

2 Revisão Bibliográfica

2.1. Métodos de análise de estabilidade de taludes

A avaliação quantitativa da estabilidade de taludes é importante quando é necessário saber se o talude é estável. Quando a resistência ao cisalhamento do solo, poropressões de água, geometria do talude e outra propriedade do solo for pesquisada, o método apropriado deve ser selecionado para realizar cálculos de estabilidade de taludes para a obtenção do fator de segurança.

Na literatura, encontra-se uma série de métodos disponíveis para avaliar a estabilidade de taludes, dentro desses métodos é possível fazer a seguinte classificação baseando-se em três importantes grupos: (i) *métodos de equilíbrio limite* (MEL); (ii) *métodos dos elementos finitos* (MEF); (iii) *métodos da análise limite* (MAL).

2.1.1. Métodos de equilíbrio limite

Conhecido por ser um dos métodos mais populares disponível de estabilidade de taludes, devido à simplicidade. O típico problema de estabilidade de taludes pode ser reduzido a duas dimensões (deformação plana), sendo justificado pelo fato de que a maioria das estruturas geotécnicas têm grandes comprimentos em relação às dimensões das seções transversais.

Na atualidade são propostas consideráveis análises de estabilidade de taludes utilizando o LEM. O conjunto de conceitos e hipóteses relativas de cada método, muitas vezes se sobrepõe, tornando difícil a categorização. No entanto, na Tabela 2.1 são apresentados os quatro principais métodos utilizados para a análise de estabilidade de taludes dentro dos quais podem-se ver diferentes conceitos do MEL, detalhados na Tabela 2.2.

O MEL consiste na busca de um mecanismo de ruptura (i.e., uma superfície de deslizamento crítica) que dá um valor mínimo do fator de segurança global. A definição clássica do fator de segurança (*FS*) corresponde à resistência ao cisalhamento que deve ser reduzida conduzindo a massa do solo para um estado de equilíbrio limite ao longo de uma superfície de deslizamento. A resistência ao cisalhamento do solo necessária para calcular o *FS* pode ser calculado com base nos critérios de ruptura de Mohr-Coulomb para solos saturados e não saturados, assim como para a tensão total e distribuições de poropressões.

As equações de equilíbrio estático resolvidas pelo método de fatias ou de corpo livre, não leva em conta o comportamento tensão-deformação do solo e não incorporam a relação de tensões horizontal e vertical (K_0), assim como são incapazes de determinar o mecanismo de ruptura. Portanto, a forma da superfície de deslizamento deve ser sempre assumida. As características comuns dos métodos de fatias foram resumidos por Zhu *et al.* (2003): (i) o corpo deslizante sobre a superfície de ruptura é dividido em um número finito de fatias; (ii) a resistência da superfície de deslizamento é mobilizada ao mesmo grau para trazer o corpo deslizante ao estado limite; (iii) hipóteses sobre as forças interfatias são empregadas para tornar o problema determinado; (iv) o *FS* é calculado a partir de equações de equilíbrio de forças e/ou momentos.

Fredlund e Krahn (1977), Fredlund *et al.* (1981), Fredlund (1984), Duncan (1996), Zhu *et al.* (2003) apresentaram uma detalhada revisão da literatura ao respeito dos desenvolvimentos históricos relacionados aos LEM.

O mecanismo real de ruptura, muitas vezes idealiza-se de formas assumidas como circular. Isso motivou o desenvolvimento de métodos gerais de análise de estabilidade de taludes que são capazes de determinar a localização e a forma da superfície de deslizamento crítica, assim como o correspondente *FS*. A terceira parte da Tabela 2.1 apresenta tais métodos gerais, denominados como métodos superfície de deslizamento geral. O método mais antigo dentro desta classificação foi baseado no cálculo variacional (Kopacs, 1957). Soluções de cálculo variacional foram continuadas por vários pesquisadores, com sucesso limitado.

Tabela 2.1 Classificação dos métodos disponíveis na análise de estabilidade

Métodos disponíveis na análise de estabilidade de taludes		
Métodos das fatias	Equilíbrio de momentos e forças verticais	Fellenius (1936) Bishop simplificado (1955) Janbu simplificado (1954)
	Equilíbrio de forças verticais e horizontais	Janbu generalizado (1968) Lowe-Karafiath (1959) Corpo de Engenheiros (1970) Spencer (1967)
	Equilíbrio de momentos e forças verticais e horizontais	Morgentern-Price (1965) Sarma (1973) GLE (Fredlund, 1981)
Métodos do corpo livre	Soma forças perpendiculares e paralelas ao plano deslizamento	Talude infinito (Haefeli, 1948)
	Soma os momentos sobre o centro da espiral	Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)
	Soma os momentos sobre o centro do círculo	Círculo Sueco (Fellenius, 1927)
Métodos das superfícies de deslizamento geral	Método de cálculo variacional	Kopaszy (1957) Revilla e Castillo (1977) Baker e Garber (1978) Boutrup-Lovell (1980) Celestino-Duncan (1981) Nguyen (1985)
	Técnicas de busca automática	Arai-Tagyo (1985) Chen-Shao (1988) Greco (1996) Kim e Lee (1997)
	Programação dinâmica	Baker (1980) Yamagami e Ueta (1989)
Métodos das tensões dos elementos finitos	Resistência limite aperfeiçoada	Kulhawy (1969)
	Tensão limite aperfeiçoada	Zienkiewicz <i>et al.</i> (1975)
	Resistência e tensão limite aperfeiçoada	Adikiri-Cummins (1985)
	Método incremental da gravidade	Swan e Seo (1999)
	Método de redução da resistência	Naylor (1982)
	Método dos deslocamentos nodais	Zienkiewicz <i>et al.</i> (1975)

Tabela 2.2 Suposições, condições de equilíbrio e incógnitas em procedimentos de Equilíbrio Limite (adaptado de Duncan e Wright, 2005)

Procedimento	Suposições	Equações de equilíbrio satisfeitas	Incógnitas a ser resolvidas
Talude infinito	A superfície de deslizamento é paralela à face do talude	1 Σ Forças perpendiculares ao talude	1 Fator de segurança
		1 Σ Forças paralelas ao talude	1 Força normal na superfície de cisalhamento
		2 Eqs. totais	2 Total de incógnitas
Espiral logarítmico	A superfície de deslizamento é espiral logarítmica	1 Σ Momentos sobre o centro da espiral	1 Fator de segurança
		1 Eq. total.	1 Total de incógnitas
Círculo Sueco ($\phi = 0$)	A superfície de deslizamento é circular, o ângulo de atrito é igual a 0.	1 Σ Momentos sobre o centro do círculo	1 Fator de segurança
		1 Eq. total	1 Total de incógnitas
Método ordinário das fatias (<i>também conhecido como Método de Fellenius, Método sueco das fatias</i>).	A superfície de deslizamento é circular, as forças nas laterais das fatias são negligenciadas.	1 Σ Momentos sobre o centro do círculo	1 Fator de segurança
		1 Eq. total	1 Total de incógnitas
Bishop simplificado	A superfície de deslizamento é circular, as forças nas laterais das fatias são horizontais (i.e., não tem forças cisalhantes entre as fatias).	1 Σ Momentos sobre o centro do círculo	1 Fator de segurança
		$n \Sigma$ Forças verticais	n Força normal na base das fatias
		$n+1$ Equações totais	$n+1$ Total de incógnitas
Equilíbrio de forças (<i>Lowe & Karafiath, Janbu simplificado, USACE, Procedimento GPS de Janbu</i>).	A inclinação das forças entre fatias são assumidas, suposições variam com o procedimento.	$n \Sigma$ Forças horizontais	1 Fator de segurança
		$n \Sigma$ Forças verticais	n Força normal na base das fatias
		$2n$ Equações totais	$n-1$ Forças resultantes interfatias
			$2n$ Total de incógnitas
Spencer	Forças interfatias são paralelas, (i.e., todas possuem a mesma inclinação). A força normal atua no centro da base da fatia.	$n \Sigma$ Momentos sobre qualquer ponto	1 Fator de segurança
		$n \Sigma$ Forças horizontais	1 Forças interfatias com inclinação
		$n \Sigma$ Forças verticais	n Força normal na base das fatias
		$3n$ Equações totais	$n-1$ Forças resultantes interfatias
			$n-1$ Localização das forças interfatias
			$3n$ Total de incógnitas

Morgenstern & Price	Forças cisalhantes interfatias são relacionadas às forças normais interfatias por $X = \lambda f(x)E$; a força normal atua no centro da base da fatia (usualmente).	$n \Sigma$ Momentos sobre qualquer ponto selecionado	1 Fator de segurança
		$n \Sigma$ Forças horizontais	1 Forças interfatias com inclinação, "fator de escala" (λ).
		$n \Sigma$ Forças verticais	n Força normal na base das fatias
		$3n$ Equações totais	$n-1$ Forças resultantes interfatias $n-1$ Localização das forças interfatias (linha de empuxo)
			$3n$ Total de incógnitas
Chen & Morgenstern	Forças cisalhantes interfatias são relacionadas às forças normais interfatias por $X = [\lambda f(x) + f_0(x)]E$; a força normal atua no centro da base da fatia (usualmente).	$n \Sigma$ Momentos sobre qualquer ponto selecionado	1 Fator de segurança
		$n \Sigma$ Forças horizontais	1 Forças interfatias com inclinação, "fator de escala" (λ).
		$n \Sigma$ Forças verticais	n Força normal na base das fatias
		$3n$ Equações totais	$n-1$ Forças horizontais interfatias (E) $n-1$ Localização das forças interfatias (linha de empuxo)
			$3n$ Total de incógnitas
Sarma	Forças cisalhantes interfatias são relacionadas á resistência ao cisalhamento, S_u , por $X = \lambda f(x)S_u$; a resistência ao cisalhamento interfatias depende de: parâmetros de resistência ao cisalhamento, poropressões de água, e a componente horizontal da força interfatia; a força normal atua no centro da base da fatia.	$n \Sigma$ Momentos sobre qualquer ponto selecionado	1 Coeficiente sísmico [Fator de segurança se é usado uma tentativa de erro]
		$n \Sigma$ Forças horizontais	1 Forças interfatias fator de escala (λ).
		$n \Sigma$ Forças verticais	n Força normal na base das fatias
		$3n$ Equações totais	$n-1$ Forças horizontais interfatias (E) $n-1$ Localização das forças interfatias (linha de empuxo)
			$3n$ Total de incógnitas

O mecanismo real de ruptura, muitas vezes idealiza-se como circular. Isso motivou o desenvolvimento de métodos gerais da análise de estabilidade de taludes que são capazes de determinar a localização e a forma da superfície de

deslizamento crítica, assim como o correspondente *FS*. A terceira parte da Tabela 2.1 apresenta tais métodos gerais, denominados como métodos superfície de deslizamento geral. O método mais antigo dentro desta classificação foi baseado no cálculo variacional (Kopacsy, 1957). Soluções de cálculo variacional foram continuadas por vários pesquisadores, com sucesso limitado. Outras notáveis abordagens propostas usam técnicas de busca aleatória (Carter, 1971 e Boutrup e Lovell, 1980), o método da variável alternada (Celestino e Duncan, 1981), e vários métodos gerais de otimização matemática. Estes métodos não alcançaram grande aceitação devido à sua falta de base teórica e as consideráveis exigências computacionais.

Um terceiro tipo de método de superfície de deslizamento geral, chamado de método de programação dinâmica, foi proposta por Baker (1980). Ao contrário das outras abordagens de superfície de escoamento geral, o método de programação dinâmica tem a base teórica sólida e uma formulação relativamente simples que tem sido verificada em relação a outros métodos de análise de estabilidade de taludes (Pham *et al.*, 2001).

Métodos de superfície de deslizamento geral

Os métodos de superfície de deslizamento são procedimentos gerais para determinar a localização e forma do deslizamento crítico. Os métodos de superfície de deslizamento geral são muitas vezes considerados como soluções "exatas" ou "completas", especialmente quando campos de tensão dos elementos finitos são usados. O uso dos termos "exato" e "completo" é devido à generalidade de tais soluções. A seguir, será apresentada uma revisão da literatura dos métodos de superfície de deslizamento geral apresentados na Tabela 2.1.

- ***Método do cálculo variacional***

Os primeiros métodos de superfície de deslizamento geral foram baseados em cálculos variacionais (Kopacsy, 1957). O método de cálculo variacional é baseado na definição da superfície de deslizamento como uma função de coordenadas $y(x)$, sendo usado para minimizar a carga de ruptura associada à função $y(x)$. A formulação faz uso do mesmo tipo de equações de equilíbrio usadas no método das fatias. As equações de equilíbrio são resolvidas para o *FS* e a equação obtida é resolvida através da análise variacional. A forma e localização da superfície de deslizamento crítica são obtidas junto com o correspondente *FS*.

Outros estudos sobre o método de cálculo variacional foram feitos por Revilla e Castillo (1977), Baker e Garber (1978) entre outros. Revilla e Castillo (1977) combinaram o cálculo variacional com o método simplificado de Janbu (Janbu, 1954). A comparação com método de Taylor (Taylor, 1948) mostrou que o *FS* determinado através do cálculo variacional foi significativamente menor em alguns casos. Baker e Garber (1978) melhoraram o trabalho de Kopacsy (1957) através da introdução de duas novas funções relacionadas com a definição da superfície de deslizamento. A formulação foi estendida para propriedades anisotrópicas não homogêneas, distribuições gerais de poro-pressão de água e cargas externas em geral.

Com base na análise de taludes homogêneos, Baker e Garber (1978) mostraram que a forma da superfície de deslizamento deve ser log-espiral para os modos rotacionais de ruptura e planar para os modos translacionais de ruptura. Este resultado não pode ser estendido para taludes heterogêneos ou estratificados. O método de cálculo variacional conseguiu pouco interesse, principalmente por causa da sua complexidade matemática. Além disso, de Josselin de Jong (1981) refutou a abordagem do cálculo variacional. Entre os poucos pesquisadores que continuaram com a abordagem do cálculo variacional tem-se: Leshchinsky (1990), Leshchinsky e Huang (1992a e 1992b). Leshchinsky *et al.* (1995), propuseram o uso de uma superfície de deslizamento definida pelo usuário. Enquanto esta modificação remove a insuficiência matemática apontada por de Josselin de Jong (1981), a forma da superfície de deslizamento não faz mais parte da solução.

- ***Técnicas de busca automática***

O método de busca aleatória, uma das primeiras técnicas de busca automática, foi introduzido por Boutrup e Lovell (1980). A superfície de deslizamento crítica era formada por segmentos lineares definidos por pontos de uma malha de busca. A busca aleatória consistiu na geração de ângulos aleatórios entre segmentos consecutivos e a minimização do *FS*. A técnica foi combinada com o método simplificado de Bishop (Bishop, 1955) e o método simplificado de Janbu (Janbu, 1954). Boutrup e Lovell (1980) ressaltam que as superfícies de deslizamento com dobras e formas convexas seriam achadas ocasionalmente e recomendaram o uso de malhas de busca finas a fim de superar este problema.

Celestino e Duncan (1981) introduziram o método de variável alternada. O processo de otimização deste processo consiste na mudança de pontos que definem a superfície de deslizamento (Figura 2.1). Cada ponto deve ser deslocado em um momento, até que a posição ideal esteja localizada. Celestino e Duncan (1981) recomendaram o uso de pequenas mudanças incrementais, a fim de evitar a instabilidade numérica.

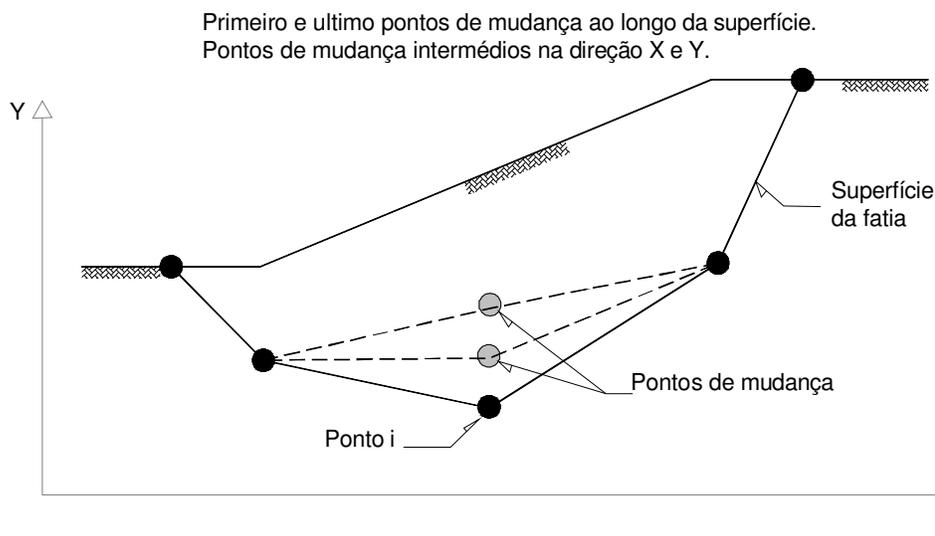


Figura 2.1 Pontos de mudança que definem a superfície de deslizamento (Adaptado de Celestino e Duncan, 1981).

Vários métodos de superfície de deslizamento gerais foram propostos na década de 1980. Nguyen (1985) introduziu o uso do método simples (Spendley *et al.*, 1962). O caso da Barragem Birch (Oklahoma, EUA) foi novamente analisado com resultados satisfatórios. Li e White (1987) apresentaram um estudo sobre os métodos existentes de superfícies de deslizamento gerais e melhorias propostas para o método de variável alternada proposta por Celestino e Duncan (1981).

Greco (1988), Yamagami e Ueta (1988a) apresentaram comparações aceitáveis considerando a maioria dos atuais métodos de superfície de deslizamento geral. O estudo apresentado por Greco (1988) considerou os métodos simples, métodos de variável alternada e de gradiente conjugado, entre outros. A diferença no desempenho entre os métodos analisados foi considerada como insignificante. O estudo apresentado por Yamagami e Ueta (1988a) envolveu os métodos: simples, de gradiente conjugado, Davidon-Fletcher-Powell e Broyden-Fletcher-Golfarb-Shanno.

O método Broyden-Fletcher-Golfarb-Shanno proporcionou os melhores resultados em termos de tempo computacional. Yamagami e Ueta (1988a)

também encontraram que os vários métodos produziram resultados similares no caso de taludes homogêneos, mas foram encontradas diferenças significativas no caso de taludes estratificados. Recentemente, Yamagami e Ueta afirmaram que todos os métodos examinados proveem resultados locais, em vez de mínimos globais.

Pesquisas sobre métodos de superfície de deslizamento geral continuaram durante toda a década de 1990. de Natale (1991) propôs melhorias para a abordagem proposta por Nguyen (1985), a fim de reduzir a quantidade de trabalho do computador. Greco (1996) propôs a utilização do método de Monte-Carlo para a localização da superfície de deslizamento crítica.

Greco (1996) apontou que o método proposto pode ser considerado como um método ad hoc por causa da pobre origem teórica. Também foi sugerido que a análise deve ser iniciada a partir de diferentes superfícies de deslizamento, a fim de garantir que o mínimo global fosse encontrado.

Zhou (2001) propôs o método da nova superfície de deslizamento geral baseada em um deslizamento crítico. O método simplificado de Janbu (Janbu, 1954) e Morgenstern-Price (1965) foi utilizado para calcular as tensões ao longo da superfície de deslizamento.

- ***Programação dinâmica***

Programação dinâmica é um método geral de minimização de várias etapas aditivas funcionais, inicialmente proposto por Bellman (1957). Baker (1980) propôs a utilização do método de programação dinâmica, apontando a sua sólida base teórica. A fim de utilizar a técnica de programação dinâmica, Baker (1980) dividiu o problema da análise de estabilidade de taludes em etapas e pontos de estado, como mostrado na Figura 2.2. O procedimento não inclui nenhuma restrição à forma da superfície de deslizamento crítica.

O método de programação dinâmica foi combinado com o método de Spencer (Spencer, 1967) para o cálculo das tensões ao longo da superfície de deslizamento e o *FS* correspondente. Os resultados obtidos pelo método proposto foram comparados com os do método simplificado de Bishop (Bishop, 1955) e o método GLE (Fredlund e Krahn, 1977), com bons resultados.

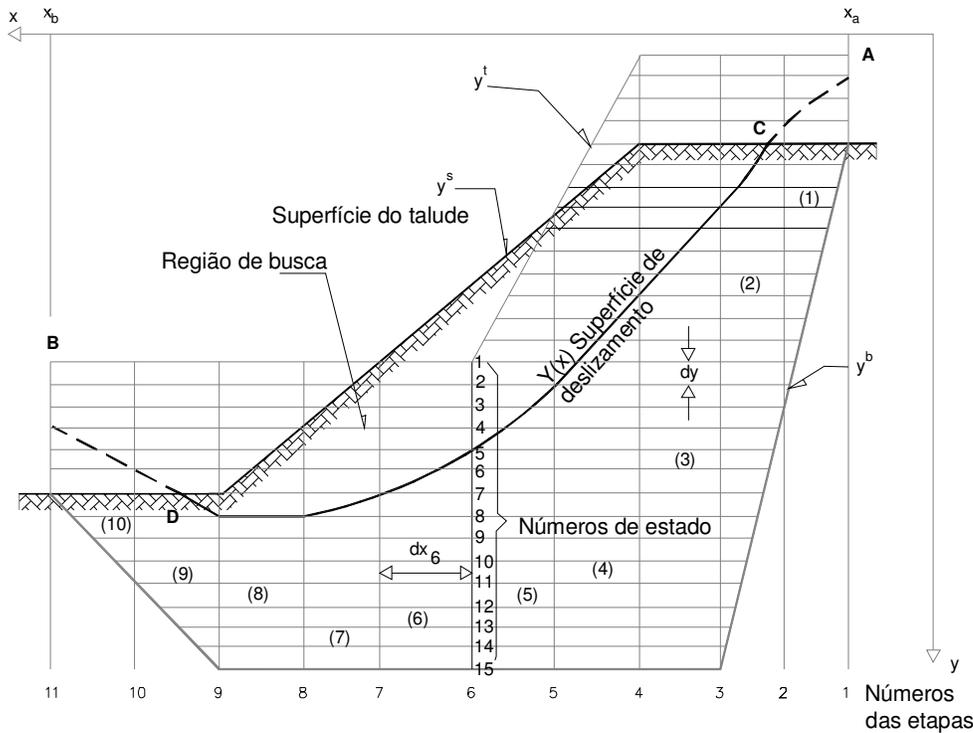


Figura 2.2 O esquema da aproximação analítica de Baker (Adaptado de Baker, 1980)

O método de programação dinâmica da estabilidade de taludes foi objeto de vários estudos recentes (Zou *et al.*, 1995; Pham, 2002; Gitirana Jr. e Fredlund, 2003a). Os resultados apresentam um desacordo com as superfícies críticas de deslizamento observadas e os fatores de segurança determinados previamente por La Rochelle *et al.* (1974). Talesnick e Baker (1984) questionaram as técnicas de campo de observação de rupturas e apontaram que o modo de ruptura observada não estava de acordo com o modo de ruptura esperada.

Yamagami e Ueta (1988b) propuseram a combinação do método de programação dinâmica com campos de tensões por elementos finitos. O procedimento foi capaz de determinar a posição e a forma da superfície de deslizamento e o correspondente FS , tendo em conta o equilíbrio estático e o comportamento tensão-deformação da massa do solo. Suposições sobre a relação entre as forças interfaciais não são mais necessárias porque as tensões normais e de cisalhamento foram determinadas usando o método dos elementos finitos.

Zou *et al.* (1995) desenvolveram um processo de programação dinâmica modificado para procurar a superfície de deslizamento crítica. Este procedimento foi semelhante ao método proposto por Yamagami e Ueta (1988b), mas a

superfície de deslizamento crítica poderia conter o segmento linear que conecta dois pontos de estado localizado na mesma fase. Um aterro foi construído para ser analisado na localização de Nong Ngoo Hao (Bangkok, Tailândia). O resultado mostrou que a localização da superfície de deslizamento crítica foi próxima da superfície de ruptura real observada no campo. Realizou-se uma comparação entre o método aqui apresentado e o GLE com a obtenção de resultados aceitáveis (Giam, 1989).

Brito *et al.* (2004) entre outros, apresentaram estudos detalhados sobre a aplicabilidade do método de programação dinâmica combinada com campos de tensões dos elementos finitos. Vários taludes foram analisados, com variações na geometria, condições de poropressões e propriedades do solo. Os resultados desses estudos indicaram que o valor do *FS* obtido usando a solução proposta é fortemente dependente do coeficiente de Poisson. Comparação em relação aos métodos convencionais de fatias mostrou que os valores do *FS* poderiam ser maiores ou menores que os valores do *FS* obtidos com a solução de programação dinâmica, dependendo do valor coeficiente de Poisson. O método de programação dinâmica forneceu resultados semelhantes quando comparados com os MEL convencionais.

2.1.2.

Métodos dos elementos finitos

Desde que Clough e Woodward (1967) introduziram o método dos elementos finitos para análise de estabilidade de taludes, até o presente trabalho têm sido feitas quantidades consideráveis de pesquisas sobre a aplicação de métodos dos elementos finitos. Na atualidade existe uma variedade de modelos constitutivos utilizados para modelar o comportamento de vários tipos de solos na análise de deformação do talude. Uma gama de modelos constitutivos foi desenvolvida por pesquisadores e incorporada com sucesso nas análises tensão-deformação (Duncan, 1992; Carter *et al.*, 2000) adotando-se relações lineares elásticas, multilineares elásticas, hiperbólicas, elastoplásticas, e elastoviscoplasticas. Alguns modelos são baseados em teorias de comportamento idealizado do solo, tais como o conceito de estado crítico (Potts, 2003). Os pesquisadores também tentaram diferentes métodos para simular o

comportamento tensão-amolecimento ou degradação de resistência ao cisalhamento do material com o aumento da tensão (Potts *et al.*, 1990).

Métodos de tensões dos elementos finitos para análise de estabilidade de taludes

É inegável a grande aceitação dos LEMs dentro das análises de estabilidade de taludes, devido a sua formulação relativamente simples. No entanto, estes métodos não utilizam as relações tensão-deformação envolvida no comportamento dos solos, sendo estas relações fundamentais na análise da estabilidade de taludes (Kondner 1963). Muitos pesquisadores apontaram que as tensões calculadas ao longo de uma superfície de deslizamento utilizando os LEMs não tinham semelhança com as tensões reais atuantes, por isso uma alternativa superior para os MEL é o uso do método de elementos finitos para resolver as equações diferenciais parciais que regem o equilíbrio estático.

Clough e Woodward (1967) realizaram estudos para avaliar o efeito do carregamento incremental, relacionando tensões e deformações.

Kulhawy (1969) introduziu o uso de campos de tensões dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes, assumindo um comportamento linear elástico e propôs uma definição do *FS* global, denominado como *aproximação da resistência*.

A formulação de Kulhawy (1969) foi classificada como o “*método da resistência limite aperfeiçoada*” (Eq. 2.1). Wright (1969) observou que os valores do *FS* global obtidos utilizando o método da resistência (Kulhawy, 1969) foram aproximadamente 3% superiores aos obtidos pelo método simplificado de Bishop (Bishop, 1952).

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{fi} \Delta L_i}{\sum_{i=1}^n \tau_i \Delta L_i} \quad (2.1)$$

Onde:

- FS = fator de segurança;
- n = número total de segmentos das superfícies de deslizamento;
- τ_{fi} = resistência ao cisalhamento (na ruptura) no segmento da superfície de deslizamento i ;
- ΔL_i = comprimento do seg. da superfície de deslizamento;

τ_i = tensão cisalhante atuante no segmento da superfície de deslizamento i

Wright *et al.* (1973), usando o método da resistência, mostraram que: (i) ao longo de uma terceira parte da superfície de deslizamento, o FS local é menor do que o FS global, (ii) o FS calculado pelo MEF usando propriedades do materiais lineares elásticos, foi superior em uma faixa entre de 0% e 4,5%, ao calculado pelo método simplificado de Bishop, e (iii) o FS calculado pelo MEF usando propriedades do materiais não-lineares elásticos, aumentou com o coeficiente de Poisson (ν) de 2% até 8% com os calculados pelo método simplificado de Bishop. Resendiz (1974) discordou dos pontos (ii) e (iii) dos resultados de Wright *et al.* (1973) devido às diferenças quase insignificantes encontradas no FS . No entanto ele desenvolveu o “*método da tensão limite aperfeiçoada*” para análises de estabilidade de taludes (Resendiz,1972).

Zienkiewicz *et al.* (1975) propuseram uma equação alternativa para o FS para ser usado no método de tensões dos elementos finitos (Eq. 2.2). A equação proposta por Zienkiewicz *et al.* (1975) é semelhante à equação proposta anteriormente por Resendiz (1972) no sentido de que ambas equações usam tensões desviadoras para definir o FS , mas geram valores mais altos do FS quando comparadas com outras semelhantes.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_i}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{f_i}} \Delta L_i} \quad (2.2)$$

Onde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)_i$ = tensão desviadora no segmento da superfície de deslizamento i ;

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{f_i}$ = tensão desviadora na ruptura atuando no segmento da superfície de deslizamento i .

Chowdhury (2010) apresenta uma comparação interessante das definições do fator de segurança global. As equações consideradas por Chowdhury (2010) são aqui apresentadas (Eqs. 2.3-2.6).

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \varphi \quad (2.3)$$

$$FS = \frac{\int_L \tau_f dL}{\int_L \tau dL} \quad (2.4)$$

$$\int_L \frac{\tau_f}{FS} dL = \int_L \tau dL \quad (2.5)$$

$$FS = \frac{1}{L} \int_L \left(\frac{\tau_f}{t} \right) dL \quad (2.6)$$

Onde:

- L = comprimento total da superfície de deslizamento;
- τ_f = resistência ao cisalhamento;
- dL = comprimento infinitesimal ao longo da superfície de deslizamento;
- τ = tensão de cisalhamento atuante.

As tensões principais nos pontos ao longo da superfície são conhecidas a partir da análise de tensão. Portanto, as tensões normais (σ) e cisalhantes (τ) ao longo da superfície podem ser calculadas. O FS pode ser definido como a razão da resistência ao cisalhamento e a tensão total cisalhante (Eq. 2.4). Vale a pena notar que o equilíbrio limite não é assumido e o FS assume um significado mais realista particularmente quando $FS > 1$, (i.e., talude seguro), porque FS é constante ao longo da superfície de deslizamento somente quando a ruptura é iminente no talude (Chowdhury, 2010).

O FS pode ser definido como a razão da resistência disponível ao cisalhamento exigido para o equilíbrio (ou a resistência mobilizada) e igualando a resistência mobilizada total para a tensão de cisalhamento (Eq. 2.5). A Eq. 2.5 poderia reduzir-se à Eq. 2.4 somente quando o FS fosse constante ao longo da superfície de deslizamento. A suposição de que o FS seja constante é usual no LEM, mas as duas definições não fornecem a mesma expressão para o FS mesmo quando o FS é constante.

Como a terceira abordagem, a Eq. 2.6 define o FS global como a média dos FS locais ao longo do talude. Esta equação é muito sensível aos FS locais e não dá uma medida significativa da estabilidade geral de taludes quando existem pequenas regiões com valores significativamente maiores do que os valores médios do FS .

Naylor (1982) estabeleceu dois tipos de MEF para análises de estabilidade de taludes, o “*método direto*” e o “*método limite aperfeiçoado*”. O método direto utiliza a formulação nodal do elemento finito para definir a superfície de deslizamento e o *FS* é calculado diretamente a partir da análise. O método direto define o *FS* (e.g., Zienkiewicz *et al.*, 1975; Donald *et al.*, 1985; Donald e Giam, 1988), outra característica considerada dentro do método direto é a redução nas propriedades de resistência para alcançar a ruptura (Naylor, 1982; Matsui e San, 1992; Griffiths e Lane, 1999; Zheng *et al.*, 2005), assim, como o aumento gradual da gravidade (Swan e Seo, 1999).

Farias e Naylor (1996) fizeram a seguinte afirmação sobre o uso do método direto: “*não é fácil de obter um valor preciso do FS dentro dos limites de confiança alcançáveis pelo LEM*”.

O método limite aperfeiçoado é baseado em tensões calculadas pela análise de elementos finitos e combinadas com um tipo de análise de equilíbrio limite ao longo de uma superfície de deslizamento prescrita, para definir o *FS*. A superfície de deslizamento prescrita é aquela definida pelo menor *FS* e é encontrada através de um procedimento de tentativa e erro. As tensões ao longo da superfície de deslizamento são calculadas utilizando a análise dos elementos finitos e pode ser usado o método de “*resistência*” ou o método de “*tensões*”.

Adikari e Cummins (1985) desenvolveram um método de elementos finitos, combinando os métodos de “*resistência*” e “*tensões*” (Eq. 2.7), de acordo com Kulhawy (1969) e Zienkiewicz *et al.* (1975). Notou-se que para as condições próximas à ruptura, o *FS* calculado pelo Adikari e Cummins (1985) é próximo à unidade, enquanto o calculado pelo método de Zienkiewicz *et al.* (1975) é maior, e o obtido pelo método de Kulhawy (1969) que aproxima-se à unidade.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{f_i} \Delta L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_i}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{f_i}} \tau_{f_i} \Delta L_i} \quad (2.7)$$

Na quarta parte da Tabela 2.1, são apresentados os principais métodos das tensões dos elementos finitos.

Mais estudos sobre o método de tensões dos elementos finitos foram apresentados por Farias e Naylor (1996), Fredlund e Scoular (1999), e Krahn (2003). Estes estudos se concentraram principalmente sobre a aplicabilidade dos

métodos e/ou focados em futuras comparações. Farias e Naylor (1996) propuseram uma formulação mista baseada na abordagem proposta por Kulhawy (1969), mas fazendo uso do campo de deslocamentos a fim de determinar o desenvolvimento e localização da superfície de ruptura. Eles apresentaram uma importante contribuição em termos de sensibilidade ao método dos elementos finitos e da utilização de procedimentos numéricos adequados. Fredlund e Scoular (1999) apresentaram um estudo paramétrico utilizando a abordagem proposta por Kulhawy (1969) e variando os parâmetros de resistência ao cisalhamento, coeficiente de Poisson e poropressões de água, apresentando também comparações com o método de equilíbrio limite generalizado (GLE) (Fredlund *et al.*, 1981), concluindo que a abordagem de Kulhawy (1969) deu resultados satisfatórios em termos do *FS*.

Krahn (2003) discutiu a aplicabilidade do método de tensões dos elementos finitos e as limitações dos métodos de fatias devido à aproximação das tensões na base das fatias. Krahn (2003) concluiu que o método de tensões dos elementos finitos é uma abordagem poderosa e que sua principal dificuldade é a falta de experiência com o método na prática da engenharia geotécnica.

2.1.3. Métodos da análise limite

A análise limite é baseada no teorema da teoria de plasticidade clássica (Drucker e Prager, 1952). O procedimento geral da análise limite é assumir um mecanismo de ruptura cinematicamente admissível para uma solução do *limite superior*, ou um campo de tensões estaticamente admissíveis para uma solução do *limite inferior*. Os primeiros esforços de análise limite foram feitos principalmente sobre a utilização do método direto algébrico ou método analítico para obter as soluções para problemas de estabilidade de taludes com considerações simples (Chen, 1975). Desde que as soluções simples para a maioria dos problemas práticos não estão disponíveis, depois a atenção mudou para as técnicas de fatias em LEMs tradicionais para a análise do limite superior (Michalowski, 1995; Donald e Chen, 1997).

O LAM é baseado em dois teoremas: (i) *teorema do limite inferior*, que estabelece que qualquer campo de tensões estaticamente admissíveis fornecerá

uma estimativa mais baixa da carga ligada ao colapso, e (ii) o *teorema do limite superior*, que afirma que quando a energia dissipada por qualquer campo de velocidades cinematicamente admissível é comparado com a energia dissipada pela carga externa, em seguida, as cargas externas são limites superiores da carga de colapso verdadeiro (Drucker e Prager, 1952).

A primeira formulação do limite inferior é baseada nos MEF proposta por Lysmer (1970) para problemas de deformação plana. O limite inferior poderia ser resolvido utilizando as técnicas de programação linear. A principal desvantagem dessas formulações foi linearização do critério de escoamento o que gerou um grande sistema de equações lineares e exigiu tempo computacional excessivo, especialmente se algoritmos simples forem usados (Sloan, 1988a). Portanto, o objetivo das investigações no início estava limitado só a problemas simples. Assdi e Sloan (1990) resolveram esta desvantagem, adotando o conceito de elementos infinitos e, portanto, obtiveram soluções rigorosas dos limites inferiores para problemas em geral. Lyamin e Sloan (1997) propôs uma nova formulação do limite inferior a qual utiliza tensões lineares dos elementos finitos, incorporando condições de escoamento não lineares. Recentemente, Zhang (1999) apresentou uma análise limite inferior em conjunto com outro método numérico o *método dos elementos finitos rígidos* para avaliar a estabilidade de taludes. A formulação apresentada satisfaz a admissibilidade estática e cinemática de uma massa de solo discretizada sem necessidade de suposição alguma. O método de programação não linear é empregado para procurar a superfície de deslizamento crítica (Cheng e Lau, 2008).

A implementação do limite superior geralmente é realizado da seguinte forma: (i) Um campo de velocidades cinematicamente admissível é construído, sem que ocorram separações ou sobreposições em qualquer parte da massa do solo. (ii) Duas taxas são calculadas a primeira é a taxa de dissipação de energia interna ao longo da superfície de deslizamento e descontinuidades que separam as regiões de velocidade diferentes, e a segunda é a taxa de trabalho feito por todas as forças externas, incluindo as forças de gravidade, superfícies de tração e poropressões da água. (iii) As duas taxas acima definidas devem ser igualadas. A equação resultante, denominada de equação de balanço de energia-trabalho é resolvida para a carga aplicada sobre a massa do solo. Esta carga seria igual ou maior do que a carga de colapso real.

A primeira aplicação do LAM utilizando o teorema do limite superior para a estabilidade de taludes foi proposta por Drucker e Prager (1952) para encontrar a altura crítica de um talude. Uma ruptura plana foi assumida e as análises foram desenvolvidas para taludes isotrópicos e homogêneos com vários ângulos. No caso de taludes verticais, foi determinado que a altura crítica obtida pelo teorema do limite superior foi idêntica ao obtido pelo LEM. Pesquisas similares foram feitas por Chen (1975). Michalowski (1995) apresentou uma abordagem do limite superior (cinemática) de análise limite na qual o *FS* para taludes está associado a um mecanismo de ruptura na forma de blocos rígidos análoga a fatias verticais utilizando os métodos tradicionais de equilíbrio limite. A resistência do solo entre os blocos foi assumida explicitamente como zero ou o valor máximo definido pelo critério de escoamento de Mohr-Coulomb. Donald e Chen (1997) propôs outra abordagem do limite superior para avaliar a estabilidade de taludes com base em um mecanismo ruptura multi-cunha. A massa deslizante é dividida em um número pequeno de blocos discretos, com interfaces lineares entre os blocos e com bases lineares ou curvas para blocos individuais, além disso, considera que o *FS* é calculado iterativamente igualando o trabalho feito por cargas externas e as forças de corpo para a energia dissipada ao longo das bases e interfaces dos blocos.

Muitos pesquisadores (Mroz e Drescher, 1969; Chen, 1975; Donald e Chen, 1997; Yu *et al.*, 1998) apontaram que uma solução do LAM com o teorema do limite superior pode ser considerado como uma solução especial do LEM, mas não tem o efeito inverso.

2.2.

Influência da anisotropia na análise de estabilidade de taludes

Cassagrande e Carrillo (1945) estudaram inicialmente o efeito da anisotropia do solo. Eles propuseram que a coesão do solo em qualquer direção no plano vertical pode ser expressa em termos de coesão nas direções principais.

Lo (1965) estudou a influência da anisotropia sobre a estabilidade de taludes no solo coesivo para condições $\phi = 0$, considerando apenas anisotropia devido à tensão de reorientação como será discutido no Capítulo 3.

A relação $K=c_h/c_v$, estabeleceu-se entre 0,5 e 1 e para ter uma influência significativa sobre o fator de estabilidade $N_s = \gamma H/c_v$. O valor de N_s diminuiu com a redução do valor da relação anisotrópica K na solução da superfície circular de Lo (1965) para solos homogêneos na qual a resistência ao cisalhamento foi assumida constante com a profundidade. Lo (1965) concluiu que a influência da anisotropia foi menos acentuada em soluções obtidas para taludes de solo heterogêneo em que a coesão aumenta linearmente com a profundidade e, é insignificante para taludes íngremes.

Meyerhof (1965) sugeriu que as soluções aproximadas podem ser obtidas usando uma coesão média $c=(c_h+c_v)/2$ nas análises isotrópicas, comentando que a anisotropia irá influenciar a forma da superfície de deslizamento que se tornará alongada na direção da resistência mínima, reduzindo a estabilidade ainda mais do que o mostrado pelos resultados determinados por Lo (1965). Matthai e Ranganatham (1968) também estudaram a influência da anisotropia no fator de estabilidade de um talude típico de altura H , sob condições $\phi = 0$ assumindo superfícies de deslizamento circular.

Matthai e Ranganatham (1968) variaram a relação K de 2 para 0,2 e encontraram que isto tem uma influência significativa sobre o fator de estabilidade. Essa influência é muito maior do que a influência do fator de profundidade (razão de profundidade ao estrato duro e H). O valor de $\gamma \cdot H/c_v$ diminuiu de 6,9 para 2,86, quando K diminuiu de 2 para 0,2. Portanto, seus resultados mostram a mesma tendência que os de Lo (1965). No entanto, o tipo de anisotropia considerado é diferente, assim Matthai e Ranganatham (1968) parecem ter ignorado o valor da orientação das tensões principais sendo os cálculos considerados como os de anisotropia inerente, eles também descobriram que a superfície de deslizamento crítica torna-se mais plana com um aumento na coesão vertical c_v .

Chen *et al.*(1975) reportaram a influência de anisotropia da coesão para solos com C e ϕ , usando o método do limite superior da análise limite, obtendo-se uma expressão para o valor do N_s , sendo o N_s maior no caso de taludes com inclinações suaves e quando o solo apresenta baixos valores para o ângulo de atrito. Concluindo que para solos coesivos o efeito da anisotropia no N_s aumenta

quando o solo possui baixos valores de ângulo de atrito baixos e o ângulo de inclinação diminui, enquanto que tal efeito torna-se insignificante, quando o ângulo de atrito mobilizado é maior que 10° .

A Tabela 2.3 apresenta a influência da anisotropia ($K=c_h/c_v$) no valor $N_s = \gamma H/c_v$, assumindo uma inclinação constante $f = 55^\circ$ (ângulo do plano de ruptura com a direção σ_3) e $\phi = 0$, obtendo resultados similares aos propostos por Lo (1965).

Tabela 2.3 Influência da anisotropia para os casos: (a) solo homogêneo, (b) coesão aumentando linearmente com a profundidade (após Lo, 1965; Chen et al., 1975).

Caso	β°	$K=c_h/c_v$	Valores de N_s	
			Equilíbrio limite	Análise limite
			Lo (1965)	Chen (1975)
a	50	1.0	5.68	5.68
		0.7	5.19	5.23
		0.5	4.85	4.95
		1.0	3.78	3.78
b	50	0.7	3.45	3.45
		0.5	3.17	3.2

Al-Karni e Al-Shamrani (2000) analisaram a influência de anisotropia da coesão na estabilidade de taludes em solos homogêneos considerando o ângulo de atrito maior que zero. A análise foi conduzida pelo uso tanto do método de equilíbrio limite convencional e a técnica do limite superior, para o caso de superfícies bidimensionais de deslizamento circular. Eles verificaram o efeito significativo que a anisotropia do solo tem sobre a estabilidade de taludes, quando o ângulo de inclinação é inferior a 53 graus. Contudo, tal efeito torna-se insignificante quando o ângulo de atrito interno do solo excede cerca dos 10 graus. Os resultados também indicam que a geometria da superfície de deslizamento é apenas ligeiramente afetada pelo grau de anisotropia na coesão do solo.

2.3. Métodos probabilísticos para avaliação da estabilidade de taludes

A aplicação de abordagens probabilísticas para problemas geotécnicos tem sido amplamente utilizada durante as últimas quatro décadas (Ang e Tang, 1975;

Cornell, 1976; Alonso, 1976; Vanmarcke, 1977; Whitman, 1984; Harr, 1987; Christian *et al.*, 1992; Mostyn e Li, 1993; Wolff, 1996; Becker, 1996a e 1996b; Duncan, 2000; entre muitos outros). Por exemplo, Wu e Kraft (1970) usaram uma abordagem probabilística para a análise de tensões totais para estabilidade estática e sísmica de taludes.

Uma avaliação probabilística de estabilidade de talude é possível se as incertezas envolvidas abrangem-se de forma explícita e quantitativa. Incertezas associadas com as variáveis de entrada, como a resistência ao cisalhamento e propriedades do solo, resultam em incertezas no FS . A incerteza do FS pode ser avaliada através da análise de diferentes "cenários", ou usando uma medida de segurança que leva em conta a incerteza do FS , como a probabilidade de ruptura (P_f), a qual é definida como a probabilidade do que o FS seja inferior a 1.

As duas funções densidade de probabilidade (FDP) apresentadas na Figura 2.3 mostram a incorporação da incerteza na avaliação da estabilidade de talude. Do ponto de vista tradicional determinista, o talude com um FS esperado ($E[FS]$), $E[FS] = 1.5$ é mais seguro do que um talude com $E[FS] = 1.2$. Os valores esperados ou médios do FS correspondem, em certa medida, com a medida utilizada nas análises de estabilidade determinísticas. Os dois cenários apresentados na Figura. 2.3 mostram que a FDP com maior $E[FS]$ tem uma maior probabilidade de ruptura. Portanto, se considera só o valor de $E[FS]$ poderia fornecer informações incompletas ou enganosas sobre a estabilidade de talude.

Princípios de projeto de fundações foram reescritos, a fim de acomodar os conceitos probabilísticos (Becker, 1996a). (Becker, 1996b) apresenta uma revisão de confiabilidade baseada em abordagens de projetos da fundação e descreve as motivações para o uso de métodos probabilísticos. As incertezas relativamente elevadas associados com as propriedades do solo previstas fornecem motivação adicional para a adoção de abordagens probabilísticas.

Abordagens probabilísticas na engenharia geotécnica requerem os seguintes passos: (i) o estabelecimento de métodos de caracterização da variabilidade de propriedade do solo; (ii) o desenvolvimento de um método de análise de confiabilidade e (iii) o estabelecimento de riscos aceitáveis.

A variabilidade das propriedades do solo pode ser quantificada usando ferramentas estatísticas convencionais. Níveis de risco aceitáveis podem ser estabelecidos com base na frequência de desastres históricos, ou com base em

abordagens de calibração usando projetos anteriores bem sucedidos (Becker, 1996a). Vários métodos de análise de confiabilidade estão disponíveis na literatura. Métodos de análise de confiabilidade devem ser selecionados com base na precisão e requisitos de computação. Doravante será apresentada uma revisão da literatura de métodos de análise de confiabilidade que podem ser usados para a avaliação da estabilidade de taludes.

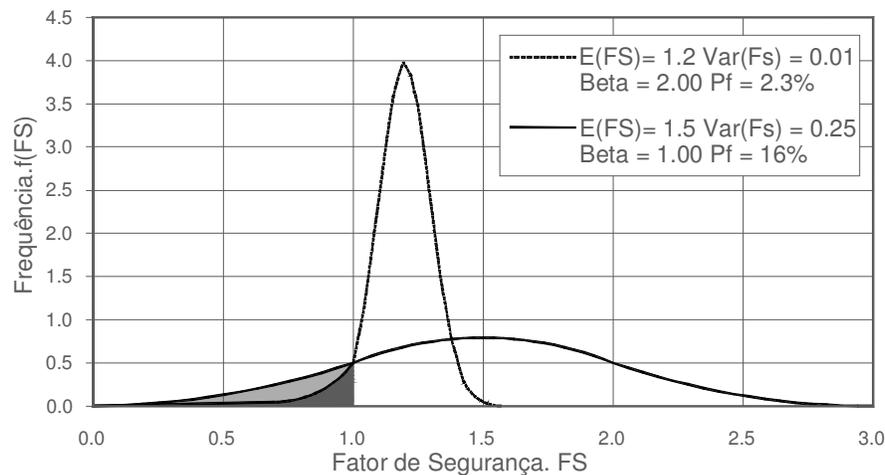


Figura 2.3 Função densidade de probabilidade do fator de segurança e a probabilidade de ruptura. (Adaptado de Christian et al., 1994).

2.3.1. Métodos de análise probabilística

Um método probabilístico que produz a função densidade de probabilidade (FDP) do fator de segurança (FS) é necessário para quantificar riscos que possam se apresentar na natureza. Na revisão da literatura dos métodos probabilísticos disponíveis são apresentados três métodos probabilísticos: a simulação de Monte Carlo, o método das séries de Taylor (FOSM) e o método de estimativa pontual (PEM).

A simulação de Monte Carlo é a técnica de simulação mais comumente utilizada na análise probabilística de estabilidade de taludes (e.g., Kraft *et al.*, 1977; Einstein *et al.*, 1983; Nguyen e Chowdhury, 1984). A simulação de Monte Carlo é aplicável para qualquer problema. Não há limitações na forma das distribuições das variáveis aleatórias. Contudo, a simulação de Monte Carlo é ineficiente quando é preciso calcular probabilidades associadas a eventos pouco

habituais e torna-se complicado quando as variáveis aleatórias básicas são correlacionadas.

A técnica mais popular de solução analítica é o método denominado de primeiro momento de segunda ordem (FOSM). A metodologia tem sido conhecida pelos matemáticos há muito tempo, mas tem sido amplamente aplicada na análise de risco e confiabilidade de estabilidade de taludes (Sandroni e Sayão, 1993; Dell'Avanzi, 1995; Guedes, 1997; Flores, 2008). O método é explicado em detalhes em muitas referências (e.g., Ang e Tang, 1975; Harr, 1977). A precisão da solução depende da linearidade da função de desempenho, bem como a magnitude das incertezas associadas com as variáveis aleatórias básicas (Ang e Tang, 1975).

Uma dificuldade associada com a aplicação do FOSM para estabilidade de taludes é que a relação funcional definida por um problema específico em estudo deve ser distinguível. Entretanto em estudos convencionais de estabilidade de taludes esse tipo de exigência não é sempre satisfeita.

A técnica de estimativa pontual de Rosenblueth (Rosenblueth, 1975 e 1981) é uma técnica com grande aceitação na análise probabilística de estabilidade de taludes (Matsuo e Asaoka, 1982; Nguyen e Chowdhury, 1984 e 1985; Wolff, 1985; Wolff e Harr, 1987). Esta técnica tem várias vantagens sobre as outras duas técnicas citadas acima. Comparações entre a técnica Rosenblueth e as outras duas técnicas foram feitas para as funções de variáveis aleatórias correlacionadas e não correlacionadas (Nguyen e Chowdhury, 1984 e 1985). Partindo dessas comparações a técnica mostrou-se não só precisa, mas também confiável.