

### 3 Análise sísmica

#### 3.1 Método de Newmark (1965)

Newmark (1965) desenvolveu um método baseado em deslocamentos para previsão das deformações permanentes induzidas por sismos em um talude de solo. Fez uma analogia entre a massa de solo potencialmente instável e um bloco rígido que descansa sobre um plano inclinado, conforme figura 3.1. Analisando as condições de equilíbrio do bloco, Newmark chegou à conclusão que deslocamentos permanentes ocorrem sempre que aceleração exceder a determinado valor crítico, chamado de aceleração de fluência ou de escoamento.

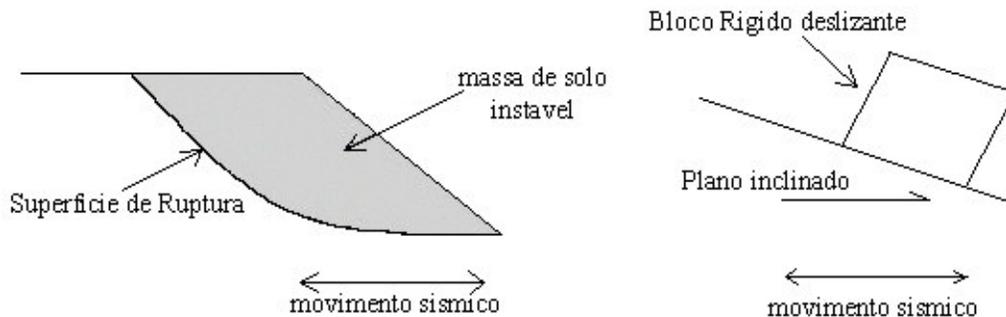


Figura 3.1 – Analogia de Newmark (1965) entre uma massa de solo potencialmente instável e o bloco rígido sobre um plano inclinado.

A primeira etapa de cálculo do método de Newmark é determinar a aceleração de escoamento  $a_y$ , definida como

$$a_y = K_y g \quad (3.1)$$

onde

$K_y$  = coeficiente de escoamento

$g$  = aceleração da gravidade

O coeficiente de escoamento  $K_y$  relaciona-se com o valor do coeficiente sísmico horizontal  $K_h$ , descrito anteriormente nos métodos pseudo-estáticos do capítulo 2, na condição  $FS = 1$ .

Quando o bloco está sujeito a acelerações maiores que a aceleração de escoamento o bloco se movimentará em relação ao plano inclinado, podendo-se determinar a aceleração do movimento por

$$a_{rel} = A - a_y \quad (3.2)$$

onde  $A$  é amplitude da aceleração aplicada no 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 é excedida. O processo de dupla integração é mostrado na figura 3.2 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, possibilitando a partir deste instante o cálculo da velocidade e do deslocamento relativos do bloco em relação ao plano inclinado por integração 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 tornar-se nula.

O método de Newmark, apresentado em 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.

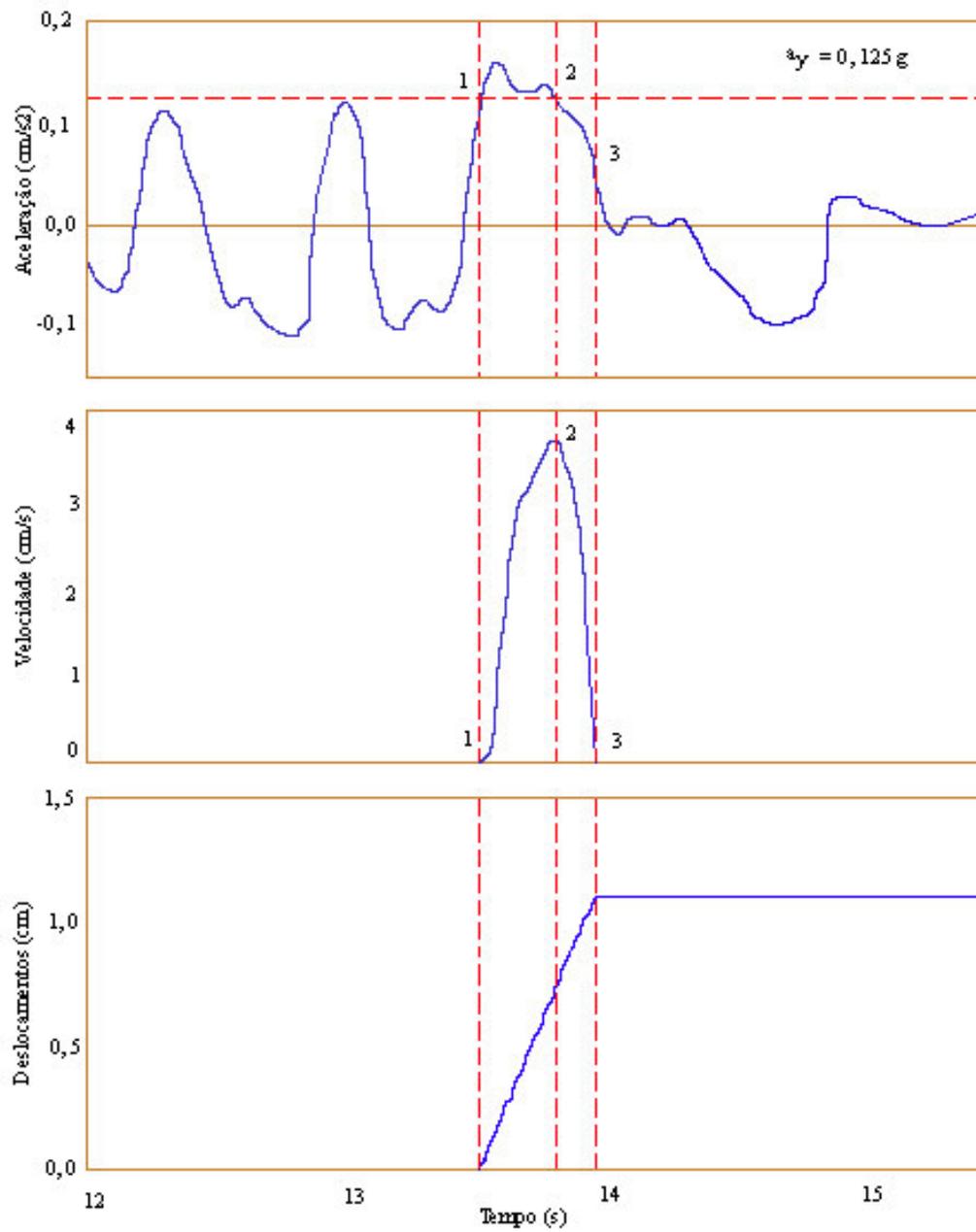


Figura 3.2 – Procedimento da dupla integração no tempo no método de Newmark (Smith, 1995).

### 3.2 Método dos elementos finitos

Objeções 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), mas, por várias razões, o método não se tornou uma ferramenta de cálculo popular na estabilidade de taludes. Dentre as principais razões que dificultaram um uso mais amplo podem ser citadas: a falta de acesso a computadores, que até finais dos anos 80 eram basicamente constituídos por computadores de grande porte; alto custo de processamento, incluindo-se o tempo para preparação dos dados de entrada; pouca disponibilidade de programas computacionais de caráter geral na área de geotecnia; desconhecimento da formulação do MEF, suas vantagens e limitações; existência de poucos estudos comparando os fatores de segurança calculados pelo MEF com aqueles obtidos por procedimentos mais simples (método de equilíbrio limite) ou com resultados de observações em campo; etc.

Atualmente, muitas destas limitações foram removidas ou bastante reduzidas graças à grande disponibilidade de microcomputadores, cada vez mais rápidos, poderosos e de menor custo; ao desenvolvimento de pré e pós-processadores gráficos que diminuíram o tempo investido na preparação de malhas e na análise dos resultados; à existência de vários programas comerciais voltados especificamente para análise de problemas geotécnicos, etc.

Assim, torna-se oportuno examinar as características das diversas técnicas baseadas em resultados do método dos elementos finitos para análise da estabilidade de taludes, o que será feito na seção seguinte.

### **3.2.1**

#### **Tipos de análise de estabilidade de taludes por elementos finitos**

Aplicações do método dos elementos finitos em estabilidade de taludes podem ser classificadas em duas categorias básicas:

- a) Métodos diretos
- b) Métodos indiretos

#### **3.2.1.1**

##### **Métodos diretos**

Nesta classe de métodos, o MEF é empregado diretamente para localização na massa de solo da potencial superfície de deslizamento e subsequente cálculo do fator de segurança a ela associado pela equação 2.1.

Várias técnicas para aplicação do método direto foram propostas na literatura, dependendo do rigor da simulação computacional do processo de ruptura do talude de solo. Quanto mais próximo da situação de deslizamento iminente, maior o esforço computacional, o tempo necessário para a análise e mais sofisticado o controle da precisão da solução do sistema de equações não lineares.

### 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 (equação 3.3) 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

$$c^* = \frac{c}{M} \quad (3.3a)$$

$$\tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (3.3b)$$

onde  $M$  é um parâmetro adotado 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 aparente convergência numérica ou exiba grandes deformações em pontos do talude.

Além de envolver várias, sucessivas, demoradas e dispendiosas 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 no MEF para a solução aproximada do sistema de equações não

lineares (método de rigidez tangente, 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 incremento 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). Outras possibilidades, mais fáceis e práticas, são 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 executadas pelo método dos elementos finitos.

#### **b) Método dos deslocamentos nodais**

Nos casos em que a convergência numérica da solução tornar-se muito difícil nas proximidades do colapso, muitas vezes é também possível estimar-se o fator de segurança do talude com base na análise dos deslocamentos de certos pontos nodais. Esta técnica foi usada por vários autores (Zienkiewics et al., 1975; Naylor, 1982) tendo sido bastante mais investigada por Tan & Donald (1985) e Donald & Giam (1988).

Análises de elementos finitos são executadas, considerando-se em cada uma delas os parâmetros de resistência modificados pelo fator  $N$ ,

$$c^* = N c \quad (3.4a)$$

$$\tan^*\phi = N \tan\phi \quad (3.4b)$$

O valor de  $1/N$  para o qual a curva de deslocamentos de determinado ponto (figuras 3.3 e 3.4) exhibe um acentuado aumento na taxa de deformações é tomado

como o fator de segurança do talude. Um processo por tentativas é empregado para a escolha inicial do valor de  $N$  e do número e tamanho de seus incrementos.

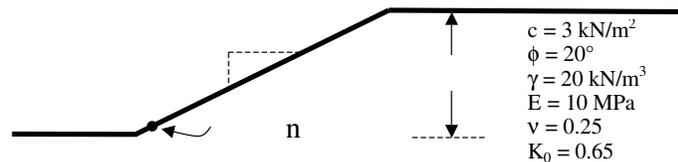


Figura 3.3: Geometria de talude e parâmetros geotécnicos

Para o cálculo do fator de segurança, a potencial superfície de ruptura não precisa estar necessariamente estabelecida. Entretanto, sua localização pode ser determinada com base na configuração do campo de deslocamentos, para todos os nós da malha de elementos finitos, nas diversas análises realizadas. As curvas de variação do deslocamento com  $1/N$  são repetidas para diversos pontos nodais, também selecionados verificando-se o comportamento do campo de deslocamentos no interior do talude.

Das equações 3.4 (e também 3.3) nota-se que a definição do fator de segurança é equivalente à adotada no método de equilíbrio limite, porém no MEF, conforme bem ressalta esta técnica dos deslocamentos nodais, o valor do fator de segurança incorpora tanto os aspectos relacionados com a ruptura por cisalhamento quanto a ocorrência de grandes deformações.

Como mostra a figura 3.4, a taxa de crescimento de  $(1/N)$  pode tornar-se praticamente constante após a ocorrência de uma acentuada inflexão na curva dos deslocamentos, não existindo um ponto da curva que claramente indique um processo de ruptura, caracterizado por rápidos crescimentos nos valores dos deslocamentos causados por pequenos decréscimos em  $c$  e  $\tan \phi$ .

Neste caso, a definição do valor crítico  $(1/N)_{crit}$ , a ser associado com o fator de segurança do talude, é indicado por linhas tangentes à curva, mostradas tracejadas na figura 3.4.

A precisão com que  $FS$  pode ser definido nesta técnica depende da escolha da lei constitutiva do(s) solo(s), dos nós da malha de elementos finitos para os quais as curvas de deslocamento são plotadas, do tipo de elemento finito, do refinamento da malha, do tamanho dos incrementos do fator de modificação da resistência  $N$ .

A variação nas curvas de deslocamento com o tipo de elemento, por exemplo, pode ser observada com comparação dos resultados da figura 3.4, obtida com elementos triangulares quadráticos de 6 nós, e da figura 3.5, construída considerando-se elementos triangulares quárticos de 15 nós. Ainda que as curvas não apresentem o mesmo aspecto, a definição de  $(1/N)_{crit}$  baseada no método alternativo do prolongamento das tangentes para o mesmo ponto nodal 163 resultam, em ambas, valores bastante próximos ( $FS = 1,06$ , na figura 3.4;  $FS = 1,05$ , na figura 3.5).

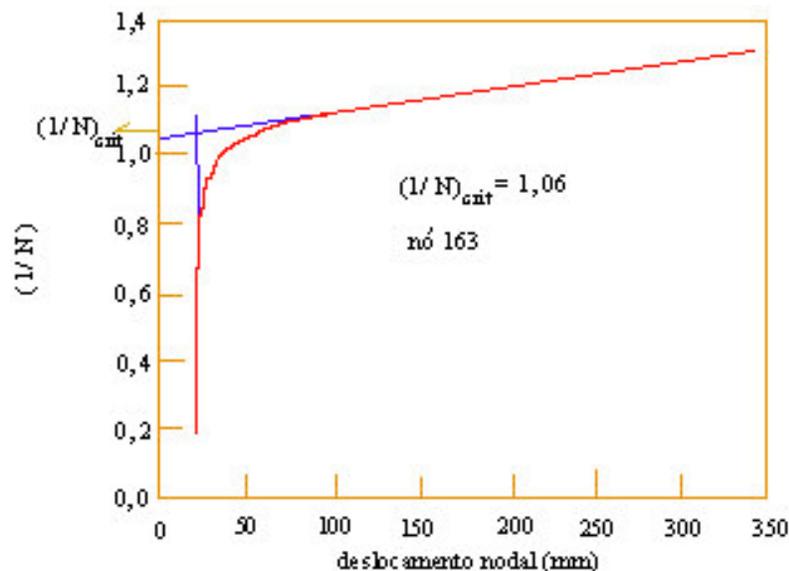


Figura 3.4: Curva dos deslocamentos nodais versus  $(1/N)$  para elementos triangulares quadráticos de 6 nós. (Tan & Donald, 1985)

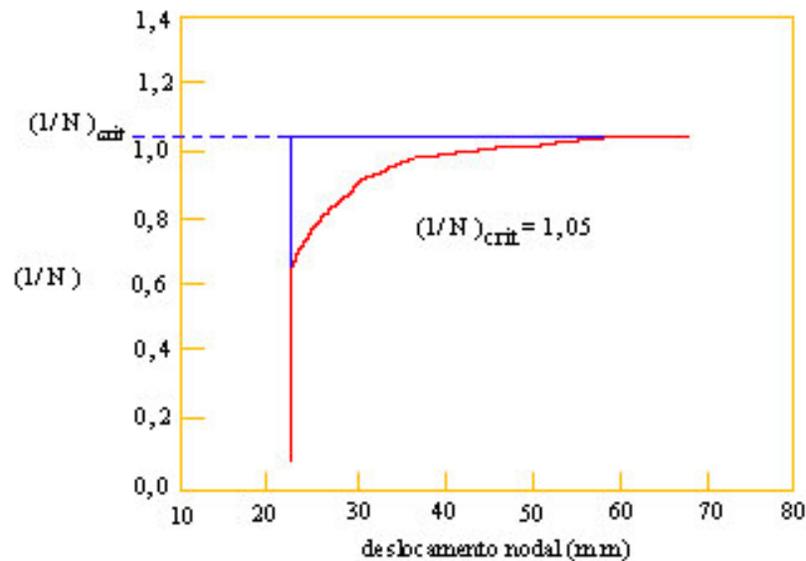


Figura 3.5: Curva dos deslocamentos nodais versus  $(1/N)$  para elementos triangulares quárticos de 15 nós. (Tan & Donald, 1985)

Ainda que aplicações do método dos elementos finitos na análise da estabilidade de taludes removam muitas das limitações do método de equilíbrio limite (que não distinguem situações de aterro ou de escavação, calculando o mesmo valor do fator de segurança e determinando a mesma potencial superfície de deslizamento em ambas as análises; que consideram o fator de segurança constante ao longo da superfície crítica de deslizamento; que admitem simplificações na natureza das forças inter-fatias, etc), os resultados do MEF também estão geralmente baseados nas seguintes hipóteses:

- a) a redução dos parâmetros de resistência do material não afetam outras propriedades do solo.
- b) os grandes valores de deslocamento calculados após a inflexão observada na curva da variação dos deslocamentos com  $(1/N)$  são admitidos válidos, embora a grande maioria dos programas computacionais utilizados considerem apenas a formulação baseada em deformações infinitesimais.

Outra crítica que poderia ser feita ao método dos deslocamentos nodais (como também ao método da simulação do colapso) é o grande esforço computacional nas análises elasto-plásticas, principalmente quando os valores do fator de segurança se aproximam de  $FS = 1$ .

Entretanto, para a construção da curva da variação dos deslocamentos com  $(l/N)$ , bastariam apenas algumas análises para estabelecer as tangentes aos ramos inicial e final da curva (figuras 3.4 e 3.5), principalmente no caso em que elementos finitos de alto grau de interpolação (quadráticos, cúbicos) estejam sendo usados em uma malha adequadamente discretizada. A primeira estimativa do valor de  $(l/N)_{crit}$ , necessária para uma escolha racional dos valores de  $N$  nas análises pelo MEF, poderia ser feita com base no valor do fator de segurança calculado por uma versão do método de equilíbrio limite.

### **3.2.1.2 Métodos indiretos**

Nestes métodos, um campo de tensões é inicialmente gerado através de uma análise do MEF, sendo então utilizado em conjunto com outro procedimento de análise para determinação da potencial superfície crítica de deslizamento e correspondente fator de segurança. A diferença entre os métodos diretos e indiretos é que estes últimos geralmente não precisam de um grande esforço computacional, análises repetidas do problema variando-se os parâmetros de resistência dos materiais até a ocorrência iminente da ruptura ou mesmo o emprego de uma relação constitutiva elasto-plástica, podendo ser considerados relações tensão-deformação mais simples como o modelo elástico linear ou hiperbólico. O fator de segurança global é calculado da mesma maneira que no método de equilíbrio limite tradicional (equação 2.1).

#### **a) Método do equilíbrio limite aperfeiçoado**

Este método baseia-se no campo de tensões determinado por análises de elementos finitos associado com a potencial superfície de ruptura obtida por método de equilíbrio limite como, por exemplo, o método de Bishop Simplificado. Parece ser sido utilizado pela primeira vez por Brown & King (1966) e, desde então, aplicado por vários outros pesquisadores no estudo da estabilidade de taludes.

De conceituação bastante simples, envolvendo análises por elementos finitos com menor esforço computacional, o método de equilíbrio limite aperfeiçoado é o mais versátil dos métodos indiretos embora, muitas vezes, estas vantagens possam ser anuladas pelo trabalho adicional envolvido em tediosas interpolações necessárias para cálculo do fator de segurança na superfície crítica selecionada.

As figuras 3.6 e 3.7 ilustram o método de maneira sucinta. Na potencial superfície de ruptura  $AB$  da figura 3.6, a variação da resistência ao cisalhamento ( $s$ ) é representada pela linha pontilhada da figura 3.7, enquanto que a distribuição das tensões cisalhantes mobilizadas ( $\tau$ ) é representada pela linha cheia. Ambas as distribuições ao longo da superfície  $AB$ , previamente determinada por método de equilíbrio limite, foram calculadas com base nos resultados de análise por elementos finitos.

O fator de segurança global do talude é definido pela equação 3.5 que, geometricamente, representa a relação entre as áreas compreendidas entre as distribuições da resistência ao cisalhamento  $s$  e da tensão cisalhante mobilizada  $\tau$ .

$$FS = \frac{\int_A^B s \, dl}{\int_A^B \tau \, dl} \approx \frac{\sum_{i=1}^n [s_i \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} = \frac{\sum_{i=1}^n [(c_i + \sigma_i \tan \phi_i) \Delta l_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} \quad (3.5)$$

onde

$$\tau_i = \frac{(\sigma_{yi} - \sigma_{xi})}{2} \text{sen } 2\alpha_i + \tau_{xyi} \cos 2\alpha_i \quad (3.6)$$

$$\sigma_i = \sigma_{xi} \text{sen}^2 \alpha_i + \sigma_{yi} \cos^2 \alpha_i - \tau_{xyi} \text{sen } 2\alpha_i \quad (3.7)$$

implicando que as componentes de tensão  $\sigma_y$ ,  $\sigma_x$  e  $\tau_{xy}$  calculadas nos pontos de Gauss dos elementos finitos devam ser convenientemente interpoladas para a superfície crítica de deslizamento  $AB$  e, em seguida, transformadas nas componentes  $\sigma_i$  e  $\tau_i$  atuantes no plano tangente à superfície de ruptura, com inclinação  $\alpha_i$  (figura 3.6).

Ainda que o método de equilíbrio limite aperfeiçoado possa fornecer informações úteis sobre o comportamento de taludes nas análises por elementos

finitos que não cheguem a simular o colapso da estrutura, é importante ser lembrado, neste ponto, uma crítica comum a todos os métodos indiretos, originada 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  $\sigma$  é aquela atuante no plano de ruptura, na iminência da ruptura. Nesta metodologia, entretanto, as componentes de tensão normal (equação 3.7) atuam sobre planos tangentes a uma superfície crítica de deslizamento, aproximadamente determinada com base em método de equilíbrio limite, com valores de  $\sigma$  calculados a partir de análises pelo MEF geralmente envolvendo  $FS > 1$ .

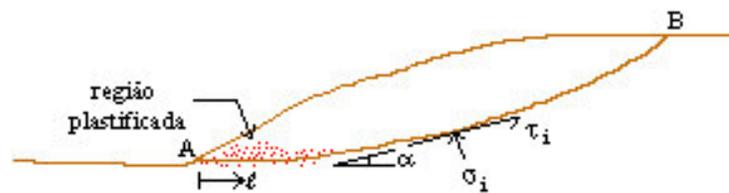


Figura 3.6: Tensões atuantes na superfície potencial de ruptura

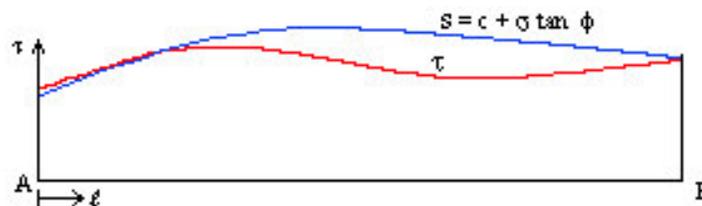


Figura 3.7: Distribuição de tensões cisalhantes ( $\tau$  e  $s$ ) ao longo da superfície potencial de ruptura (A→B)

### b) Método dos fatores de segurança locais

A identificação da potencial superfície de deslizamento pode também ser feita com base em gráficos de contornos de fatores de segurança locais.

O nível de resistência ao cisalhamento mobilizada representa uma medida da proximidade da ruptura localizada em um ponto da massa de solo, isto é

$$FS_{local} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3)_r \sin \phi}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3.8a)$$

onde

$\sigma_1 - \sigma_3$  tensão de desvio no ponto considerado, em geral os pontos de integração de cada elemento finito.

$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$  tensão de desvio na ruptura, estimada considerando-se o mesmo valor de tensão normal média (figura 3.8) ou, alternativamente, o mesmo valor da tensão principal menor (figura 3.9). No primeiro caso,

$$(\sigma_1 + \sigma_3)_r = \sigma_1 + \sigma_3 \quad (3.8b)$$

enquanto que no segundo,

$$\sigma_{1r} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{\sigma_3(1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (3.8c)$$

Na literatura, curvas de isovalores dos fatores de segurança locais foram analisadas separadamente (Byrne, 1976) ou acopladas a uma técnica de pesquisa da superfície crítica como, por exemplo, a da minimização dos fatores de segurança locais (Huang & Yamasaki, 1993), algoritmo de programação dinâmica (Zou et al., 1995), busca automática de superfície (Giam & Donald, 1988), dentre outras.

A necessidade de se utilizar uma técnica adicional aos resultados do método dos elementos finitos é que para taludes com  $FS > 1$  a análise da distribuição dos fatores de segurança locais pode fornecer, quando muito, uma zona ou faixa no interior do talude que provavelmente conterá a superfície crítica pesquisada (figura 3.10). Algoritmos para refinamento da pesquisa são então empregados, a partir dos valores numéricos do MEF, em termos de  $FS_{local}$ , conforme será descrito nos próximos itens.

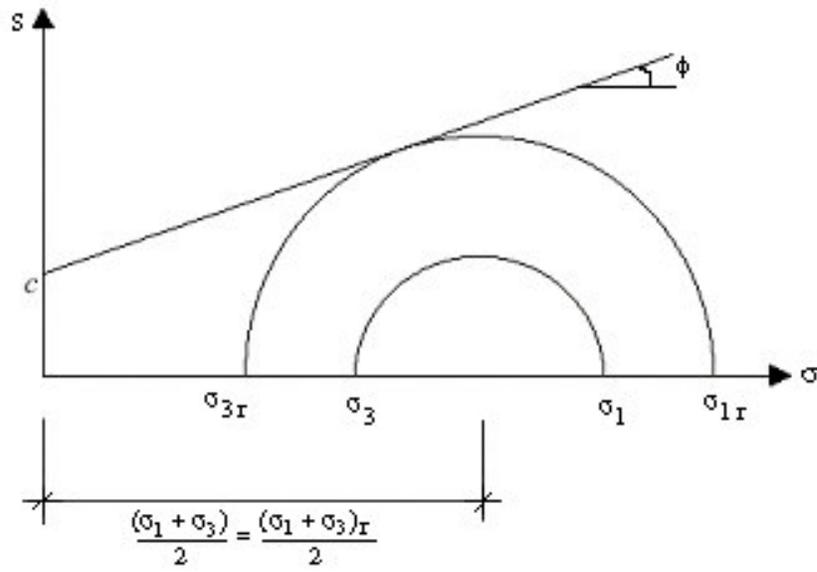


Figura 3.8 – Tensão de desvio na ruptura considerando tensão normal média constante.

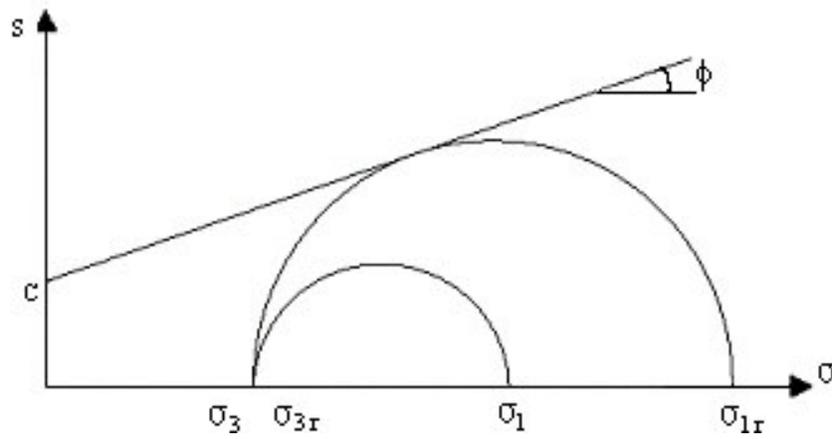


Figura 3.9 – Tensão de desvio na ruptura considerando tensão principal menor constante.



com

$$r = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \quad (3.9c)$$

$$\sigma_{med} = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \quad (3.9d)$$

O fator de segurança local correspondente ao ponto  $P$  pode então ser definido por

$$FS_{local} = \frac{s}{\tau} \quad (3.10a)$$

$$FS_{local} = \frac{c + \sigma \tan \phi}{r \operatorname{sen} \theta} \quad (3.10b)$$

$$FS_{local} = \frac{c + (\sigma_{med} + r \cos \theta) \tan \phi}{r \operatorname{sen} \theta} \quad (3.10c)$$

$$FS_{local} = \frac{A + B \cos \theta}{r \operatorname{sen} \theta} \quad (3.10d)$$

com

$$A = c + \sigma_{med} \tan \phi$$

$$B = r \tan \phi$$

Minimizando a expressão do fator de segurança local (equação 3.10 d) com respeito a  $\theta$ , resulta

$$(\cos \theta)_{min} = -\frac{B}{A} \quad (3.11a)$$

ou, denotando por  $\psi$  o ângulo que minimiza  $FS_{local}$ ,

$$\psi = \cos^{-1}(-B / A) \quad (3.11b)$$

Para obter a orientação local da superfície de deslizamento correspondente a  $FS_{local}^{min}$  é necessário identificar os planos associados aos pontos  $F_1$  e  $F_2$  do círculo de Mohr da figura 3.12. Nestes dois planos, orientados de  $+\psi$  e  $-\psi$  em relação à direção de  $\sigma_1$ , o valor do fator de segurança local é mínimo, embora no plano representado por  $F_1$  as tensões cisalhantes sejam positivas enquanto que em  $F_2$  atuam negativamente (figura 3.13).

Assim, a potencial superfície de deslizamento pode ser razoavelmente definida, conectando-se os pontos com iguais valores de  $FS_{local}^{min}$  e observando-se, nesta construção, a orientação das tangentes à superfície dadas pelos ângulos  $\pm \psi$ .

A figura 3.14 ilustra uma aplicação deste método, mostrando a inclinação dos planos que passam pelos pontos de integração de Gauss e apresentam valores mínimos de  $FS_{local}$ . Pode acontecer que mais de uma potencial superfície de deslizamento seja determinada nesta etapa; aquela que compreender a maior região de solo, entretanto, é considerada a mais crítica.

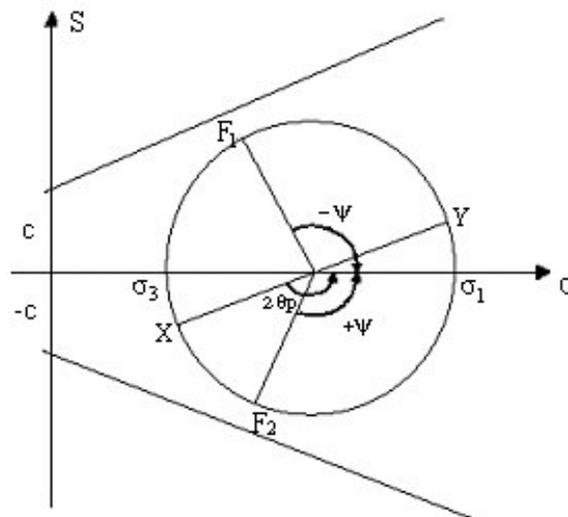


Figura 3.12: Localização dos planos F1 e F2 no círculo de Mohr.

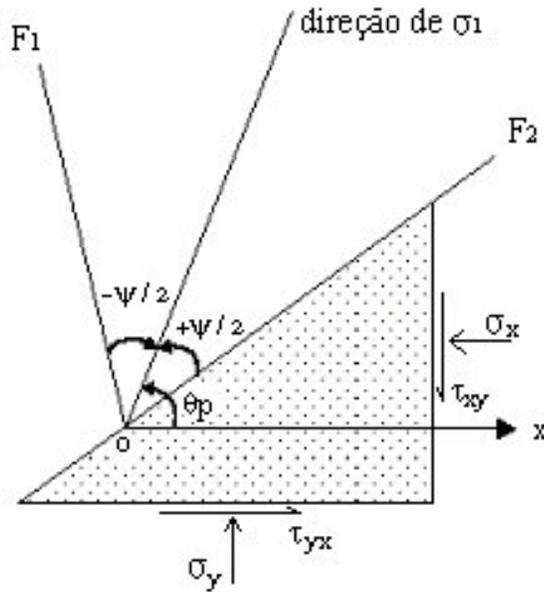


Figura 3.13 – Planos  $F_1$  e  $F_2$  que passam pelo ponto  $P$  apresentando valor mínimo do fator de segurança local.

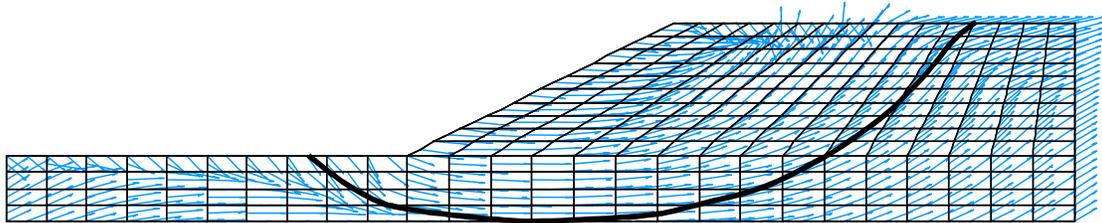


Figura 3.14 – Posição da superfície crítica de deslizamento com base em  $FS_{local}^{min}$ .

#### d) Fatores de segurança locais associados a algoritmo de programação dinâmica (Zou et al., 1995)

A técnica de associar fatores de segurança locais com algoritmo de programação dinâmica para análise da estabilidade de taludes foi proposta por Zou et al. (1995).

Os resultados de análise pelo método dos elementos finitos são utilizados para determinar os fatores de segurança locais (definidos pela equação 3.8a) nos pontos de Gauss de todos os elementos da malha para possibilitar uma estimativa inicial, através de curvas de isovalores de  $FS_{local}$ , da região onde a superfície crítica de deslizamento se localiza no interior do talude.

Para determinação da posição final desta, um algoritmo de programação dinâmica é em seguida empregado. Programação dinâmica foi desenvolvida como um algoritmo numérico para uma rápida otimização de problemas seqüenciais que envolvem múltiplas etapas de decisão. Tais problemas são caracterizados por dois aspectos principais: primeiro, em qualquer etapa, o sistema analisado pode existir em qualquer um dentre um número finito de estados ou configurações do sistema e, segundo, a solução do problema é aquela que minimiza o “custo total” do sistema, definido como soma de “custos” acumulados a passagem entre estados adjacentes. No contexto da estabilidade de taludes, associa-se o mínimo “custo total” do sistema com o menor fator de segurança  $FS$  e o número finito de estados ou configurações do sistema com as possíveis posições das superfícies de deslizamento.

Programação dinâmica é somente aplicável a funções aditivas, que meramente representam uma superposição de aproximações lineares. Desde que a expressão do fator de segurança da equação 3.5 envolve um quociente entre funções aditivas, uma adaptação desta expressão deve ser utilizada introduzindo-se uma função auxiliar equivalente, mas aditiva  $G_F$ ,

$$G_F = \sum_{i=1}^n (s_i - FS \tau_i) \quad (3.12)$$

Baker (1980) mostra que a minimização de  $G_F$  corresponde à determinação do valor mínimo para o fator de segurança  $FS$ . Na otimização da equação acima, para cada superfície de deslizamento selecionada dentro da malha de pontos de estado (figura 3.15), um valor de  $FS$  é inicialmente assumido e depois comparado com aquele obtido pelo processo de otimização. Este valor é sucessivamente atualizado até que a diferença entre dois resultados seja suficientemente pequena para assegurar a convergência da solução dentro de um limite de tolerância previamente especificado.

O procedimento passo a passo do algoritmo de programação dinâmica pode ser encontrado em Yamagami e Ueta (1988) ou Zou et al. (1995).

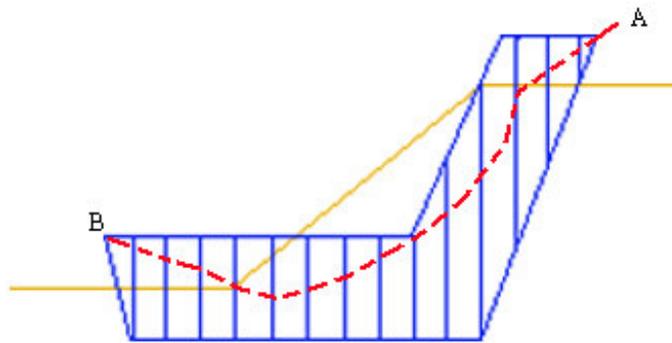


Figura 3.15: Malha de pontos em seções (estados) adjacentes verticais e uma arbitrária superfície de deslizamento AB.

### e) Fatores de segurança locais associados a esquema de busca automática

(Giam & Donald, 1988)

Esquemas de busca automática da potencial superfície de deslizamento foram introduzidos por Boutrup & Lovell (1979), no popular programa computacional para análise de estabilidade de taludes STABL-2, a partir da geração randômica de superfícies.

Ainda que este tipo de procedimento tenha sido criticado por alguns pesquisadores (“o método mais primitivo das técnicas de otimização”, segundo Zou et al., 1995), um acoplamento dos resultados do método dos elementos finitos com rotinas de busca automática foi sugerido por Giam & Donald (1988), conforme descrição abaixo.

Com base na distribuição dos fatores de segurança locais (equação 3.8a) computados nos pontos de Gauss da malha de elementos finitos, um ponto  $P$  apresentando  $FS_{local}$  mínimo é selecionado. A partir deste, a estratégia de busca da potencial superfície de ruptura é iniciada traçando-se sucessivos segmentos defasados de  $1^\circ$ , conforme mostra figura 3.16, entre as fatias verticais que previamente subdividiram o talude.

A escolha do segmento que posicionará a superfície crítica entre as faces verticais das fatias dependerá basicamente do menor fator de segurança calculado. Para sua determinação, de 5 a 6 pontos equidistantes de cada segmento são selecionados, determinando-se os valores das componentes de tensão normal  $\sigma$  e

cisalhante  $\tau$  nele atuantes com base nos resultados prévios da análise por elementos finitos. Este processo envolve, como no caso do método de equilíbrio limite aperfeiçoado, um processo de interpolação das componentes de tensão entre os pontos de Gauss mais próximos e uma rotação das componentes de tensão em relação à orientação de cada um dos muitos segmentos investigados.

Determinados os segmentos que compõem a total superfície de deslizamento, o fator de segurança global  $FS$  pode ser calculado utilizando-se a mesma sistemática de cálculo empregado nos segmentos individuais.

O mínimo fator de segurança global e, portanto, o fator de segurança do talude, é determinado considerando-se diferentes pontos de partida  $P$ . Na maioria dos casos, poucas tentativas são necessárias para a obtenção do  $FS_{min}$ .

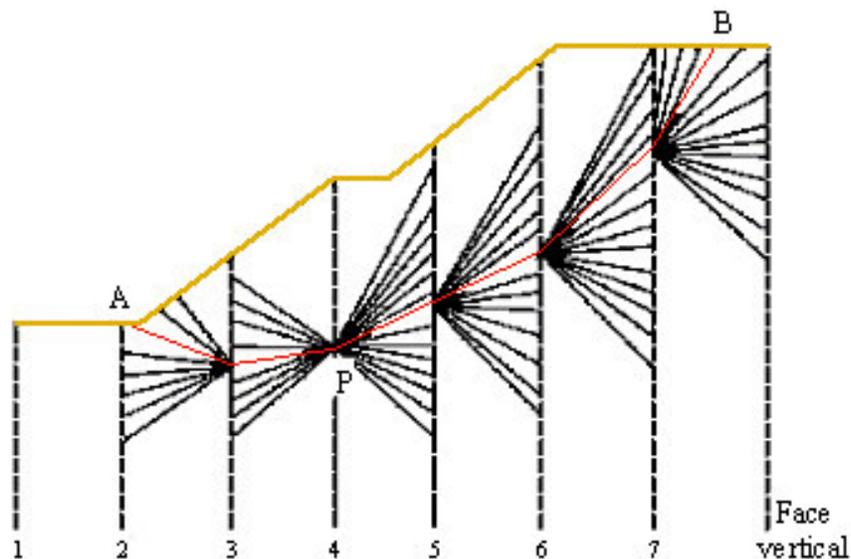


Figura 3.16: O esquema de busca da potencial superfície de ruptura sugerido por Giam & Donald (1988)