

Capítulo 25

ESTABILIDADE DE TALUDES

Denise Maria Soares Gerscovich
Eurípedes do Amaral Vargas Junior
Tácio Mauro Pereira de Campos

1. INTRODUÇÃO

Talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Taludes podem ser naturais, também denominados encostas, ou construídos pelo homem, como em aterros (barragens de terra, aterros de estrada) e cortes (Gerscovich, 2012).

Taludes naturais podem ser constituídos por solo residual e/ou coluvionar, além de rochas, e estão sempre sujeitos a problemas de estabilidade, já que as ações das forças gravitacionais naturalmente contribuem para a deflagração do movimento. É muito comum observar encostas que se mantinham estáveis por muitos anos sofrerem processos de movimentação. Isso ocorre quando outros fatores que alteram o estado de tensões da massa promovem tensões cisalhantes que anulam a resistência ao cisalhamento do solo. De fato, a instabilização de encostas naturais é consequência da própria dinâmica de evolução da crosta terrestre. Com o avanço dos processos físico-químicos de alteração das rochas, o material resultante vai se tornando menos resistente e, dependendo da influência da topografia, geram-se condições propícias para a movimentação da massa (Gerscovich, 2012).

Os movimentos de massa, dependendo da forma e da velocidade, são classificados e recebem diferentes nomenclaturas (Varnes, 1978; Hutchinson, 1968; Guidicini e Nieble, 1983). O sistema de classificação de Varnes (1978), aplicável a solos e rochas, e mais utilizado internacionalmente, subdivide os movimentos em: queda, tombamento, escorregamento, expansão lateral, escoamento e misto. Como a maioria das classificações tem aplicabilidade regional e está baseada pelas condições geológicas e climáticas locais, existem propostas para adequar a classificação dos movimentos de massa a ambientes tropicais, como é o caso do Brasil (Vargas, 1985; Costa Nunes, 1969; Augusto Filho, 1992). Cabe notar que, apesar de representarem movimentos de massa em taludes, as erosões não estão incluídas nos sistemas de classificação apresentados. Esse processo geológico tem sido objeto de grande preocupação pelos danos que podem causar, e, sobre isso, será tratado separadamente no capítulo 24.

O objetivo da análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de movimento de massa em talude natural ou construído. Em geral os projetos adotam a aborda-

gem determinística e um Fator de Segurança (FS) é calculado, comparando-se as tensões cisalhantes mobilizadas com resistência ao cisalhamento. Caso $FS = 1,0$, o talude está na condição iminente de ruptura; consequentemente, se $FS > 1$, este se encontra estável. A Norma de Estabilidade de Encostas (NBR 11682) estabelece os valores mínimos admissíveis (FS_{adm}) para deslizamentos em função do tipo de obra, da vida útil e dos riscos de perda humana e material. A norma ainda ressalta que, no caso de grande variabilidade dos resultados de ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da mínimos admissíveis devem ser majorados em 10% ou, alternativamente, ser usado um enfoque probabilístico.

Um aspecto fundamental a ser observado é que, independente da forma de se estabelecer o grau de segurança de um talude, é sempre recomendável, além das investigações geotécnicas, a instalação de instrumentação de campo, com o objetivo de acompanhar as movimentações (horizontais e verticais) do talude e dos níveis piezométricos. Esse monitoramento deve ser feito durante e/ou mesmo após a execução da obra. Somente de posse dessas informações, o projetista tem condições de avaliar as premissas de projeto e/ou sugerir correções no modelo original (Gerscovich, 2012).

O estudo da estabilidade de taludes é uma atividade corriqueira na prática da engenharia civil. A concepção do projeto envolve o estabelecimento da topografia, estratigrafia, peso específico e parâmetros de resistência dos materiais envolvidos, bem como análise detalhada das situações possíveis de pressão na água presente nos vazios. Na sua grande maioria, são utilizadas rotinas numéricas que incorporam diversos métodos de análise em equilíbrio limite. Tais métodos se distinguem em função da forma de superfície de ruptura e das hipóteses simplificadoras.

Historicamente, a dificuldade da incorporação de conceitos de solo não saturado resultava na simplificação do problema pela adoção de premissas do tipo: (i) acima do nível freático, o solo é considerado seco, isto é, as sucções são ignoradas; (ii) parâmetros de resistência obtidos em corpos de prova em condições de umidade natural, de certa forma, consideram os efeitos da sucção.

Com os avanços científicos na área de solos não saturados, tornou-se possível não só definir uma nova equação de resistência de solos (Bishop *et al.*, 1960; Fredlund e Morgenstern, 1977), capaz de considerar os efeitos da sucção ($\psi = u_a - u_w$), mas também desenvolver metodologias experimentais para determinação dos novos parâmetros (ϕ^b e ψ).

Neste capítulo, serão tratados, exclusivamente, os movimentos de massa classificados como escorregamentos.

2. ESCORREGAMENTOS

Escorregamentos são movimentos de massa rápidos com superfície de ruptura bem definida, caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Portanto, existe uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento, que perde suas características durante o processo de ruptura, formando, assim, a zona cisalhada, conforme mostrado na Figura 1. Nessa figura, observa-se que, em meios homogêneos, a superfície tende a ser circular; já quando a heterogeneidade envolve contraste de solos de resistências diferentes, a superfície de ruptura passa a ser constituída por uma combinação de formas.

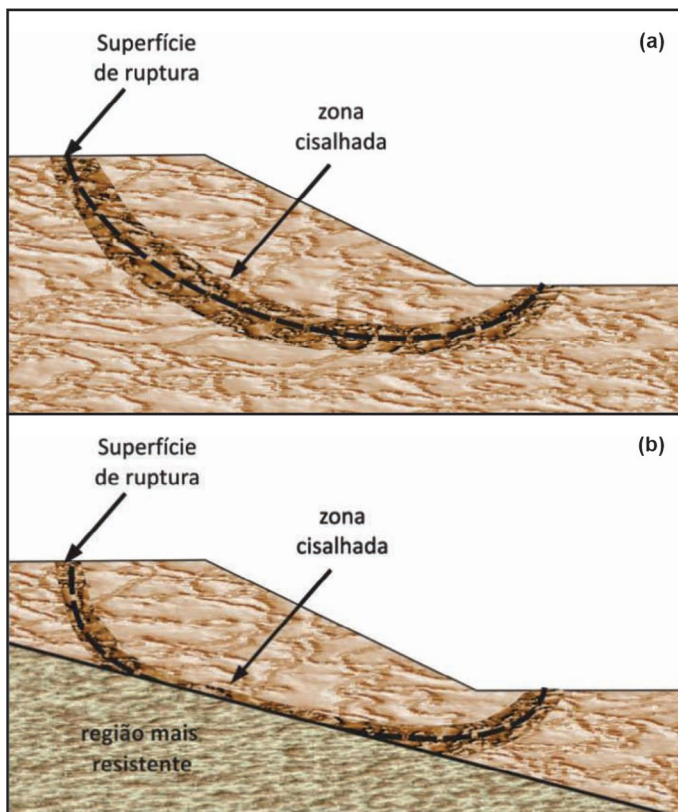


Figura 1 – Zona cisalhada e superfície de cisalhamento:
(a) solo homogêneo; (b) solo heterogêneo

A deflagração do movimento se dá quando as tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo atingem a resistência ao cisalhamento do material. Tanto em solos como em rochas, a ruptura se dá pela superfície que apresenta a menor resistência.

Uma massa de solo pode romper segundo diferentes formas: circular, planar, multiplanar, mista, etc. A previsão dos possíveis modos de ruptura está, em geral, condicionada à presença de heterogeneidades ao longo do perfil do talude. Camadas com contrastes elevados de resistência ou a existência de descontinuidades acarretam em mudanças bruscas na superfície de ruptura, tornando-a multiplanar ou mesmo mista. Descontinuidades na massa podem ter origem em fissuras, juntas preservadas da rocha mãe, veios ou camadas de baixa resistência, camadas de preenchimento de juntas, etc. Tridimensionalmente, na falta de ferramenta adequada, as análises de estabilidade podem ser realizadas para as diferentes seções transversais, como sugerido por Lambe e Whitman (1969).

Os escorregamentos planares (ou translacionais) são muito comuns em mantos de colúvio de pequena espessura, sobrejacente a um embasamento rochoso. Já quando os planos de fraqueza cruzam ou quando camadas de menor resistência não são paralelas à

superfície do talude, a superfície de ruptura pode apresentar uma forma de cunha delimitada por um ou mais planos.

Em solos relativamente homogêneos, a superfície tende a ser circular, como mostra a Figura 2b. Quando a anisotropia com relação à resistência é significativa, a superfície pode ter uma aparência mais achatada, na direção horizontal ou vertical.



Figura 2 – Exemplos de superfícies de ruptura: (a) Escorregamento translacional em solo residual – Foto do acervo da GeoRio; (b) escorregamento rotacional (Salvador, 2005)

Os escorregamentos ainda podem ainda mobilizar simultaneamente mais de uma superfície de ruptura (escorregamentos múltiplos) ou ainda apresentar combinação de trechos circulares e planares (escorregamentos mistos). Nos escorregamentos múltiplos, quando a sequência de movimentação ocorre por descalçamento são denominados retrogressivos; caso contrário, são denominados progressivos. A Figura 3 mostra exemplos de superfícies de ruptura mista, combinando formas circulares (rotacional) e planares.

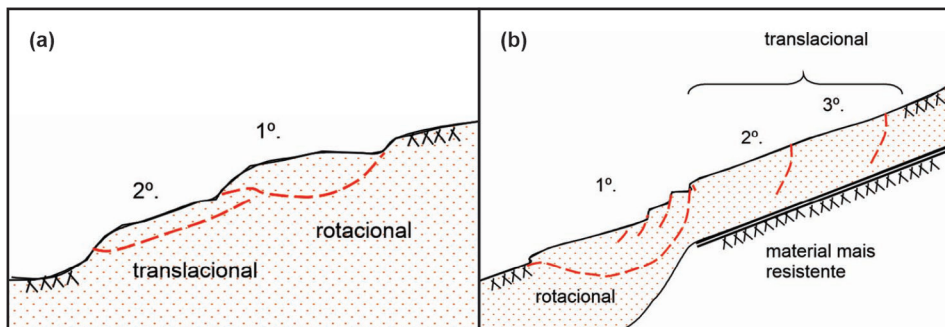


Figura 3 – Exemplos de superfícies de ruptura múltiplas mistas (translacional e rotacional): (a) Retrogressiva; (b) Progressiva

3. MECANISMOS DEFLAGRADORES DE ESCORREGAMENTOS

Sendo o FS o resultado da razão entre a resistência ao cisalhamento do solo e as tensões cisalhantes mobilizadas na massa, a condição $FS = 1$ pode ser atingida caso haja aumento das tensões cisalhantes ou redução da resistência. Assim, Varnes (1978) subdividiu os possíveis mecanismos deflagradores de ruptura em 2 grupos, como mostra o Quadro 1.

Quadro 1 – Classificação dos fatores deflagradores dos movimentos de massa (adaptada de Varnes, 1978)

Ação	Fatores	Fenômenos geológicos / antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo, etc. Acúmulo natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas Congelamento Material expansivo
Redução da resistência ao cisalhamento	Características inerentes ao material (geometria, estruturas, etc.)	Características geomecânicas do material
	Mudanças ou fatores variáveis	Ação do intemperismo promovendo alterações físico-químicas nos minerais originais, causando quebra das ligações e gerando novos minerais com menor resistência. Processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem, reduzindo a resistência. Variação das poropressões. Elevação do lençol freático por mudanças no padrão natural de fluxo (construção de reservatórios, processos de urbanização, etc.) Infiltração da água em meios não saturados, causando redução das pressões de água negativas (sucção). Geração de excesso de poropressão como resultado de implantação de obras. Fluxo preferencial através de trincas ou juntas, acelerando processos de infiltração.

No Brasil, nas últimas décadas, vários casos de ruptura por escorregamento em solos não saturados foram retroanalisados e os principais mecanismos deflagradores foram identificados e estão resumidos no Quadro 2. Seguindo-se a classificação de Varnes

(1978), foram considerados como mecanismos secundários: (i) a perda de resistência por alterações físico-químicas nos minerais devido ao processo de intemperismo; ii) a perda de resistência devido a variações cíclicas de umedecimento e secagem em função do ciclo hidrológico. Tais mecanismos ocorrem ao longo do tempo e dificilmente respondem individualmente pela ruptura de um talude.

Quadro 2 – Principais fatores deflagradores dos escorregamentos

Mecanismo	Ação	
Variação das Tenções cisalhantes mobilizadas		
Ação antrópica: Ocupação desordenada de encostas	Execução de cortes Construção de estruturas Acúmulo natural de material (depósitos)	
Perda de resistência ao cisalhamento		
Variação na pressão da água nos poros	Infiltração interna por ruptura de tubulação de água ou esgoto (de Campos <i>et al.</i> , 2005; de Campos <i>et al.</i> , 2008; Ferreira e Lima, 2005)	
	Infiltração da água de chuva	Desenvolvimento de poropressão positiva por elevação do lençol freático (Vargas, 1999; Andrade <i>et al.</i> , 1992; Futai <i>et al.</i> , 2011)
		Redução dos níveis de sucção (Futai <i>et al.</i> , 2005; de Campos, 1985 e Jesus, 2008); Calle, 2000; Santos <i>et al.</i> , 2007; Wolle, 1988; Coutinho <i>et al.</i> , 1997; Ferreira e Lima, 2005; Mattos, 1974; Salles <i>et al.</i> , 2012)
		Geração de Fluxo preferencial através das fraturas do embasamento rochoso (Gerscovich <i>et al.</i> , 2006; Gerscovich <i>et al.</i> , 2008; Gerscovich <i>et al.</i> , 2011)

4. ASPECTOS A SEREM CONSIDERADOS EM ESTUDOS DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS

4.1 Influência da Vegetação

A cobertura vegetal pode produzir efeitos favoráveis ou desfavoráveis na estabilidade das encostas. De uma forma geral, a vegetação protege o solo de vários efeitos climáticos, e as raízes podem reforçar o solo, aumentando a resistência do sistema solo-raiz. Portanto, há consenso de que o desmatamento promove condições mais favoráveis para a instabilização das encostas. Superfícies desmatadas podem ficar vulneráveis a processos erosivos, além de receber maiores volumes de água precipitada sobre a superfície do talude (Gerscovich, 2012).

Guidicini e Nieble (1983) analisaram os efeitos da vegetação e mostraram que copas e caules têm um papel independente das raízes. As copas protegem a superfície da ação dos agentes climáticos (raios solares, vento, chuva, etc.), com isso, retardam a ação do intemperismo e reduzem o volume de água que incide sobre a superfície do talude. Já os caules geram um caminho preferencial de escoamento de água, concentrando a infil-

tração dos volumes de água precipitada no seu entorno. Os caules e as copas também podem produzir aumento do peso sobre o talude ou provocar solicitações adicionais devido à ação do vento. Tais fatores, entretanto, são desprezíveis. Quanto ao sistema radicular, este pode atuar tanto como elemento de reforço, favorecendo a estabilidade, quanto causador de um caminho preferencial de infiltração. Seu efeito depende do diâmetro e morfologia do sistema raticular (Gerscovich, 2012).

4.1.1 Relação Chuva x Escorregamento

É de consenso geral que o processo de infiltração da água de chuva tem impacto direto na estabilidade de do talude. A Figura 4 mostra um exemplo dessa relação, em que, em um período de 1 ano, foram monitoradas chuvas e as variações nos perfis de poropressão. Como resultado, o FS se altera ao longo dos eventos pluviométricos e da redistribuição de poropressão.

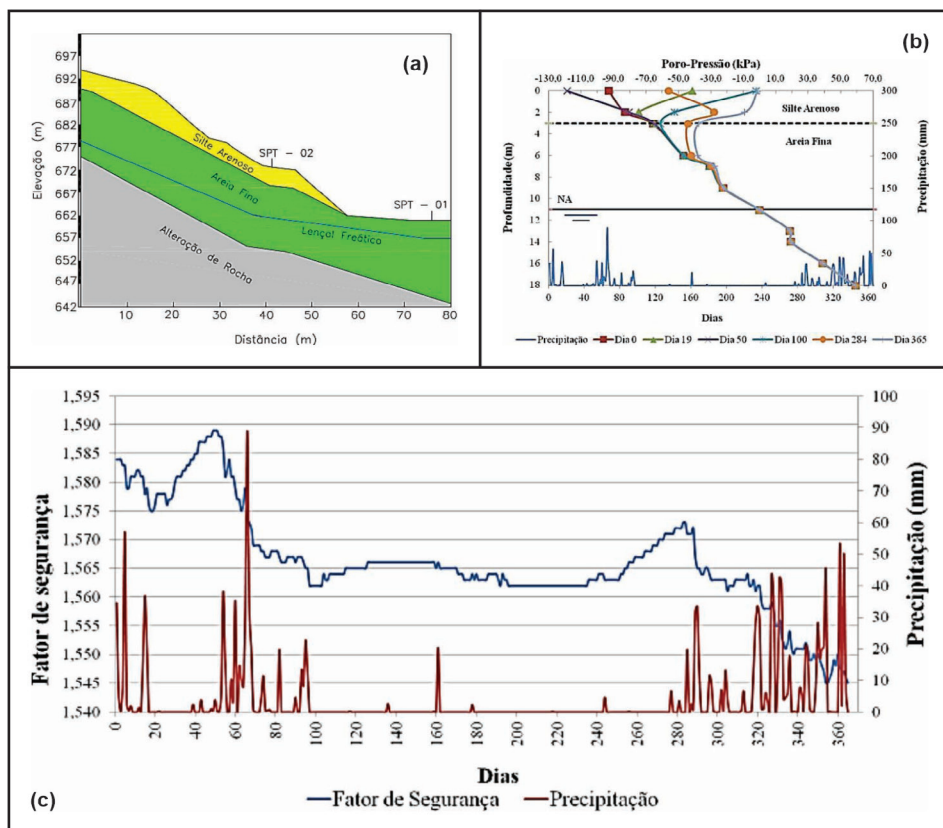


Figura 4 – Efeito da infiltração da chuva na estabilidade (Teixeira *et al.*, 2015):

- (a) Seção analisada – solo residual de gnaiss; (b) perfis de proppressão;
(c) Variação do FS e intensidades de chuva

Quando uma determinada quantidade de água chega à superfície de um solo não saturado, inicia-se um processo de infiltração, essencialmente vertical, em decorrência da ação conjunta de forças capilares e gravitacionais. Com o fluxo, as condições de umidade da região não saturada vão sendo alteradas, acarretando na redução dos níveis de sucção e, conseqüentemente, reduzindo a parcela do gradiente hidráulico devido às cargas de pressão. Como consequência, a taxa de infiltração se reduz com o tempo (Hillel, 1971).

A taxa de infiltração não é necessariamente igual à intensidade de chuva que atinge a superfície do talude. No caso de superfícies horizontais, essa taxa depende da infiltração ou capacidade de infiltração, regida pela condutividade hidráulica da região superficial e da intensidade de chuva (Hillel, 1971). No caso de taludes, soma-se, ainda, a redução do volume de água infiltrado devido ao fluxo superficial (runoff), o qual varia em função da inclinação do talude e do tipo de cobertura.

O processo de infiltração no meio não saturado pode ser descrito pela equação de fluxo (Capítulo 10), que depende da função de permeabilidade e curva característica. Existem algumas simplificações propostas na literatura, como as de Lumb (Ng e Shi, 1998) e Green e Ampt (1911). Lumb propôs que o avanço da frente de saturação (Z_w), para superfícies horizontais, sujeitas a empoçamento de água, seja dado por

$$Z_w = \frac{k_s \cdot t}{n(S_f - S_o)} \quad (\text{Eq. 1})$$

onde,

n = porosidade;

S_f = grau de saturação final;

S_o = grau de saturação abaixo da frente de saturação.

Essa equação não considera a intensidade da chuva e a variação da permeabilidade com o grau de saturação.

Green e Ampt (1911) sugeriram uma simplificação para solução do problema de infiltração de água em superfícies horizontais, a qual se mostrou adequada para solos granulares inicialmente secos. A solução de Green e Ampt (Rawls *et al.*, 1983) incorpora as seguintes premissas: (i) existência de frente de saturação bem definida; (ii) na frente de saturação, a sucção mátrica é constante, independentemente do tempo e da posição; (iii) acima da frente de saturação, a umidade e, conseqüentemente, a condutividade do solo são constantes. Para o caso de taludes, Chen e Young (2006) estenderam o modelo de Green-Ampt para diversas condições de contorno: i) lâmina d'água na superfície e solo homogêneo; ii) intensidade de chuva constante; iii) intensidade de chuva variável.

Não existe consenso de qual a melhor estratégia para se relacionar intensidade da chuva com escorregamentos. Por outro lado, chuvas localizadas de alta intensidade e curta duração têm sido responsáveis por diversos escorregamentos.

A relação ideal entre chuva x escorregamento, adequada para determinada localidade, tem sido buscada incessantemente (Figura 5) de forma a subsidiar políticas públicas para minimizar o número de perdas humanas, principalmente, em comunidades de baixo poder aquisitivo. Cabe ressaltar que tais estudos ignoram as condições hidrológicas e geológicas locais.

O Rio de Janeiro foi pioneiro, em 1996, na implantação de um sistema de alerta (Sistema Alerta Rio). Desde então, esse sistema, iniciado como uma função semelhante à apresentada na Figura 5a, vem sendo alterado para melhor representar as condições críticas da cidade. A partir de 2005, os critérios para definição dos níveis risco durante a ocorrência de eventos chuvosos ficaram definidos a partir de registros horários, diários e de 96 horas (4 dias), como mostra a Tabela 1.

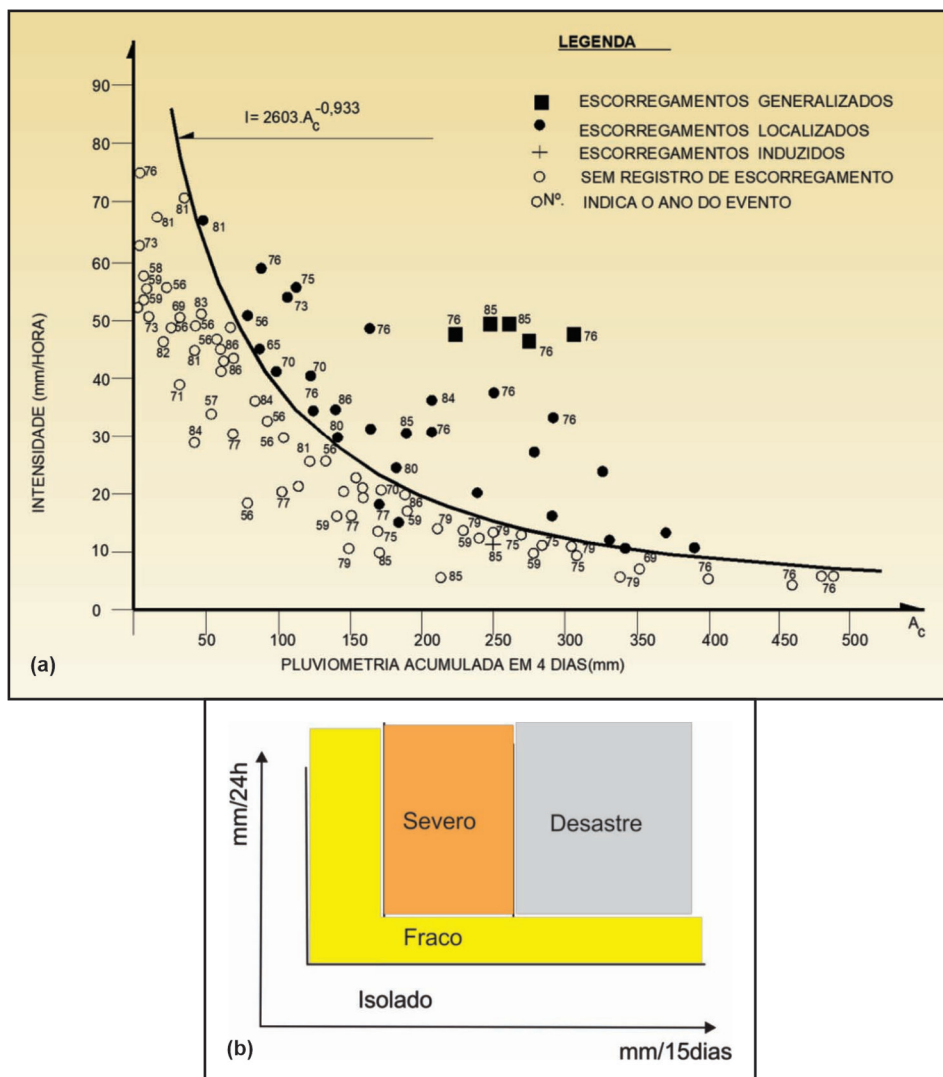


Figura 5 – Correlação entre chuvas e escorregamentos:
 (a) Cubatão (Tatizana *et al.*, 1987); (b) Hong Kong
 (apud D'Orsi, 2013; Kay e Chen, 1995)

Tabela 1 – Critérios pluviométricos operacionais utilizados pelo Sistema Alerta (D’Orsi, 2013)

Intensidade de chuva	Probabilidade de ocorrência de escorregamentos		
	Média	Alta	Muito Alta
mm/h	10 a 30 mm	30 a 50 mm	> 50 mm
mm/24h	50 a 100 mm	100 a 175 mm	> 175 mm
mm/96h	100 a 175 mm e 10 a 30 mm/24h	175 a 250 mm e 30 a 50 mm/24h	> 250 mm e > 100 mm/24h

Cabe, ainda, ressaltar alguns aspectos importantes quando se pretende, em análises de estabilidade, relacionar chuva x escorregamento:

i) Processos de fluxo interno continuam a ocorrer após as chuvas terem cessado. A Figura 6 mostra exemplo de redistribuição da umidade ao longo da profundidade, após saturação superficial em decorrência da infiltração da chuva. Com isso, é possível que o mecanismo de ruptura, em decorrência da redução da sucção, seja deflagrado algum tempo após o evento pluviométrico.

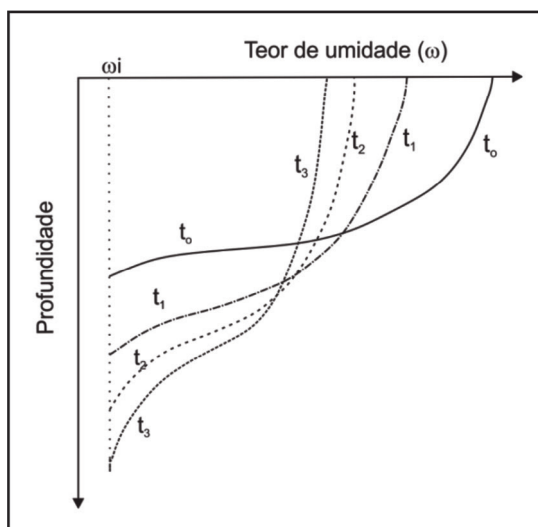


Figura 6 – Redistribuição de umidade

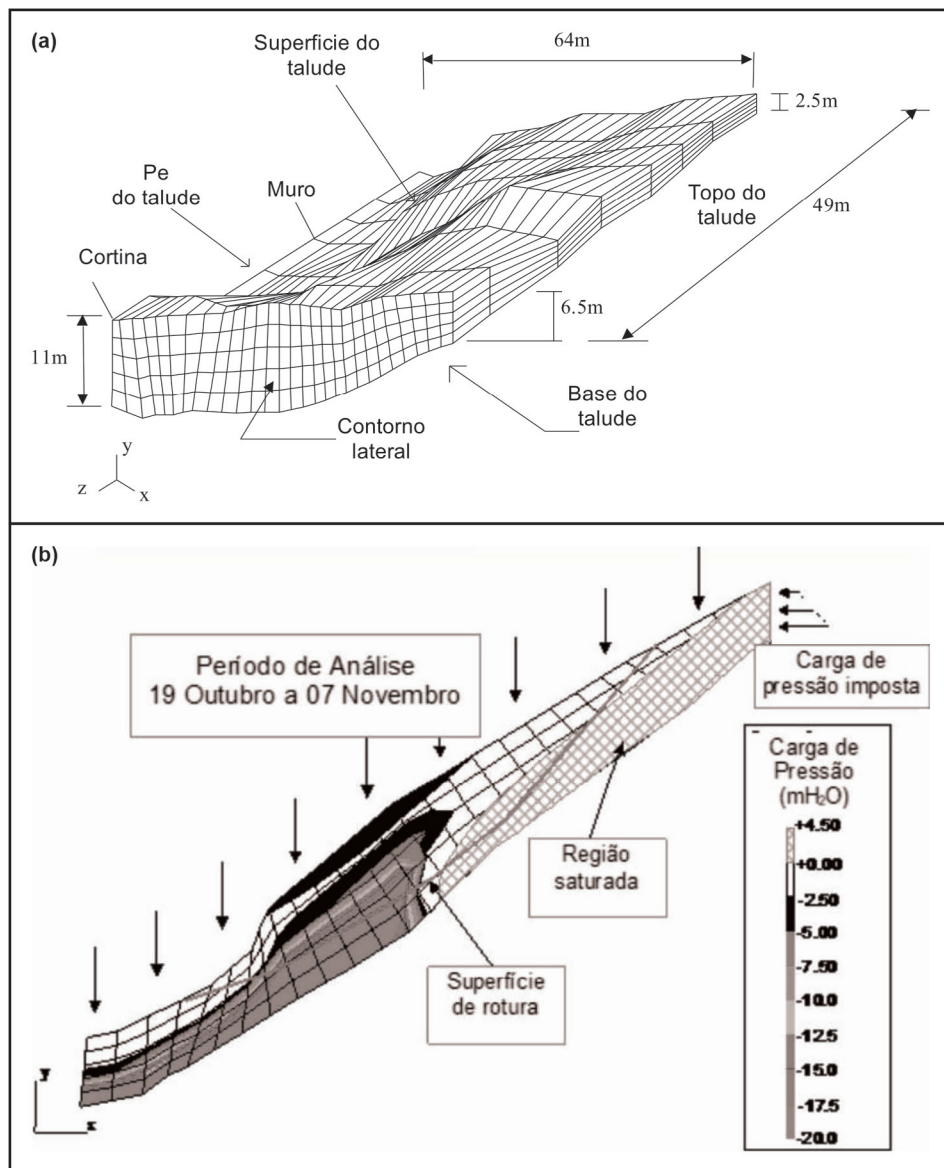
ii) Em encostas de regiões tropicais, é comum a existência de perfis de intemperismo mais ou menos espessos, sobrejacentes a um horizonte de rocha fraturada, que, devido à sua permeabilidade, bastante mais elevada que a do solo, funciona como uma região drenante, garantindo que o nível freático se mantenha em níveis profundos (Wolle e Hachich, 1988). Assim, durante boa parte do tempo, os horizontes de solo se mantêm em um estado de não saturação. (Michelleto, 2010).

iii) As heterogeneidades presentes nos materiais e a complexidade das geometrias associadas aos taludes naturais podem gerar padrões de fluxo complexos. A presença de fraturas no substrato rochoso pode criar situações de fluxo preferencial, gerando poropressões positivas (Wilson, 1988) e que rapidamente levam o talude à condição de ruptura. Cita-se como exemplo a ruptura da encosta às margens da Lagoa Rodrigo de Freitas, ocorrida em 1988 (Figura 7). Modelagens numéricas tridimensionais do processo de fluxo (Figura 8) indicaram que a infiltração de chuva, mesmo associada a uma trinca no topo do talude, seria insuficiente para deflagrar a ruptura. Malhas 3D de poropressão foram construídas para diferentes hipóteses de padrão de fluxo, e somente a infiltração da água através das fraturas do embasamento pôde justificar o movimento de massa, como mostra a Tabela 2.

iv)



Figura 7 – Caso histórico ruptura de encosta (Gerscovich *et al.*, 2006)



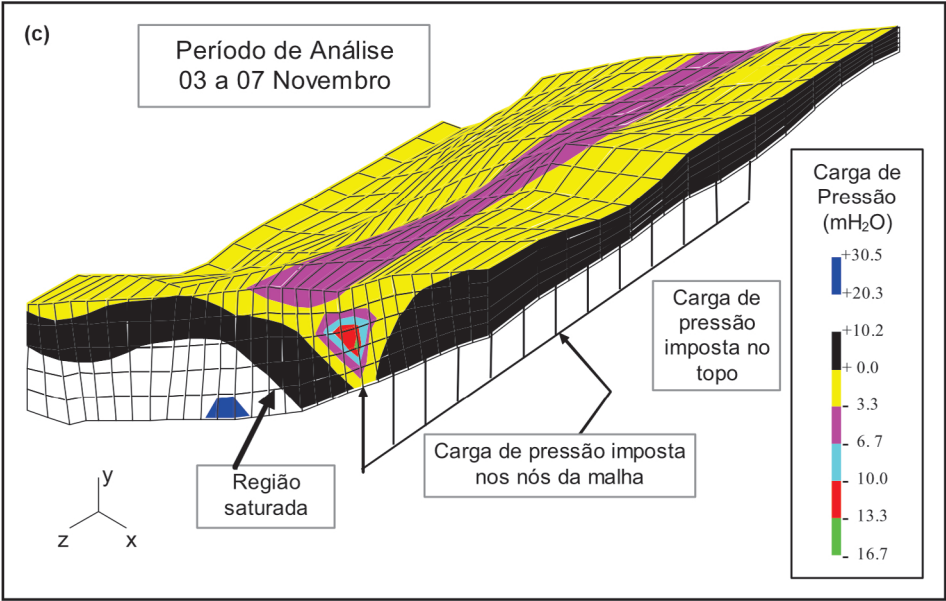


Figura 8 – Caso histórico de padrão de fluxo afetado pelas fraturas no embasamento rochoso (Gerscovich *et al.*, 2006): (a) Reconstituição 3D da encosta; (b) Distribuição de carga de pressão (chuva + trinca no topo do talude); (c) Distribuição de carga de pressão (chuva + trinca no topo do talude + fluxo preferencial pelas fraturas do embasamento rochoso)

Tabela 2 – Fatores de Segurança (Gerscovich *et al.*, 2008, 2011)

Método	Caso 1: 21 dias de chuva	Caso 2: 19 dias de chuva + saturação trinca	Caso 3: 5 dias de chuva + saturação trinca + fluxo pelas fraturas
Jambu	3,52	1,46	0,26
Bishop	3,47	1,60	0,31
Morgenstern & Price (pesquisa superfície circular)	3,62	1,54	0,15
Morgenstern & Price (superfície campo)	4,05	2,26	-

4.1.2 Definição de parâmetros de projeto

A definição dos parâmetros de resistência (c' , $\tan\phi'$, $\tan\phi^b$) pode estar sujeita a incertezas devido à qualidade dos ensaios ou mesmo à representatividade das amostras, isto é, se estas efetivamente traduzem o comportamento de todo talude. Recomenda-se, nesses casos, reduzir os parâmetros de resistência por fatores de correção. Esses fatores podem variar entre 1,0 e 1,5, dependendo da importância da obra e do grau de confiança nos ensaios

Ressalta-se, ainda, que a presença de mica e de feições estruturais herdadas da rocha de origem em solos residuais pode resultar em comportamento anisotrópico relevante em termos de resistência ao cisalhamento. Com isso, a estimativa de parâmetros com base em índices de resistência à penetração dinâmica (N_{SPT}) de sondagens de reconhecimento pode superestimar a resistência dos materiais que compõem os planos de fraqueza. (Ehrlich *et al.*, 2013)

Na abordagem tradicional, o FS é calculado assumindo-se que a condição de ruptura é atingida simultaneamente em todos os pontos ao longo da superfície de ruptura. De fato, a distribuição não uniforme de tensões e deformações no interior do talude pode acarretar em rupturas localizadas. Nesses casos, há transferência esforços para pontos adjacentes, fazendo com que o processo de ruptura seja progressivo. A movimentação da massa de solo só ocorrerá quando houver a formação de uma região contínua ligando os pontos com ruptura local. O processo de ruptura progressiva é particularmente relevante em solos cuja curva tensão $\times$ deformação apresenta um pico de resistência ou em locais que tenham indicação de ter ocorrido movimentação de massa.

5. MÉTODOS DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE

O método consiste na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, delimitada por uma superfície pré-definida. A massa em condição de ruptura é subdividida em fatias, e as equações de equilíbrio de forças e de momentos (Figura 9) são usadas para se tentar solucionar o problema. A variável conhecida é o peso (W), e são consideradas incógnitas o FS, as forças tangencial (s) e normal na base da fatia ($N = (\sigma - u_a)l$), o ponto de aplicação N , as forças tangencial (X) e normal (E) entre fatias e seu o ponto de aplicação, totalizando $6n-2$ incógnitas, onde n é o número de fatias. Já as equações de equilíbrio e de resistência ao cisalhamento são aplicadas a todas as fatias e totalizam $4n$ equações. A diferença entre o número de equações e incógnitas torna o problema indeterminado. Como resultado, surgiram vários métodos utilizando diferentes hipóteses simplificadoras no sentido de se reduzir o número de incógnitas.

Os métodos apresentados a seguir foram desenvolvidos para análises 2D. Todos os métodos pressupõem estado plano de deformação e sua validade está associada à forma da superfície de ruptura.

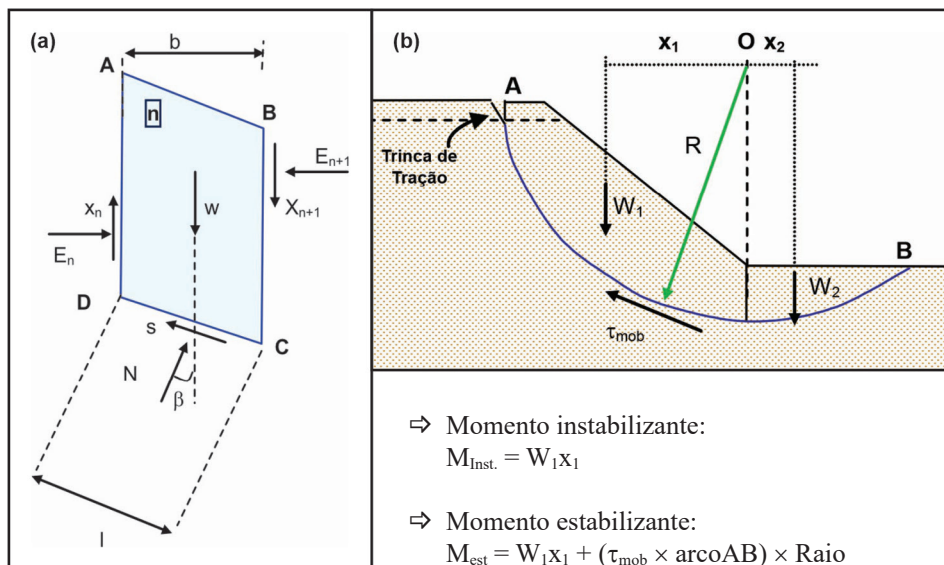


Figura 9 – Equações de equilíbrio (Gerscovich, 2012):
 (a) Esforços na fatia n; (b) Equilíbrio de momentos

Cabe ressaltar que, independente do mecanismo de ruptura, é comum, em solos coesivos, a formação de trincas de tração na superfície do terreno, antes do escorregamento. Quando esse fato ocorre, a superfície potencial de ruptura na região da trinca deixa de contribuir para a estabilidade global, como mostra a Figura 10. Adicionalmente, eventuais sobrecargas contidas nesse trecho não mais afetam os momentos instabilizantes. Por outro lado, a trinca pode ser preenchida por água, gerando esforços adicionais. Há projetistas que consideram a trinca limitando a fatia para fins de cálculo dos movimentos instabilizantes, como forma de compensar a possibilidade desta ser preenchida por água. É aconselhável, portanto, estimar a profundidade da trinca (Gerscovich, 2012).

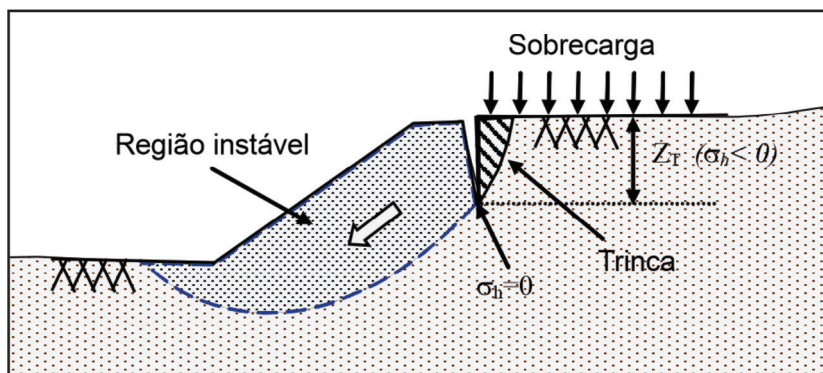


Figura 10 – Trinca de tração (Gerscovich, 2012)

Admitindo solo seco acima do nível d'água, Rankine verificou, em maciços com superfície plana, que a região de tração está limitada a uma profundidade (Z_T) dada por:

$$z_T = \frac{2c'}{\gamma} \tan(45 + \frac{\phi'}{2}) \quad (\text{Eq. 2})$$

A teoria de estado limite de Rankine pressupõe que a superfície de ruptura seja plana. Na prática, os modos de deformação devido à descompressão acarretam em superfícies não planas e, conseqüentemente, as profundidades de escavação verticais devem ser inferiores às previstas pela teoria de Rankine. Adaptando-se a proposta de Terzaghi e Peck (1967) para profundidade da trinca, chega-se a:

$$H_c = \frac{1,34c'}{\gamma} \tan(45 + \frac{\phi'}{2}) \quad (\text{Eq. 3})$$

5.2 Talude Infinito

Quando o escorregamento é predominantemente translacional, paralelo à superfície do talude, desprezam-se os efeitos de extremidades e a análise pode ser feita pelo método de talude infinito. Nesse caso, os esforços em uma fatia podem ser identificados como peso, a resultante de esforços normais (N) e a resistência na base da fatia (s), como mostra a Figura 11. A força N é dada por $(\sigma - u_a)$, onde σ é a tensão normal e u_a a pressão no ar, assumida igual à pressão atmosférica. Na base, atua a força cisalhante resistente dada por

$$s = \frac{c'l}{FS} + N \frac{\tan \phi'}{FS} + (u_a - u_w)l \frac{\tan \phi^b}{FS} \quad (\text{Eq. 4})$$

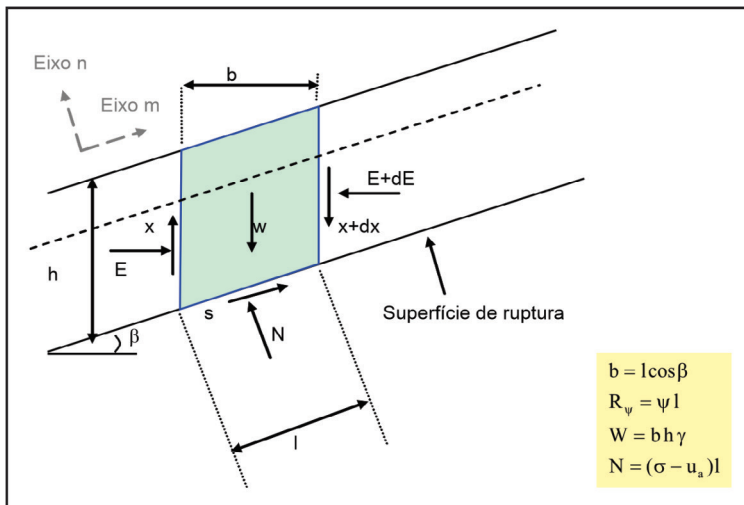


Figura 11 – Talude infinito: forças atuantes em uma fatia genérica

Assumindo-se que as forças entre fatias se anulam, isto é, $dX = dE = 0$ e resolvendo-se o equilíbrio de forças nas direções paralela e perpendicular à superfície do talude, tem-se:

$$\sum F_m = 0 \Rightarrow W \sin \beta = s \Rightarrow W \sin \beta = \frac{c'l}{FS} + N \frac{\tan \phi'}{FS} + (u_a - u_w)l \frac{\tan \phi^b}{FS} \quad (\text{Eq. 5})$$

$$\sum F_n = 0 \Rightarrow W \cos \beta = N \quad (\text{Eq. 6})$$

Considerando-se que $W = \gamma h l \cos \beta$, tem-se, independente da dimensão (b) da fatia, as expressões para cálculo do FS.

$$\Rightarrow FS = \frac{c' + \gamma h \cos \beta^2 \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b}{\gamma h \sin \beta \cos \beta} \quad (\text{Eq. 7})$$

Alternativamente, pode-se prever a profundidade da superfície de ruptura (Z_c), assumindo-se $FS = 1$, isto é:

$$Z_c = \frac{c' - (u_a - u_w) \tan \phi^b}{\gamma \cos \beta (\sin \beta - \cos \beta \tan \phi')} \quad (\text{Eq. 8})$$

É interessante observar que, se coesão for nula, Z_c não é definido.

5.1.1 Efeito da Vegetação

A atuação da raiz como elemento de reforço na zona de cisalhamento está exemplificada no modelo da Figura 12. Inicialmente, a raiz é normal à superfície de escorregamento. Com a movimentação relativa, ela passa a ser inclinada (λ). Considerando-se que a resistência à tração da raiz é dada por τ_R , surgem componentes na direção normal e cisalhante, isto é:

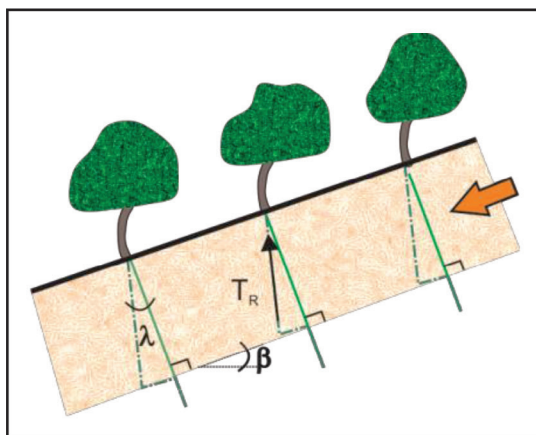


Figura 12 – Modelo de talude infinito com vegetação

$$N_T = N + T_R \cos \lambda \quad (\text{Eq. 9})$$

E a resistência do sistema (T_{rf}) consistirá na resistência ao cisalhamento do solo (T_r) acrescida da parcela correspondente à raiz (T_r), ou seja:

$$T_R \sin \lambda + S = \tau_R \sin \lambda + [c' l + (N + T_R \cos \lambda) \tan \phi] + (u_a - u_w) l \tan \phi^b \quad (\text{Eq. 10})$$

Com isso, independente da dimensão da fatia (Figura 11), o FS fica definido como.

$$FS = \frac{c' l + [\gamma h \cos^2 \beta - T_R \cos \lambda] \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b}{\gamma h \sin \beta \cos \beta - T_r (\sin \lambda + \cos \lambda \tan \phi')} \quad (\text{Eq. 11})$$

5.1.2 Efeito Tridimensional

De Campos *et al.* (2006) estenderam a equação para cálculo do FS numa condição 2D (Equação 7) para condição 3D. Assumindo que a superfície de ruptura ocorre no contato entre o solo residual maduro e o residual jovem (saprolito), os autores propuseram a equação:

$$FS = \frac{c'(L + 2z \cos \beta) + (u_a - u_w)(L + 2z \cos \beta) \tan \phi^b + (k_o z + L \cos \beta)(\gamma z + \Delta p) \cos \beta \tan \phi'}{(\gamma z + \Delta p) L \sin \beta \cos \beta} \quad (\text{Eq. 12})$$

onde z (m) = profundidade da superfície de ruptura; L (m) largura média da superfície de ruptura; β = inclinação da superfície de ruptura; k_o = coeficiente de empuxo no repouso e Δp = peso da vegetação. A partir de estudos paramétricos, os autores observaram claramente o aspecto conservativo do estudo da estabilidade quando se desprezam os efeitos 3D.

5.3 Superfícies circulares

O método das fatias é a forma mais utilizada para estudos de estabilidade, pois não apresenta restrições quanto à homogeneidade do solo, à geometria do talude e ao tipo de análise (tensão total ou efetiva). Em outras palavras, o método das fatias permite que o solo seja heterogêneo, que o talude apresente superfície irregular e, principalmente, possibilita a inclusão de distribuição de poropressão e a análise pode ser realizada para condição mais crítica: após a construção ou a longo prazo. O método de solução consiste nas seguintes etapas:

$$\sum W_i \times x_i = \sum \tau_{\text{mob}i} \times R \quad (\text{Eq. 13})$$

Ou

$$\sum W_i \times (R \sin \alpha_i) = R \times \sum \frac{c' l}{FS} + N \frac{\tan \phi'}{FS} + (u_a - u_w) l \frac{\tan \phi^b}{FS} \quad (\text{Eq. 14})$$

Com isso, o FS, em termos efetivos e total, fica determinado como mostram as equações abaixo, sendo o FS mínimo obtido após se testar superfícies de ruptura possíveis:

$$\Rightarrow FS = \frac{\sum (c'l + N \tan \phi' + (u_a - u_w)l \tan \phi^b)}{\sum W_i \sin \alpha} \quad (\text{Eq. 15})$$

A solução da equação básica para determinação do FS para superfícies circulares requer a determinação da força normal N. Uma vez que o número de equações é inferior ao de incógnitas, hipóteses sobre as forças interlamelares (E, X) deverão ser introduzidas para tornar o problema estaticamente determinado. Na escolha dessas hipóteses, reside a diferença entre os métodos de Fellenius (1936) e Bishop (1955).

No método de Fellenius, também denominado método sueco, o equilíbrio de forças em cada fatia é feito nas direções normal e tangencial à superfície de ruptura. Comparando-se com o método de Bishop, o método de Fellenius é conservativo, isto é, tende a fornecer baixos valores de FS.

No método de Bishop, o equilíbrio de forças em cada fatia é feito nas direções vertical e horizontal. Com isso, na direção vertical, considerando-se $b = l \cos \alpha$ e substituindo-se a tensão cisalhante na base da fatia pela equação de resistência ao cisalhamento, minimizada pelo FS, tem-se:

$$N \cos \alpha = W + X_n - X_{n+1} - s \sin \alpha \quad (\text{Eq. 16})$$

ou

$$N \cos \alpha = W + X_n - X_{n+1} - \left[\frac{c'l}{FS} + N \frac{\tan \phi'}{FS} + (u_a - u_w)l \frac{\tan \phi^b}{FS} \right] \sin \alpha \quad (\text{Eq. 17})$$

Considerando-se $a = c' + (u_a - u_w)l \tan \phi^b$, chega-se a uma expressão para o esforço normal idêntica à obtida para solos secos ou saturados, com $u = 0$:

$$N = \frac{W + X_n - X_{n+1} - \frac{cl}{FS} \sin \alpha}{\cos \alpha \left\{ 1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{FS} \right\}} \quad (\text{Eq. 18})$$

Definindo-se como m_α o denominador da Equação (18) e substituindo-se a expressão da tensão normal efetiva (N) na Equação (____), chega-se à expressão para cálculo do FS:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha} \sum \left(cb + [W + (X_n - X_{n+1})] \frac{\tan \phi'}{m_\alpha} \right) \quad (\text{Eq. 19})$$

Quanto às forças interlamelares (E, X), o método de Bishop propõe a eliminação do termo que envolve X, o que equivale a desprezar as parcelas relativas às componentes tangenciais, ou melhor:

$$\sum [(X_n - X_{n+1})] \frac{\text{tg}\phi'}{m_\alpha} = 0 \quad (\text{Eq. 20})$$

Com isso, o método não introduz qualquer consideração quanto às componentes horizontais das forças interlamelares. Desse modo, chega-se à expressão para cálculo do FS

$$\text{FS} = \frac{1}{\sum W_i \text{sen}\alpha} \sum \left([cb + W \tan \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \right) \quad (\text{Eq. 21})$$

A Equação (21) é idêntica à equação convencional para solo seco ($u = 0$) e a solução é obtida de forma iterativa, tendo em vista que FS aparece em ambos os lados da equação.

5.4 Superfícies Não circulares

Como visto anteriormente, no caso de solos não saturados, é possível utilizar as soluções já conhecidas para cálculo do FS, desenvolvidas para diferentes formas de superfície de ruptura e hipóteses simplificadoras, anulando-se a parcela de poropressão e considerando-se a parcela de sucção mátrica no termo da coesão. Com isso, é possível utilizar os programas para cálculo da estabilidade em solos saturados para resolver problemas de taludes não saturados. Caso haja variação da sucção com a profundidade, esta pode ser considerada subdividindo-se a massa em diversas camadas e incorporando essa variação no parâmetro de coesão.

Assim sendo, os métodos de Spencer (1967), Sarma (1973, 1979), Morgenstern e Price (1965) e Jambu (1972), cujas principais características estão resumidas no Quadro 3, podem ser adotados em análises em solo não saturado.

Maiores detalhes sobre os métodos de estabilidade em solos saturados podem ser encontrados em Chowdhury (1978), Gerscovich (2012), Abramson *et al.* (1996), Brunsden e Prior (1984).

Quadro 3 – Principais características dos métodos de equilíbrio limite

Método	Forma da Superfície	Equilíbrio de Forças	Equilíbrio de Momentos	Comentários
Fellenius	Circular	A força N é obtida por equilíbrio em relação à normal à superfície de ruptura	Satisfaz	Elimina os termos das forças (E, X) interlamelares
Bishop	Circular	A força N é obtida por equilíbrio em relação à vertical	Satisfaz	Despreza a parcela das forças tangenciais (X) interlamelares
Spencer (1967)	circular	Satisfaz	Satisfaz	As forças interlamenares (X, E) são representadas por sua resultante, com inclinação constante (θ)

Método	Forma da Superfície	Equilíbrio de Forças	Equilíbrio de Momentos	Comentários
Sarma (1973, 1979)	Não circular	Satisfaz	Satisfaz	Introduz uma função de distribuição para as forças tangenciais (X) entre fatias
Morgenstern & Price (1965)	Não circular	Satisfaz	Satisfaz	A inclinação da resultante das forças interlaminares (X, E) é representada por uma função de distribuição
Jambu (1972)	Não circular	Satisfaz	Satisfaz	Existe método simplificado para incorporar efeitos das forças interlaminares

REFERÊNCIAS

ABRAMSON, L.A.W.; LEE, T. S; SHARMA, S. & BOYCE, G.M. (1996). Slope Stability and Stabilizations Methods. John Wiley & Sons, Inc. New York.

ANDRADE, M.H.N., DE CAMPOS, T.M.P & VARGAS JR, E.A. (1992). Retroanálise do Escorregamento da Encosta do Cactáreo. I Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, v. I, pp. 161-172.

AUGUSTO FILHO, O. (1992). Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, v. II, pp. 721-733.

AUGUSTO FILHO, O. (1995). Escorregamentos em encostas naturais ocupadas: análise e controle. In: BITAR, O.Y. (Coord.). Curso de geologia aplicada ao meio ambiente. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), 1995. cap. 3.4, p.77-100.

BISHOP, A.W. (1955). The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, 5(1): 7-17.

BISHOP, A.W.; ALPAN, I.; BLIGHT, G.E. & DONALD, I.B. (1960). Factors controlling the strength of partially saturated cohesive soils. Proc. Research Conference on Shear Strength of cohesive Soils - ASCE, VA, pp. 500-532.

BRUNSDEN, D. & PRIOR, D.B. (eds) (1984). Slope Instability, Wiley, Chichester. 620p.
CALLE, J.A.C. (2000). Análise de ruptura de talude em solo não saturado. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 177p.

CHOWDHURY (1978). Slope analysis. Amsterdam Elsevier Scientific Publishing Company, 423p.

COELHO NETO, A.L. (1987). Overland Flow Production in a Tropical Rainforest Catchment: The role of litter cover. *Interdisciplinary Journal of Soil-Science Hydrology-Geomorphology - CATENA*, v.14(3): 213-231.

CHEN, L.E & YOUNG, M.H. (2006). Green-Ampt infiltration model for sloping surfaces *Water Resources Research* vol 42 (7):1-9.

COSTA NUNES, A. J. de (1969). Landslides in Soil of decomposed rock due intense rainstorms. *Proceedings of International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, v. II, pp. 547-554.

D'ORSI, R.N. (2013). Sistema de Alerta de chuvas intensas e de acidentes geotécnicos em encostas: a Experiência do Município do Rio de Janeiro. VI Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Angra dos Reis (RJ), CD-ROM.

DE CAMPOS, T.M.P.; MONCADA, M.P.H.; VELLOSO, R.Q.; AMARAL, C.P. & VARGAS JR. E.A. (2006). Evaluation of the failure mechanism of an unsaturated tropical soil slope. *Unsaturated Soils GSP 147*, Edited by Miller, G. A.; Zapata, C. E.; Houston, S. L.; & Fredlund, D.G., American Society of Civil Engineers, ASCE Library pp 485-496.

DE CAMPOS, T.M.P.; MONCADA, M.P.H. & AMARAL, C.P. (2008). Retro-análise do escorregamento do Túnel Rebouças. XII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Porto de Galinhas, CD-ROM.

DE CAMPOS, T.M.P.; AMARAL, C.P.; MONCADA, M.P.H. & VELOSO, R.Q. (2005). Avaliação preliminar das causas de ruptura de uma encosta em Nova Friburgo, RJ. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, v. II, pp. 721-732.

DUNCAN, J.M. (1996) State of the art: Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 122(7): 577-596.

EHRlich, M; SILVA, R.C. & SARAMAGO, R.P. (2013). Escavações em solos residuais de gnaiss com falhas geológicas. VI Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, v. 1, 36-44,

FELLENius, W. (1936). Calculation of Stability of earth dams. 2nd Congress on Large Dams, Washington, v. 4, pp. 445-463.

FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.P. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical Division ASCE*, v.103, n. GT5. pp. 447-466.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley, New York. 518p.

FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.S.S & LACERDA, W.A. (2005). Evolução de uma Voçoroca por Escorregamentos Retrogressivos em Solo Não saturado. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, São Carlos v. 1., pp. 443-452.

FUTAI, M. M.; MELO, D.F.M.; CARDOSO JUNIOR, C R; DUEÑAS, V. Z. (2011) Key-note Lecture: Estabilidade de Encostas em condições não-saturadas. In: VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2011, Pirenópolis. Anais do VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Pirenópolis: ABMS, 2011. v. 2. pp. 1-20.

GERSCOVICH, D.M.S. (2012). Estabilidade de Taludes. Oficina de Textos. 166p.

GERSCOVICH, D.M.S.; DE CAMPOS, T.M.P. & VARGAS JR., E. (2011). Back Analysis of a Landslide in a Residual Soil Slope in Rio de Janeiro, Brazil. Soils and Rocks, 14(2): 139-149.

GERSCOVICH, D.M.S.; DE CAMPOS, T.M.P. & VARGAS JR, E. (2008). A Retro-Análise da Ruptura de Encosta no Rio de Janeiro. XI Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra. V.III pp. 115-122.

GERSCOVICH, D.M. S.; DE CAMPOS, T.M.P. & VARGAS JR., E. (2006). A On the evaluation of unsaturated flow in a residual soil slope in Rio de Janeiro, Brazil. Engineering Geology 88: 23-40.

GREEN, W.H. & AMPT, G.A. (1911). Studies in Soil Physics: I. Flow of air and water through soils. Journal of Agricultural Science, 4:1-24.

GUIDICINI, G. & NIEBLE, C.M. (1983). Estabilidade de taludes naturais e de escavação. Edgard Blucher, São Paulo. 196p.

HILLEL, D. (1971). Soil and Water: Physical Principles and Processes, Academic Press. New York, 288p.

HUTCHINSON, J.N. (1968). Mass movement. In The encyclopedia of geomorphology, ed. R. W. Fairbridge. New York: Reinhold Book Corp., 688-696.

JAMBU, N. (1954). Application of Composite slip surfaces for stability analysis. European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm 3: pp. 39-43.

JAMBU, N. (1957). Earth pressure and bearing capacity calculation by generalized procedure of slices. 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, v. II, pp. 207-212.

JAMBU, N. (1968). Slope Stability Computations. Soil Mechanics and Foundation Engineering Report. Technical University of Norway, Trondheim.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969). Soil Mechanics, John Wiley & Sons Inc. New York. 553p.

MATOS, M.M. (1974). Stability of slopes in residual soils. Master Thesis. Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canadá, 220 p.

MICHELETTTO, M. (2007). Desenvolvimento e implementação de procedimentos numéricos para simulação de fluxo em grandes áreas. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 152p.

MORGENSTERN, N.R. & PRICE, V. E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, vol 15 no.1, p 79-93.

RAWLS, W. J.; BRAKENSIEK, D.L. e MILLER, N. (1983) Green-Ampt Infiltration Parameters from Soils Data. *ASCE. Hydraulic Engineering*, 109:62-70.

SALES, M.M.; CAMPOS, L.E.P.; FERREIRA, S.R.M.; CRUZ, J. Q. & VARGAS, C.A.L. (2012). Risco em obras devido à infiltração. CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITARANA JR., G.F.N. & CARVALHO, E.T.L. (orgs.). Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicada a solos tropicais. Universidade de Brasília, pp. 445-456.

SARMA, S.K. (1973). Stability analysis of embankments and slopes. *Geotechnique* 23(3): 423-433.

SARMA, S.K. (1979). Stability analysis of embankments and slopes. *Journal of Geotechnical Engineering Division of American Society of Civil Engineers*. V.105, n. GT12, pp.1511-1524.

SARMA, S.K. (1987). A note on the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 37(1): 107-111.

SPENCER, E. (1967). A Method of Analysis of the Stability of Embankments assuming parallel inter-slices forces. *Geotechnique*, 17: 11-26.

SPENCER, E. (1968). Effect of tension on stability of embankments. *J. Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 120(5): 856-871.

TEIXEIRA, E.K.C.; AZEVEDO, R.F.; CANDIDO, R.F.; RIBEIRO, A.G.C. & SOUZA, T.S.C. (2014). Efeito da infiltração de águas pluviais na estabilidade de taludes. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica., Goiânia, CD-ROM.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, 729 p.

VARGAS, M. (1985) The concept of tropical soils (Brazilian Society for Soil Mechanics), 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Laterite and Saprolitic Soils, Brasilia, v. 3, pp. 101-134.

VARNES, D.J. (1978). Slope movement types and processes. Landslides: Analysis and Control. Special report 176 (Eds: Schuster, R. L. & Krizek, R. J.). Transportation and Road Research Board, National. Academy of Science, Washington D. C., pp. 11-33.

WILSON, C.J. (1988). Runoff and pore pressures in hollows. PhD Thesis, University of California, Berkeley.

WOLLE, C W (1988). Análise de escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de Instabilização de Encostas. Tese de Doutorado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. 340p.

