográfica

A projeção de um cone de atrito em um diagrama de igual ângulo, ou de Wulff, aparece como um pequeno círculo de raio ϕ, em tomo do polo p da superfície de escorregamento (Fig. 17.1C). A representação de um pequeno círculo na projeção estereográfica é bastante simples: devem-se, inicialmente, plotar os dois pontos extremos do diâmetro do círculo (q e r nas Figs. 17.1C e 17.2). A seguir, marca-se o ponto médio do diâmetro e desenha-se o círculo com o auxílio de um compasso.

p do plano de deslizamento, tem atitude N50E/60. Considerando-se que apenas a força da gravidade atue no plano, cuja direção de atuação é vertical, o vetor peso do bloco P cairá no centro do diagrama e, consequentemente, dentro do cone de atrito. Dessa forma, o bloco estará em condições de equilíbrio.

17.3.1 Projeção de vetores força no estereograma

As forças atuantes em um bloco de rocha podem ser plotadas na projeção estereográfica da seguinte maneira: considere-se uma força específica ($\boldsymbol{F_1}$) atuando em um bloco, com uma magnitude F_1, em módulo, e com uma atitude f_1, ou seja, $\boldsymbol{F_1} = \boldsymbol{F_1 f_1}$. A esfera de referência da projeção estereográfica pode ser concebida como o lócus de todos os vetores que se irradiam a partir de um ponto. Um desses vetores é f_1 e poderá ser representado como um ponto na projeção. A magnitude F_1, entretanto, deverá ser representada separadamente.

As atitudes de duas forças (F_1 e F_2) estão representadas na Fig. 17.3. F_1 é uma força de magnitude igual a 20 MN e com atitude N40W/30, enquanto F_2 é uma força de magnitude 30 MN e direcionada para N35E/40. Para a determinação do vetor resultante a partir desses dois vetores, é necessário, antes de mais nada, determinar o plano que contém as duas forças F_1 e F_2 e, em seguida, determinar a resultante por meio da regra do paralelogramo. O estereograma permite a determinação do plano que as contém, bem como do ângulo entre essas forças, medido nesse plano. Para tanto, é necessário rotacionar o papel transparente, no qual estão posicionados os pontos f_1 e f_2, até que caiam sobre um mesmo grande círculo, denominado $f_1 f_2$. O ângulo entre f_1 e f_2 é medido sobre esse grande círculo,

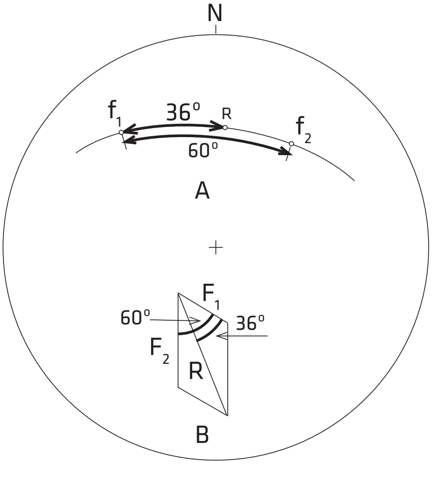


Fig. 17.3 *Forma de determinação da resultante (R) pela regra do paralelogramo e uso da projeção estereográfica*

somente à força da gravidade, a resultante estará situada no centro da projeção estereográfica, ou ponto P, e, nesse caso, $\phi_{mobilizado}$ é igual a 30°, ângulo medido no estereograma. Pelo emprego da Eq. 17.4, obtém-se o fator de segurança $F_S = 1{,}73$.

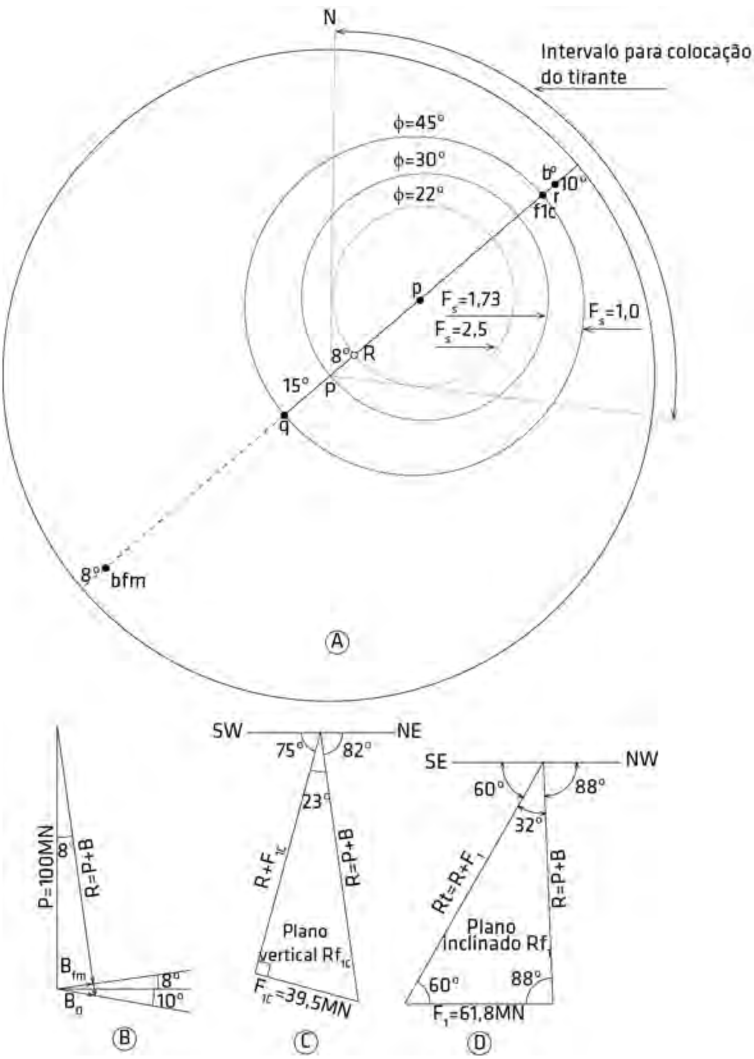


Fig. 17.4 *Aplicação do cone de atrito no posicionamento de tirante para o suporte de um plano de deslizamento. O ponto p representa o polo do plano*

18 Análise da removibilidade de blocos

Este capítulo ocupa-se com o estudo da removibilidade de blocos em paredes de escavação ou em vertentes naturais, tendo por base as disposições espaciais das várias famílias de descontinuidades presentes no maciço rochoso e a análise das formas desses blocos, como vistos na superfície livre. Será feito uso intensivo da projeção estereográfica, mas com uma representação completa da esfera e de alguns conceitos e operações especialmente desenvolvidos para esse tipo de análise.

A análise da removibilidade de blocos tem como escopo principal o estudo dos sistemas de descontinuidades presentes em maciços rochosos, para a identificação dos blocos rochosos mais críticos para a estabilidade da massa rochosa, quando exposta em superfícies livres, naturais ou escavadas. O tema aqui apresentado se baseia, principalmente, nos trabalhos de Goodman e Shi (1985), Goodman (1989), Shi e Goodman (1989) e Hatzor (1993), que desenvolveram a teoria de blocos e foram os pioneiros no desenvolvimento e uso da técnica especial da projeção estereográfica, empregada no estudo da removibilidade de blocos.

Somente metade da esfera é necessária para definir a posição espacial de um plano ou uma linha qualquer, e planos e linhas podem ser representados por apenas um ponto. Tem havido controvérsia se é melhor utilizar o hemisfério superior ou inferior da esfera para a projeção estereográfica. Em engenharia, de um modo geral, tem sido utilizado o hemisfério superior, enquanto geólogos estruturalistas, acostumados a olhar as descontinuidades de cima para baixo, preferem utilizar a projeção no hemisfério inferior. Alguns geólogos de engenharia mostram tendência de uso da projeção no hemisfério superior, pois o polo é projetado na mesma direção do mergulho da descontinuidade,

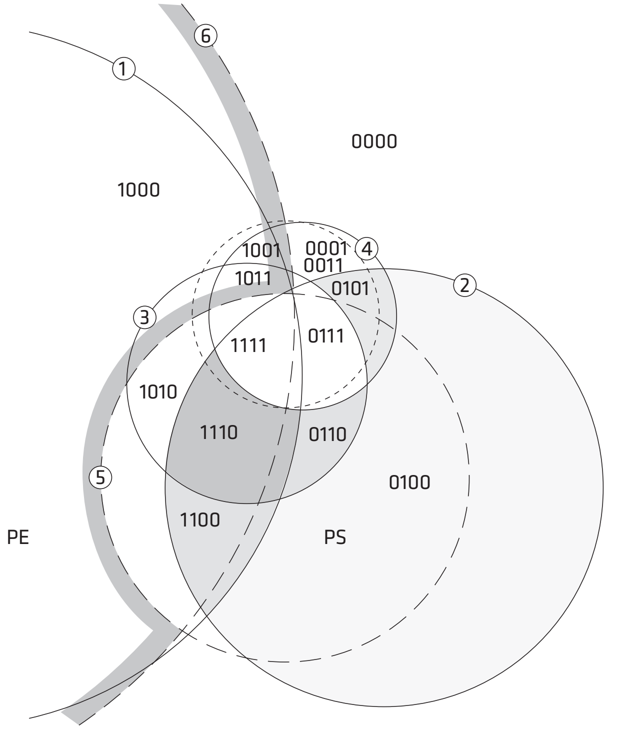


Fig. 18.20 *Projeção estereográfica dos dados do Quadro 18.1 e PS para uma vertente convexa em planta*

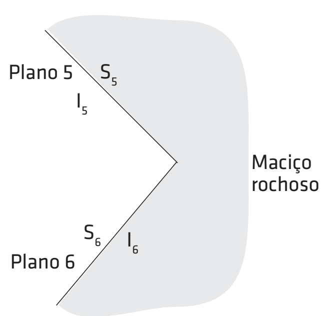


Fig. 18.21 *Vertente côncava formada pelos planos 5 e 6, vista segundo a linha de interseção desses dois planos*

Esses dois grandes círculos incluem todas as inclinações possíveis do corte para os quais os blocos de rocha envelopados são removíveis.

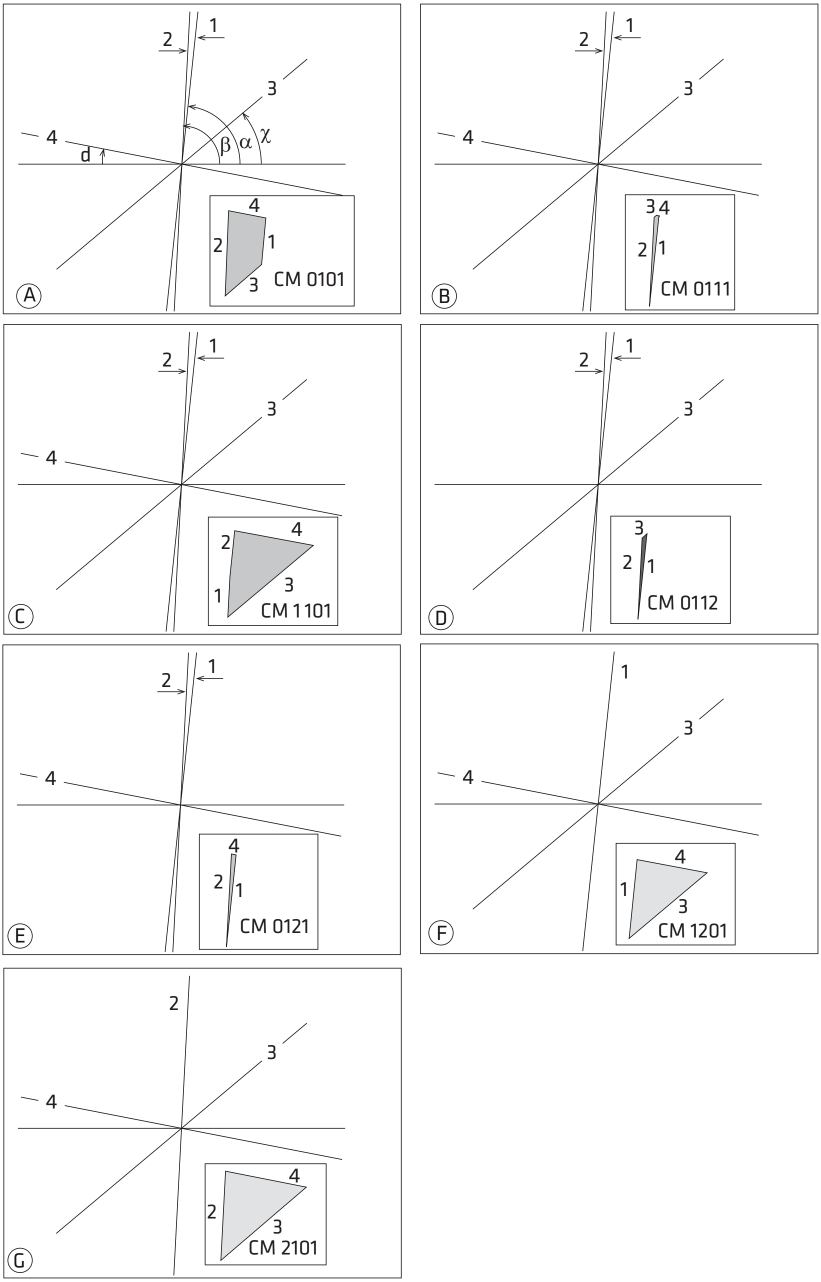


Fig. 18.32 *Formas dos blocos removíveis, tendo-se por base os mergulhos aparentes e combinações possíveis de descontinuidades no plano da superfície livre*

Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas trata das propriedades físicas e mecânicas dos solos e da estabilidade de taludes, analisando superfícies de ruptura planar e curva, a influência da vegetação na estabilidade de taludes e a correlação entre intensidade da chuva e escorregamentos. Com fundamentos da Mecânica das Rochas, trata das descontinuidades e da resistência dos maciços rochosos e apresenta métodos de análise da estabilidade de taludes em rochas com uso de projeção estereográfica.

A terceira edição da obra foi inteiramente revista, com um novo projeto gráfico e atualizações e inserção de novas equações de estabilidade de taludes, figuras e referências bibliográficas.

Amplamente ilustrado e com exercícios resolvidos para facilitar a compreensão dos mecanismos e conceitos apresentados, *Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas* é uma referência para estudantes de graduação e pós-graduação em Geologia e Engenharia e profissionais envolvidos em estudos geotécnicos e ambientais.

ISBN 978-85-7975-184-4

9 788579 751844