

4

Estabilidade de Taludes em Barragens de Terra

4.1.

Introdução

Nos últimos 20 anos, a cada vez mais crescente disponibilidade de microcomputadores trouxe importantes modificações na sistemática de cálculo da estabilidade de taludes em solo. Análises mais gerais e abrangentes podem agora ser executadas, incluindo considerações do ponto de vista da Mecânica que não seriam possíveis sem o auxílio de microcomputadores e de métodos numéricos.

A utilização generalizada de técnicas computacionais influenciou a análise de problemas de estabilidade de taludes em dois aspectos principais:

- a) um grande número de superfícies potenciais de deslizamento podem ser pesquisadas, tornando possível a localização da superfície crítica (circular ou não-circular) com um alto grau de confiabilidade;
- b) podem ser executadas análises usando métodos de cálculo mais avançados que satisfazem a todas as condições de equilíbrio. Assim, alguns aspectos relacionados com os efeitos das hipóteses simplificadoras introduzidas em várias formulações do método de equilíbrio limite podem, por sua vez, ser melhor estimados qualitativa e quantitativamente.

Métodos de equilíbrio limite têm sido amplamente empregados para análise de estabilidade de taludes, principalmente devido à simplicidade matemática com que são formulados. Entretanto, podem fornecer resultados incorretos em certas situações como, por exemplo, onde a ruptura do talude é fundamentalmente governada pela presença, no perfil de solo, de regiões com muito menos, ou com muito mais, resistência do que a massa de solo circundante. A literatura técnica registra várias publicações (Tavenas et al., 1990; Ching & Fredlund, 1983; Donald & Giam, 1988; Giam & Donald, 1988; Huang et al., 1989) que discutem a validade, vantagens e limitações da análise da estabilidade de taludes através de métodos de equilíbrio limite.

A consideração em problemas de geotecnia de relações tensão x deformação x resistência que mais fielmente reproduzem o comportamento de solos em obras de engenharia tem sido possível, com bastante sucesso e aceitação por parte das comunidades técnica e acadêmica, através da utilização de métodos numéricos, principalmente o versátil método dos elementos finitos (MEF). Entretanto, para aplicações específicas na área da estabilidade de taludes o método não se tornou uma ferramenta popular, como poderia ser esperado, contando com um número relativamente pequeno de publicações sobre o assunto, sendo uma das mais aparentes causas de sua restrita utilização o maior esforço computacional exigido nas análises.

Uma causa mais concreta, entretanto, parece ser que o fator de segurança calculado por ambas as abordagens são razoavelmente coincidentes entre si, o que privilegia a utilização dos métodos de equilíbrio limite. A semelhança entre estes valores, não implica necessariamente que a superfície potencial de ruptura seja a mesma, argumento fundamental para justificar uma análise de estabilidade pelo método dos elementos finitos, mesmo quando o fator de segurança do talude seja de antemão previsto por simples análise por equilíbrio limite.

No caso de obras geotécnicas com construção incremental (aterros e escavações), a redistribuição de tensões ocorrida em cada etapa de análise influencia mais significativamente os valores do fator de segurança, que resultam ligeiramente mais altos do que os obtidos via método de equilíbrio limite, estes aliás inábeis em distinguir taludes de aterro ou de escavação. Brown & King (1966) já indicavam que o fator de segurança de um talude escavado é ligeiramente maior do que no caso de um aterro, com a correspondente superfície crítica de ruptura também variando entre ambas as análises.

No caso de barragens, uma análise de estabilidade pelo método dos elementos finitos seria em princípio recomendada quando o valor do fator de segurança calculado por método de equilíbrio limite for inferior a 1,5, quando parâmetros de projeto e de métodos de cálculo devem ser revistos visando a segurança da obra. Para valores de fator de segurança superiores, a possibilidade de redimensionamento na maioria das vezes está associada aos custos do empreendimento.

4.2. Análise estática da estabilidade de taludes

4.2.1. Método de equilíbrio limite

Métodos de equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes são amplamente utilizados e a experiência acumulada ao longo dos anos tem demonstrado que são rápidos, precisos e simples.

Os métodos de equilíbrio limite têm as seguintes características comuns:

- a) Usam a mesma definição para o fator de segurança local FS_{local} :

$$FS_{local} = \frac{s}{\tau} \quad (4.1)$$

onde s representa a resistência ao cisalhamento e τ é a tensão cisalhante atuante.

Em grande parte dos problemas de engenharia geotécnica as maiores incertezas estão relacionadas com a avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos. Assim, a definição do fator de segurança em termos da resistência ao cisalhamento s associa FS_{local} diretamente com um parâmetro cujo grau de incerteza é significativo.

Além disso, os métodos de equilíbrio limite consideram que o fator de segurança é o mesmo em todos os pontos da potencial superfície de deslizamento, embora não haja razões para aceitar como verdadeira esta hipótese exceto na ruptura quando $FS_{local} = 1.0$

- b) Consideram como hipótese genérica que os maciços de solo comportam-se mecanicamente como materiais rígido-perfeitamente plásticos, não sendo feitas quaisquer considerações sobre os campos de tensão e deformação gerados pelo carregamento externo. Em certas situações, esta hipótese não é estritamente aplicável, como no caso de taludes em argilas rijas fissuradas onde a resistência residual pode ser significativamente menor do que a resistência no pico. Na prática, esta dificuldade pode ser contornada (Skempton, 1977) usando-se valores de resistência ao cisalhamento inferiores aos avaliados na condição de pico.

c) Usam algumas ou todas as equações de equilíbrio para calcular valores médios da tensão cisalhante mobilizada τ e da tensão normal σ ao longo da potencial superfície de ruptura, necessários para estimativa da resistência ao cisalhamento pelo critério de Mohr-Coulomb.

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (4.2)$$

em que: c e ϕ são os parâmetros de resistência associados ao critério.

d) Introduzem hipóteses para complementar as equações de equilíbrio visto que o número de incógnitas do problema é em geral superior ao número de equações fornecidas pela estática.

Métodos de análise para serem aplicáveis a problemas práticos devem ser versáteis de modo a incluir situações onde as propriedades do solo e valores de poropressão variam no interior do maciço. Por esta razão, a maioria dos métodos de equilíbrio limite subdivide a região de solo delimitada pela superfície potencial de ruptura em um número qualquer de fatias verticais, analisando-se as condições de equilíbrio em cada fatia isoladamente. Este procedimento constitui o chamado método das fatias, com várias versões propostas na literatura dependendo das hipóteses adotadas para satisfazer parcial ou totalmente as equações de equilíbrio de forças e de momentos.

A análise através dos métodos das fatias parte da definição de uma superfície de deslizamento qualquer para toda a massa do talude. Esta superfície é dividida em um número de fatias verticais, mostrando-se na figura 4.1 as forças que agem em uma fatia genérica.

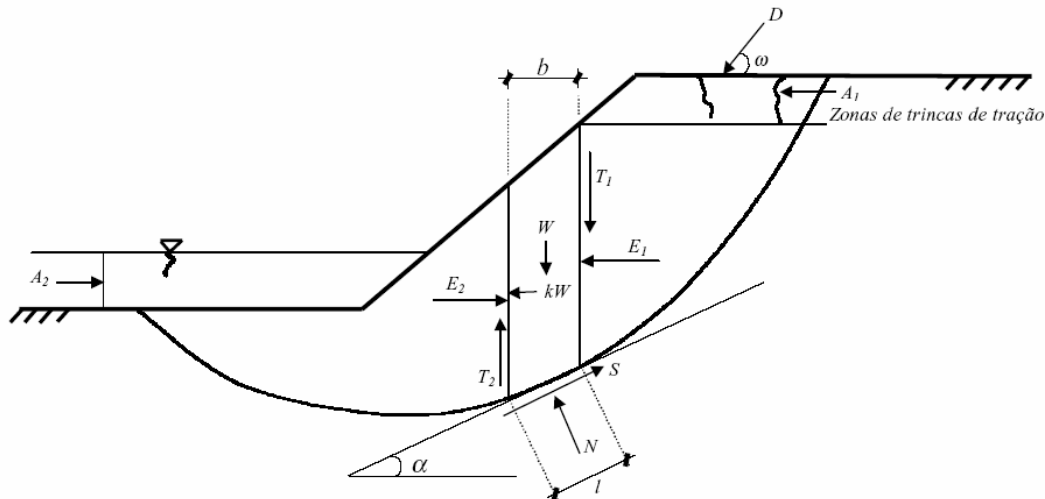


Figura 4.1 – Forças atuantes em uma fatia vertical e a superfície potencial de ruptura (GeoSlope/W)

em que: W é o peso da fatia, kW é a força horizontal para incorporar efeitos sísmicos, N é a força normal à base da fatia, S é a força tangencial à base da fatia ($S = \tau l$), E_1 , E_2 são componentes horizontais das forças entre as fatias, T_1 , T_2 são componentes verticais das forças entre as fatias, D é a força aplicada na superfície, b é a largura da fatia, l é o comprimento da base da fatia, A_1 , A_2 são as forças hidrostáticas.

Da definição do fator de segurança local na equação 4.1 é possível escrever para solos secos ou saturados:

$$S = \tau l = \frac{s l}{FS_{local}} = \frac{l}{FS_{local}} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \quad (4.3)$$

em que: $\sigma = \frac{N}{l}$ é a tensão normal média na base da fatia, u é a poropressão atuante no centro da base da fatia, c' e ϕ' são os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas.

Fatores de segurança globais FS podem ser determinados com base nas equações de equilíbrio de forças ou momentos, sendo importante reconhecer sua definição na comparação dos valores dos coeficientes de segurança obtidos nas diferentes versões dos métodos das fatias, propostos por vários autores, considerando-se diversas hipóteses simplificadoras.

Considerando o equilíbrio de momentos em relação a um ponto qualquer,

causados pelas forças que atuam em todas as fatias em que se subdivide o talude, temos:

$$\sum Wx - \sum Sr - \sum Nf + \sum kW e \pm Dd \pm \sum_{i=1}^2 A_i h = 0 \quad (4.4)$$

onde x , r , f , e , d , h representam os braços dos momentos dos diferentes forças em relação ao ponto selecionado.

Admitindo-se, como usualmente, que os fatores de segurança local (FS_{local}) e global (FS) são os mesmos, é possível combinar-se as equações 4.3 e 4.4 para produzir:

$$FS_{momentos} = \frac{\sum [c'l r + (N - ul) r \tan \phi']}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kW e \pm Dd \pm \sum_{i=1}^2 A_i h} \quad (4.5)$$

Considerando-se o equilíbrio das forças horizontais que atuam em todas as fatias, obtém-se:

$$\sum (E_1 - E_2) - \sum N \sin \alpha + \sum S \cos \alpha - \sum kW - D \cos \omega \pm \sum_{i=1}^2 A_i = 0 \quad (4.6)$$

Novamente combinando-se as equações 4.3 e 4.6 é possível escrever observando-se que a parcela $\sum (E_2 - E_1)$ é nula para toda a massa deslizando.

$$FS_{forças} = \frac{\sum [c'l \cos \alpha + (N - ul) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum kW + D \cos \omega \mp \sum_{i=1}^2 A_i} \quad (4.7)$$

Ambas as equações para cálculo dos fatores de segurança globais ($FS_{momentos}$ e $FS_{forças}$) são não lineares, visto que a força normal N atuante em cada base da fatia é também fator do coeficiente de segurança.

As equações (4.5) e (4.7) são gerais, porém contendo um número excessivo de incógnitas (problema hiperestático) já que equações adicionais, obtidos considerando-se o comportamento tensão-deformação dos materiais, não são

incorporadas pelos métodos de equilíbrio limite. Hipóteses simplificadoras devem então ser introduzidas. Os diferentes métodos de fatias propostos na literatura (Bishop Simplificado, 1955; Janbu Simplificado, 1968; Morgenstern & Price, 1965; Sarma 1973, 1979; entre outros) se diferenciam conforme as simplificações adotadas no processo de cálculo, geralmente em relação às forças entre fatias e no modo de se determinar a força normal N na base da fatia.

As tabelas 4.1 e 4.2 listam as principais características dos diversos métodos das fatias propostos na literatura:

Tabela 4.1 - Características dos métodos das fatias não rigorosos (de Campos, 1985).

Método	Hipóteses	Comentários (Tipo de Superfície de Ruptura)
Fellenius (1927) (fatias)	Não considera forças entre fatias	(Circular)
Bishop Simplificado (1955) (fatias)	Resultante das forças entre fatias é horizontal.	(Circular) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias. FS determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos.
Janbu Simplificado (1968) (fatias)	Resultante das forças entre fatias é horizontal. Um fator de correção empírico f_0 é usado para levar em conta os efeitos das forças tangenciais.	(Qualquer) – Valores de f_0 sugeridos para condições de solos homogêneos. FS é determinado a partir do equilíbrio de forças.
Janbu Generalizado (1968) (fatias)	Localização da força normal entre fatias definida por uma linha de empuxo arbitrária.	(Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais entre fatias. Posição da última não é usada, com o equilíbrio de momentos não sendo satisfeito na última fatia. FS determinado a partir do equilíbrio de forças e de momentos.

Tabela 4.2 - Características dos métodos das fatias rigorosos (de Campos, 1985)

Método	Hipóteses	Comentários (Tipo de Superfície de Ruptura)
Spencer (1967) (fatias)	Resultantes das forças entre fatias têm inclinações constantes através da massa do solo.	(Qualquer) – método semelhante ao de Morgenstern – Price com $f(x) = 1$.
Morgenstern – Price (1965) (fatias)	Direção da resultante das forças entre fatias definidas usando uma função arbitrária $f(x)$. A parcela de $f(x)$ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e de momentos é calculada.	(Qualquer) – n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças entre fatias. Uma incógnita λ é introduzida. Fatias são de espessura infinitesimal.
Sarma 1973 (fatias)	Resistência interna entre fatias é mobilizada. Distribuição das resultantes das forças tangenciais entre fatias definidas com base em uma função arbitrária. A porcentagem da	(Qualquer) - n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças tangenciais entre fatias. Incógnita λ introduzida.

	função λ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos é calculada.	
Sarma 1979 (cunhas)	Assume que a resistência ao cisalhamento é mobilizada nos lados de todas as cunhas. A inclinação das interfaces das cunhas é variada para produzir uma condição crítica de equilíbrio.	(Qualquer) – (n-1) hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais ou das forças tangenciais entre cunhas e (n-1) sobre o valor relativo das forças entre cunhas. Solução obtida na forma de um fator de aceleração crítico K_c .

4.2.2. Solos não saturados

Sob condição de não saturação o critério de Mohr-Coulomb para resistência de solos deve ser modificado para incluir a influência da sucção mátrica, referente à pressão na água em nível inferior ao da pressão do ar presente nos vazios.

$$s = c' + (\sigma_n - \mu_a) \tan \phi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b \quad (4.8)$$

em que: c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, σ_n é a tensão normal média na base de cada fatia, μ_a é a pressão do ar, μ_w é a pressão da água, ϕ^b é o ângulo que define o aumento na resistência cisalhante para um aumento na sucção mátrica ($\mu_a - \mu_w$).

A equação acima indica que a resistência cisalhante de um solo não saturado é função de três componentes: a coesão efetiva c' , o ângulo de atrito efetivo ϕ' e incremento da resistência devido à sucção mátrica representado por ϕ^b .

Neste caso, a força tangencial na base da fatia (equação 4.3) pode ser reescrita como

$$S = \frac{l}{FS_{local}} (c' + (\sigma_n - \mu_a) \tan \phi' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi^b) \quad (4.9)$$

Seguindo-se o mesmo procedimento do item 4.2.1 é possível escrever-se para toda a massa de solo não saturado o coeficiente de segurança com respeito ao equilíbrio de momentos

$$FS_{\text{momentos}} = \frac{\sum \left\{ c' l r + \left[N - u_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - \mu_a l \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] r \tan \phi' \right\}}{\sum W x - \sum N f + \sum kW e \pm D d \pm \sum_{i=1}^2 A_i h} \quad (4.10)$$

e a correspondente expressão relativa ao equilíbrio das forças horizontais

$$FS_{\text{forças}} = \frac{\sum \left\{ c' l \cos \alpha + \left[N - \mu_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - \mu_a l \left(1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] \tan \phi' \cos \alpha \right\}}{\sum N \sin \alpha + \sum kW + D \cos \omega \mp \sum_{i=1}^2 A_i} \quad (4.11)$$

Quando o solo é seco a pressão do ar é nula (pressão atmosférica) e no caso de solo saturado considera-se $\phi^b = \phi'$, recuperando-se as correspondentes equações (4.5) e (4.7).

4.2.3. Método dos elementos finitos

Objecções teóricas ao emprego do método de equilíbrio limite em problemas de estabilidade de taludes levaram à utilização de outros métodos de análise que procuram incorporar as relações tensão-deformação dos diversos solos que compõem o talude, e assim evitar a adoção das hipóteses simplificadoras que caracterizam os métodos de equilíbrio limite. Dentre estes métodos de análise alternativos, destaca-se o popular e versátil método dos elementos finitos (MEF).

A introdução do MEF na engenharia geotécnica foi feita por Clough & Woodward (1967), na análise do comportamento de uma barragem de terra usando lei constitutiva não linear, o que tornou de imediato evidente o potencial de sua aplicação na análise do comportamento de vários outros problemas da mecânica dos solos e das rochas. Especificamente no caso da previsão do fator de segurança em análises da estabilidade de taludes, a primeira utilização do MEF parece ter sido feita por Kulhawy et al. (1969).

A aplicação do método pode ser feita de várias maneiras (Rojas, 1999), mas neste trabalho serão descritos apenas os procedimentos implementados em dois dos mais populares programas comerciais para utilização na engenharia geotécnica, i.e., o método da simulação da ruptura, incorporado no programa

Plaxis v.8, e o método de equilíbrio limite aperfeiçoado, disponível no programa GeoSlope/W v.6.

a) Simulação do colapso

Em análises não lineares, o MEF pode ser usado para calcular diretamente o fator de segurança pela redução progressiva dos parâmetros de resistência ou, alternativamente, pelo aumento progressivo do carregamento externo, até a ocorrência da ruptura do talude. Neste último caso, o fator de segurança é definido em termos do carregamento, sendo interpretado como o coeficiente que deve majorar o carregamento real para produzir o colapso do maciço de solo.

A redução dos parâmetros de resistência dos solos envolvidos na análise é feita por:

$$c^* = \frac{c}{M} \quad (4.12a)$$

$$\tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (4.12b)$$

onde M é um parâmetro que reduz os valores de c e $\tan \phi$ nas sucessivas análises não lineares pelo MEF, até a ruptura do talude, quando, então $M = FS$ (fator de segurança global).

Esta técnica foi empregada por diversos pesquisadores, dentre os quais Zienkiewics et al. (1975), Naylor (1982), entre outros. Como comentado por Zienkiewics et al. (1975), o fator de segurança global é igual ao valor pelo qual os parâmetros devem ser reduzidos de modo que a solução por elementos finitos não mais apresente convergência numérica ou exiba grandes deformações em pontos do talude.

Além de envolver várias análises não lineares do mesmo problema com diferentes valores de c^* e $\tan^* \phi$, esta técnica de simulação do colapso do talude também depende do esquema numérico empregado para a solução aproximada do sistema de equações não lineares (método de Newton-Raphson, método de Newton-Raphson modificado, método do comprimento de arco, etc). De acordo com o algoritmo utilizado, a não convergência da solução numérica, teoricamente uma indicação da ruptura do talude, pode estar associada a dificuldades numéricas

do próprio algoritmo utilizado na solução do sistema de equações, exigindo incrementos de carga bastante reduzidos e um grande número de iterações para tentar conseguir a convergência da solução numérica.

Um estudo dos autovalores e autovetores da matriz de rigidez do sistema, quando da interrupção do programa computacional, pode auxiliar no diagnóstico da causa da não convergência - ruptura física ou dificuldades numéricas (Farias, 1994). Outra possibilidade, mais fácil e prática, é acompanhar a evolução do comportamento da zona de plastificação do solo ou dos vetores de incremento dos deslocamentos à medida que os parâmetros de resistência c^* e $\tan^*\phi$ são alterados nas sucessivas análises.

b) Método do equilíbrio limite aperfeiçoado

Neste método, de conceituação bastante simples, um campo de tensões é inicialmente gerado através de uma análise do MEF, sendo então utilizado em conjunto com um método de equilíbrio limite para determinação da superfície potencial de ruptura e o correspondente fator de segurança.

As figuras 4.2 e 4.3 ilustram o método de maneira sucinta. Na superfície potencial de ruptura AB da figura 4.2, a variação da resistência ao cisalhamento (s) é representada pela linha pontilhada da figura 4.3, enquanto que a distribuição das tensões cisalhantes mobilizadas (τ) é representada pela linha cheia. Ambas as distribuições foram calculadas com base em resultados de análises por elementos finitos e foram aplicadas ao longo de uma superfície AB obtida (forma e posição) por um método de equilíbrio limite.0

O fator de segurança global do talude é definido pela equação 4.13 que, geometricamente, representa a relação entre as áreas compreendidas entre as distribuições da resistência ao cisalhamento s e da tensão cisalhante mobilizada τ .

$$FS = \frac{\int_A^B s \, dl}{\int_A^B \tau \, dl} \approx \frac{\sum_{i=1}^n [s_i \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} = \frac{\sum_{i=1}^n [(c_i + \sigma_i \tan \phi_i) \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} \quad (4.13)$$

$$\tau_i = \frac{(\sigma_{yi} - \sigma_{xi})}{2} \text{sen } 2\alpha_i + \tau_{xy_i} \text{cos } 2\alpha_i \quad (4.14)$$

Onde:

$$\sigma_i = \sigma_{xi} \text{sen}^2 \alpha_i + \sigma_{yi} \text{cos}^2 \alpha_i - \tau_{xy_i} \text{sen } 2\alpha_i \quad (4.15)$$

implicando que as componentes de tensão σ_y , σ_x e τ_{xy} calculadas nos pontos de Gauss dos elementos finitos devam ser convenientemente interpoladas para a superfície potencial de ruptura AB e, em seguida, transformadas nas componentes σ_i e τ_i atuantes no plano tangente à superfície com inclinação α_i (figura 4.2).

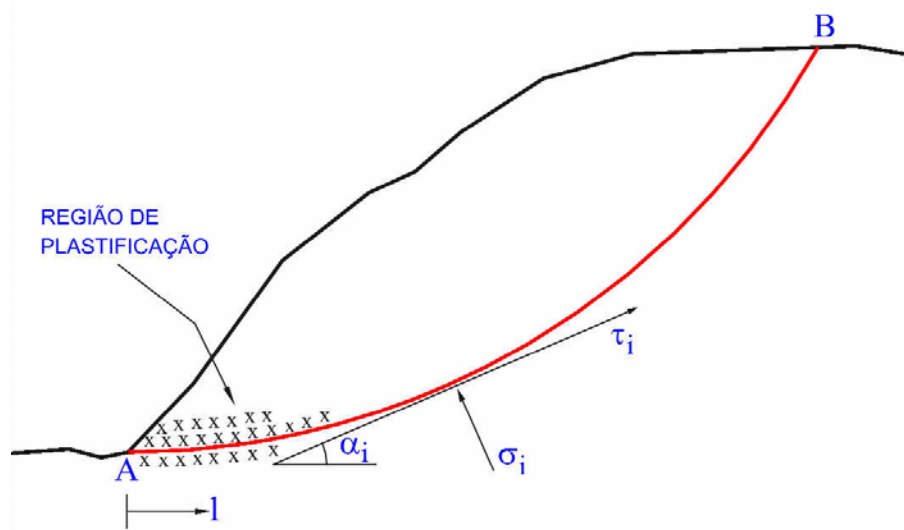


Figura 4.2 - Componentes de tensão na superfície potencial de ruptura.

Ainda que o método de equilíbrio limite aperfeiçoado possa fornecer informações úteis sobre o comportamento de taludes com auxílio de resultados numéricos do MEF, é importante ser lembrado, neste ponto, uma crítica comum decorrente da geralmente incorreta estimativa da resistência ao cisalhamento s nas análises $\phi \neq 0^\circ$. Teoricamente, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb estabelece que a componente de tensão normal σ é aquela atuante no plano de ruptura, na iminência da ruptura, mas no método de equilíbrio limite aperfeiçoado as componentes de tensão normal (equação 4.9 e figura 4.2) atuam sobre planos tangentes a uma superfície potencial de ruptura, determinada aproximadamente com base em método de equilíbrio limite, com valores de σ numericamente calculados que geralmente resultam em fatores de segurança superiores a 1 (logo, não se trata da iminência de ruptura no plano de ruptura).

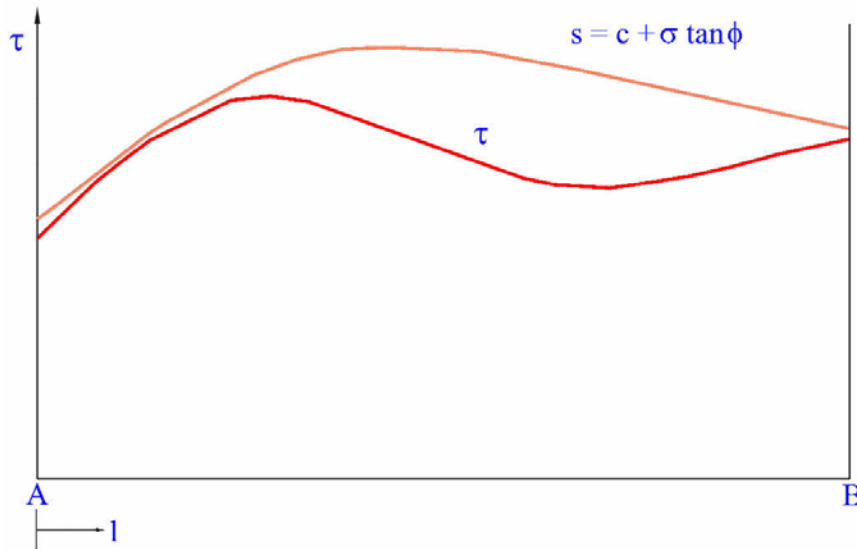


Figura 4.3 - Distribuição de tensões cisalhantes mobilizadas (τ) e da resistência ao cisalhamento (s) ao longo da superfície potencial de ruptura (A→B).

4.3. Análise sísmica de taludes

No caso de eventos sísmicos, taludes são submetidos a acelerações que se amplificam no solo em relação às registradas no substrato rochoso, modificando os valores dos parâmetros geotécnicos dos diversos materiais que compõem o talude.

No caso de barragens, normalmente as acelerações máximas ocorrem em seu topo mas uma correta quantificação deste valor é difícil pois são fortemente influenciadas pela topografia do terreno, estratigrafia dos materiais e parâmetros geotécnicos dependentes das frequências presentes na excitação.

Quando um movimento sísmico for registrado em acelerógrafo engastado em rocha num local próximo da barragem, o registro pode ser utilizado diretamente no estudo do comportamento da barragem. Se estiver localizado afastado, então correções devem ser feitas às acelerações registradas por meio de funções de atenuação determinadas com base em distância da fonte sísmica e características de amortecimento dos materiais geológicos regionais (Schnabel, Lysmer e Seed, 1972).

Quando o acelerógrafo tiver sido instalado em solo, o movimento no substrato rochoso é determinado por meio da teoria de propagação de ondas em processos de deconvolução das acelerações.

Quando nenhum registro de acelerações é disponível, pode-se então definir um espectro de projeto com base na sismicidade local e geração de sismos sintéticos através de técnicas probabilísticas.

4.3.1. Métodos pseudo-estáticos

As diversas soluções do método das fatias obtidas para carregamentos estáticos podem ser estendidas para consideração de carregamentos sísmicos através da inclusão de forças de inércia adicionais (figura 4.1), com módulo proporcional ao peso W da massa de solo potencialmente instável, representando as componentes da força de inércia gerada pelo carregamento dinâmico. Tipicamente, assume-se na maioria das aplicações de métodos pseudo-estáticos a hipótese que $k_v = 0$, permanecendo entretanto a questão de como escolher um valor apropriado do coeficiente horizontal k_h . Um erro comum é empregar o valor da máxima aceleração horizontal esperada como coeficiente sísmico, o que produz resultados excessivamente conservadores, pois a aceleração máxima geralmente atua em um único instante de tempo e apenas em único sentido. Valores típicos para o coeficiente horizontal sísmico k_h estão entre valores limites publicados na literatura e reproduzidos na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valores típicos do coeficiente sísmico k_h .

Coeficiente Sísmico k_h	Referência
0,10 – 0,15	Corpo de Engenheiros, 1982
0,05-0,15	Califórnia, EUA
0,15 – 0,25	Japão
0,33 – 0,5 PGA	Marcuson e Franklin (1983)
0,5 PGA	Hynes-Griffin e Franklin (1983)

PGA – aceleração pico do terreno

Sarma (1973) propôs um método de estabilidade baseado na determinação da aceleração horizontal necessária para trazer a massa de solo delimitada pela superfície potencial de ruptura a um estado de equilíbrio limite, considerando o valor desta aceleração crítica como uma medida do fator de segurança do talude.

Uma desvantagem das análises pseudo-estáticas é considerar a barragem

como um corpo rígido submetido a um coeficiente sísmico de valor e sentido constantes durante a duração da excitação, quando na realidade as forças de inércia são reversíveis no tempo, permitindo que um fator de segurança inferior à unidade seja possível, por breves períodos de tempo, durante os quais deslocamentos permanentes do talude ocorrerão.

4.3.2. Método de Newmark (1965)

Os métodos da análise pseudo-estática, como todos os métodos de equilíbrio limite, fornecem um fator de segurança, localizam a superfície potencial de ruptura na massa de solo, mas não informam sobre os deslocamentos permanentes gerados pela excitação sísmica que podem comprometer a servicibilidade do talude. Newmark (1965) desenvolveu um método de cálculo dos deslocamentos permanentes fazendo a analogia de uma massa de solo potencialmente instável com um bloco rígido sobre um plano inclinado, conforme figura 4.4. Analisando as condições de equilíbrio do bloco, Newmark chegou à conclusão que deslocamentos permanentes ocorrem sempre que a aceleração exceder a determinado valor crítico, chamado de aceleração de fluência ou de escoamento.

A aceleração de escoamento a_y é definida como.

$$a_y = K_y g \quad (4.16)$$

onde K_y representa um coeficiente de escoamento e g a aceleração da gravidade. O coeficiente de escoamento K_y corresponde ao valor do coeficiente sísmico horizontal k_h na condição crítica para $FS = 1$.

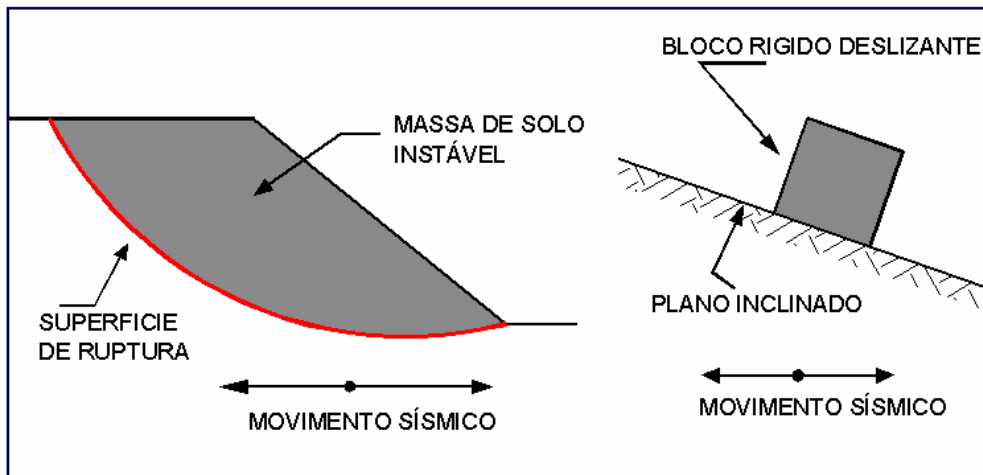


Figura 4.4 – Analogia de Newmark (1965) entre uma massa de solo potencialmente instável e o bloco rígido sobre um plano inclinado.

Quando o bloco estiver sujeito a acelerações maiores que a aceleração de escoamento, este se movimentará em relação ao plano inclinado, podendo-se determinar a aceleração relativa a_{rel} do bloco por.

$$a_{rel} = A - a_y \quad (4.17)$$

onde A é amplitude da aceleração aplicada na base do bloco.

A aceleração relativa do bloco é então integrada em relação ao tempo para se calcular, primeiramente, a velocidade relativa e, posteriormente, os deslocamentos relativos através de uma integração adicional no tempo. A magnitude dos deslocamentos relativos totais depende do valor e da duração em que a aceleração de escoamento for excedida. O processo de dupla integração é mostrado na figura 4.5 para um registro de acelerações observado durante o sismo de Loma Prieta em 1989, na ilha Treasur.

Nesta figura a aceleração de escoamento foi determinada como $a_y = 0,125g$. O movimento do bloco somente se inicia no ponto 1 quando esta aceleração é excedida pela aceleração aplicada na base do bloco, possibilitando a partir deste instante o cálculo da velocidade e do deslocamento relativos do bloco em relação ao plano inclinado por integrações sucessivas no tempo. A velocidade relativa alcança um valor máximo quando a aceleração aplicada retorna ao valor da aceleração de escoamento (ponto 2) produzindo deslocamentos que somente cessam no ponto 3, quando a velocidade relativa torna-se nula.

O método de Newmark (1965) foi modificado posteriormente por vários pesquisadores considerando a resistência do solo dependente dos níveis de deformação (modelos com endurecimento ou amolecimento do material), ângulo de atrito variável com o tempo (Lemos e Coelho, 1991; Tika-Vassilikos et al., 1993), etc.

Makdisi e Seed (1977) também empregaram o modelo de Newmark para cálculo dos deslocamentos permanentes em um talude assumindo que a massa de solo comporta-se elasticamente até o escoamento plástico (material elasto-perfeitamente plástico). O método envolve os seguintes passos de cálculo: i) determinação da aceleração de escoamento, através da condição $FS = 1$ em cada superfície potencial de ruptura analisada; ii) as acelerações na barragem, considerada como corpo deformável, são determinadas através de análises dinâmicas, via teoria da elasticidade linear ou empregando o método dos elementos finitos, determinando-se as histórias de aceleração para as várias superfícies potenciais de ruptura pré-selecionadas; iii) a avaliação dos deslocamentos é executada novamente por dupla integração das acelerações no tempo, sempre que a aceleração induzida pelo terremoto exceder à aceleração de escoamento do material.

Mineiro (1979) propôs um método baseado no modelo de Newmark (1965) no qual as poropressões desenvolvidas durante o sismo são incorporadas no processo de cálculo.

O método de Newmark encontra-se implementado no programa computacional GeoSlope/W, permitindo o acompanhamento da variação do coeficiente de segurança do talude com o tempo e a ocorrência de acréscimos de deslocamentos permanentes sempre que, e momentaneamente, $FS < 1$. As acelerações médias na massa potencial de ruptura são calculadas pelo método dos elementos finitos e os fatores de segurança determinados em métodos pseudo-estáticos baseados em extensões dos métodos de Bishop Simplificado (1955), Morgenstern-Price (1965), etc., num procedimento que, sob a perspectiva de aplicação do método dos elementos finitos para análise do problema, é similar ao método de equilíbrio limite aperfeiçoado descrito anteriormente para análises estáticas.

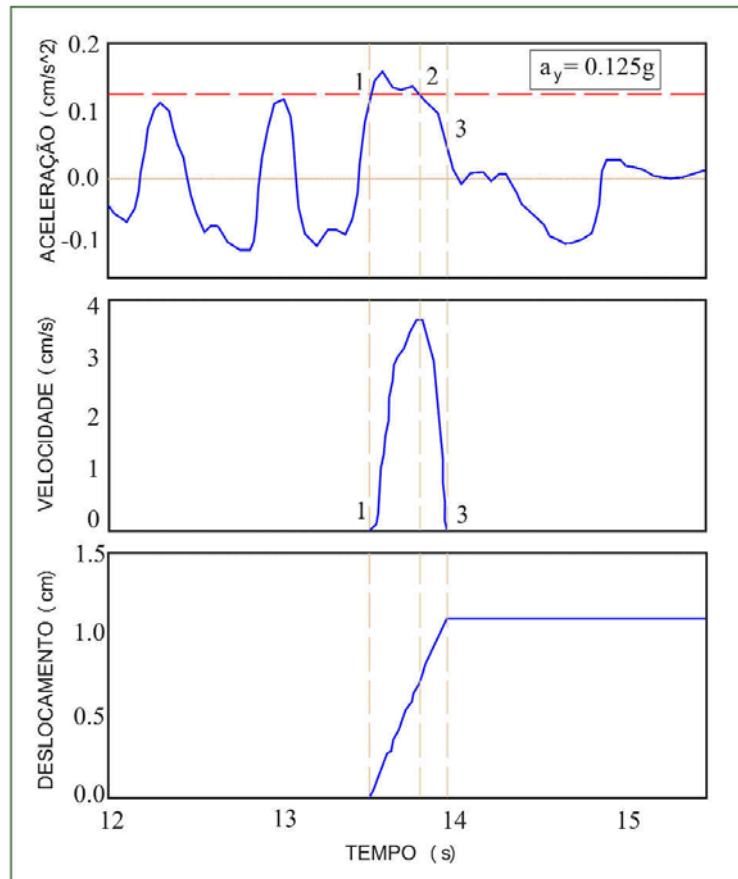


Figura 4.5 – Integrações no tempo para determinação da velocidade e deslocamento relativos pelo método de Newmark (Smith, 1995).