

3

Abordagem determinística na análise de estabilidade de taludes

3.1.

Método dos elementos finitos na estabilidade de talude

Devido às séries de pressupostos muitas vezes assumidos pelo MEL nas análises de estabilidade de taludes, é que surge a necessidade de levar em conta outras considerações de avaliação como a inclusão das relações constitutivas do solo, para a realização de uma análise tensão-deformação que forneça valores de acordo com a realidade. Foi assim que com a inclusão do *método dos elementos finitos* (MEF) dentro da análise de estabilidade de talude, o método começou a ganhar notoriedade na engenharia geotécnica.

O aspecto mais atraente da aplicação do MEF para análise de estabilidade de taludes é a capacidade de realizar a análise incremental, com o uso de relações tensão-deformação não linear, assim, a sequência de construção ou de carregamento pode ser simulada.

Método dos elementos finitos

O método é baseado na divisão do contínuo em partes distintas chamadas *elementos*. Os elementos são separados uns dos outros por linhas imaginárias ou superfície assumindo-os que estão interligados apenas com um número finito de pontos nodais situados em seus limites. Em aplicações geotécnicas, a formulação mais conveniente é aquela em que os deslocamentos dos pontos nodais são assumidos como incógnitas para um modelo compatível. Isto é geralmente conhecido como uma *formulação de deslocamento*. Quando os deslocamentos forem determinados, calculam-se as deformações e tensões do elemento.

Na mesma formulação, emprega-se uma escolha da forma do elemento finito, dentro destes tem-se: (i) elementos triangulares; (ii) elementos retangulares; (iii) elementos quadriláteros e (iv) elementos isoparamétricos. No entanto, os elementos de maior aceitação são os elementos triangulares devido à conveniência

na formulação devido à facilidade com que os contornos irregulares podem ser aproximados.

Em geral, não é fácil garantir que a função de deslocamento escolhida irá satisfazer a exigência de compatibilidade entre elementos adjacentes. Felizmente, a continuidade de deslocamentos entre elementos adjacentes de forma triangular é assegurada se a variação de deslocamento dentro desses elementos seja assumida como linear.

Qualquer carga distribuída ou sistema de contorno são aproximados por um sistema de forças concentradas nos nós de tal forma que o equilíbrio geral é satisfeito. Muitas vezes pode haver violação do equilíbrio local dentro de elementos ou sobre seus contornos devido à aproximação envolvida. Quando isso acontece de forma significativa, a solução pode ser melhorada com a adoção de uma malha mais fina pela escolha de formas alternativas de elemento ou aumentando o número de pontos nodais sobre os contornos do elemento.

A convergência para o resultado correto depende da adequação do campo de deslocamento escolhido. Zienkiewicz (1971) se referiu a três critérios de convergência: (1) a função de deslocamento escolhido não deve permitir a deformação de um elemento quando os deslocamentos dos nós são devidos apenas ao deslocamento do corpo rígido; (2) quando os deslocamentos nodais são compatíveis com uma condição constante de deformação, a função de deslocamento deve ser tal que uma deformação constante possa ser obtida e (3) as deformações em interfaces do elemento devem ser finitas, embora sejam indeterminados. Os critérios são satisfeitos no limite quando as medidas do elemento tendem a zero.

De acordo com a classificação proposta por Naylor (1982) tem-se uma série de MEF propostos para a estabilidade de taludes e os métodos podem ser classificados como “*métodos limite aperfeiçoados*” e “*métodos diretos*”, como mostrados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Classificação do MEF para análises de estabilidade de taludes

| | | |
|-----|---|---|
| MEF | | Incremento da gravidade (Swan e Seo, 1999) |
| | Método Direto | Redução da resistência (Naylor, 1982) |
| | | Deslocamentos nodais (Zienkiewicz <i>et al.</i> , 1975) |
| | Método Limite Aperfeiçoado (<i>acoplamento das análises de elementos finitos com o equilíbrio limite</i>) | Resistência (Kulhawy, 1969) ⁽¹⁾ Tensão (Zienkiewicz <i>et al.</i> , 1975) ⁽¹⁾ Resistência e tensão (Adikari e Cummins, 1985) ⁽¹⁾ |

(1) Métodos utilizados para a determinação direta do *FS*.

3.1.1. Método Direto

Método incremental da gravidade (GIM)

O método do aumento da gravidade (GIM) é eficaz em métodos numéricos empregados para determinar a superfície de ruptura característica de taludes, assim como foi investigada por (Seo, 1998; Swan e Seo, 1999). Neste método a superfície de ruptura crítica de talude é obtida através de aumentos graduais da gravidade, enquanto que as propriedades do material continuam se mantendo constantes.

$$(FS)_{gi} = \frac{g_{\text{limite}}}{g_{\text{atual}}} \quad (3.1)$$

Sendo o *FS* definido como a razão entre a gravidade limite correspondente ao incremento máximo da gravidade para o talude falhar (g_{limite}) e a gravidade atual do talude analisado (i.e., $g \approx 9,81 \text{ m/s}^2 \approx 32,2 \text{ ft/s}^2$) como mostrado na Eq. 3.1.

Método de redução da resistência (MRR)

O modelo constitutivo adotado no elemento não linear é geralmente o critério de Mohr-Coulomb, mas outros modelos constitutivos são também possíveis, embora raramente adotados na prática. Os parâmetros do material são parâmetros c' e ϕ' reduzidos de acordo com a Equação 3.2.

$$\begin{aligned} c_f &= c' / FS \\ \phi_f &= \tan^{-1}\{\tan(\phi' / FS)\} \end{aligned} \quad (3.2)$$

O FS continua mudando até que o estado final do sistema é atingido na ruptura, devido a uma série de análises não lineares sucessivas, sendo importante considerar o esquema numérico adequado que possa se empregar para a determinação da solução das equações não lineares (método de Newton-Raphson, método de Newton-Raphson modificado, método da rigidez tangente, método de comprimento de arco, entre outros).

O critério do estado final geralmente é baseado em um dos seguintes cenários:

1. A solução de equações não lineares não pode atingir a convergência após um número máximo de iteração pré-definido;
2. Há um aumento repentino na taxa de variação do deslocamento do sistema;
3. O mecanismo de falha começa a se desenvolver.

A localização da superfície de ruptura crítica é normalmente determinada a partir do contorno da tensão de cisalhamento máxima ou a taxa de tensão máxima de cisalhamento.

Uma das críticas importantes do MRR é o aparente pobre desempenho do método dos elementos finitos na captura da formação da banda de cisalhamento. Embora a determinação do FS seja relativamente fácil e consistente, em alguns casos determinar a superfície de ruptura crítica pode-se complicar, por exemplo; a zona de escoamento é espalhada sobre um amplo domínio em vez de localizada dentro de uma pequena faixa. Outras limitações do MRR incluem a escolha de um modelo constitutivo, parâmetros, condições de contorno adequadas e definição da condição da ruptura/superfície de ruptura.

Método dos deslocamentos nodais (MDN)

O método é baseado na análise de deslocamento nodal a qual pode ser usada para determinar o FS em um sistema. Neste método, as análises de elementos finitos são realizadas para cada um dos parâmetros de resistência (C e $\tan \phi$) dos materiais modificados de forma incremental pela multiplicação de um fator comum, o *fator de modificação da resistência* (N). O FS pode ser obtido em termos de N quando os parâmetros modificados de resistência são associados à

ruptura iminente. Os deslocamentos de pontos nodais selecionados fornecem uma forma de prever esta situação. O valor de $1/N$ para o qual os deslocamentos indicam um aumento acentuado na taxa de deformação é tomado como o fator de segurança. Denotando os parâmetros modificados por um asterisco.

$$\begin{aligned} c^* &= c N \\ \tan \phi^* &= \tan \phi N \end{aligned} \quad (3.3)$$

Fator de segurança, $FS = 1/N$ quando c^* e $\tan \phi^*$ estão associados com a ruptura iminente. Tentativa e erro estão envolvidos na escolha do valor inicial de N e do número e tamanho dos seus incrementos. Assim, curvas de variação de deslocamento considerando $1/N$, são feitas para diversos pontos nodais como mostrado na Figura 3.2, verificando-se desta forma os deslocamentos no interior do talude.

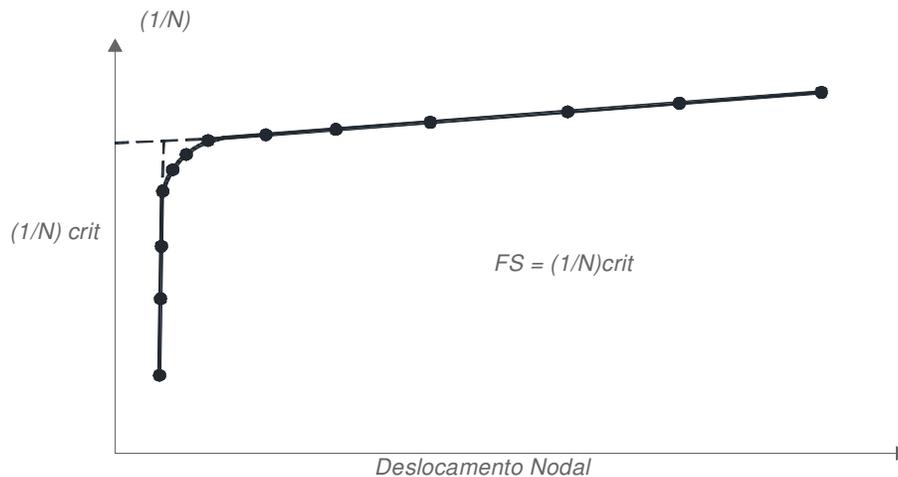


Figura 3.1 Curva típica de deslocamento nodal (adaptado de Donald e Giam, 1988)

Dentro das principais características tem-se:

1. O FS do talude é associado a $(1/N)$ na ruptura iminente, por meio das linhas tangentes à curva, mostradas na Figura 3.2;
2. É importante lembrar que as curvas de deslocamentos serão baseadas nos seguintes critérios: a escolha da lei constitutiva do solo, forma do elemento finito, nós na malha de elementos finitos, refinamento da malha e tamanho dos incrementos do N com que se trabalhe;
3. Podem-se observar variações na precisão da determinação do FS , o qual depende do tipo de elemento com que se esteja trabalhando (e.g, elementos triangulares de seis nós, e elementos triangulares de 15 nós).

Embora nestes métodos o FS derive apenas de um determinado valor de parâmetros de resistência, o FS calculado não fornece o valor correto pelo qual os parâmetros de resistência devem ser reduzidos para trazer todo o talude para um estado de equilíbrio limite. É revelado também que, para tais métodos a definição de FS é tomada como a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível sobre a tensão de cisalhamento mobilizada, isto não reflete a segurança global do talude contra o colapso, embora não forneça qualquer informação sobre deformações prováveis. Supõe-se inicialmente que o FS é suficientemente grande, logo a deformação será pequena. Para problemas onde deformações podem ser consideráveis o MDN fornece uma formulação alternativa onde os limites de deformação podem ser usados como um critério de ruptura no lugar do colapso total.

3.1.2. Método do Equilíbrio Limite Aperfeiçoado

Este método foi inicialmente proposto por Kulhawy (1969). Consiste na utilização das tensões calculadas mediante o campo de tensões dos elementos finitos para calcular as tensões normais e cisalhantes na potencial superfície de ruptura. Assim as tensões últimas são usadas para calcular os FS locais no centro da base de cada fatia, bem como o FS global para toda a superfície potencial de ruptura.

Uma revisão mais detalhada do método, das variações e do cálculo do FS , podem ser observadas no Capítulo 2.

3.1.3. Justificativa para o uso do MEF

Em geral as soluções de equilíbrio limite satisfazem as condições de equilíbrio de forças e momentos, assim como os critérios de ruptura tais como o Mohr Coulomb. Contudo, devido a que estas soluções negligenciam as condições de compatibilidade e as leis constitutivas por meio das relações tensão-deformação que representam os solos, o FS calculado por MEL é adequado só se as condições de equilíbrio são independentes de tais fatores como relações tensão-deformação ou dependência da resistência nas tensões ou historia de tensões

Assim, pesquisas têm mostrado que os pontos da superfície de ruptura não falham simultaneamente no estado crítico, a ruptura é progressiva, e o comportamento do solo é dependente ou influenciado pelos seguintes fatores: (i) história de tensões (normalmente adensado ou pre-adensado); (ii) relação tensão-deformação (leis constitutivas); (iii) trajetória de tensões (a sequência de construção de um aterro ou escavação de um talude); (iv) a dependência da resistência do solo sobre a distribuição de tensões dentro da massa de solo e a trajetória de tensões na ruptura (amolecimento ou endurecimento); a estimativa dos excessos de poropressões de água e (vi) outros tipos de rupturas além das obtidas por cisalhamento.

O MEF leva em consideração fatores relevantes para a análise de estabilidade de taludes como os mencionados anteriormente, que não são considerados no LEM, além disso, o MEF fornece uma completa informação acerca da distribuição de deslocamentos, deformações e tensões que ocorrem durante a simulação. Na presente dissertação foi usado o programa computacional PLAXIS 2D para a simulação dos exemplos de aplicação.

3.1.4. Requisitos para a análise dos elementos finitos

Na análise dos elementos finitos para estabilidade de taludes, é importante definir o estado inicial das tensões dentro da massa do solo, sequência de construção, a relação constitutiva para que seja obtida uma solução aceitável e o cálculo da superfície de ruptura e o fator de segurança.

Estado inicial de tensões

O estado de tensões na ruptura é dependente do estado inicial de tensões em que o carregamento começa, sem importar o tipo de talude a ser analisado. Isto é principalmente devido ao fato do solo ser dependente da história de tensões do material. O estado inicial de tensões pode ser medido ou estimado, embora não seja fácil de obter um valor exato.

Sequência de construção

Foi demonstrado por (Clough e Woodward, 1967) que as tensões e deformações obtidas pela análise incremental são significativamente diferentes

das obtidas por uma única fase de análise. Em alguns casos, uma única fase de análise produz resultados irreais. O processo de construção do aterro pode ser simulado sem qualquer dificuldade pela aplicação de uma carga equivalente ao peso da camada do aterro dividido em elementos finitos. No entanto, os processos de escavação não podem ser simulados por simples descarregamentos. O estado inicial da tensão antes da escavação deve ser recalculado sempre que uma camada é removida. É geralmente aceitado que oito camadas são suficientes para a construção de modelos e processos de escavação (Duncan, 1992).

Relações constitutivas

A relação constitutiva é o fator mais importante na análise dos elementos finitos. Um simples modelo linear-elástico está muitas vezes longe da relação tensão-deformação adequada para o solo. Portanto, em geral, um modelo não linear elástico é necessário e em alguns casos, modelos baseados na teoria da plasticidade. Duncan (1992) concluiu que para um talude homogêneo as tensões e os deslocamentos calculados com base na elasticidade linear podem ser bastante precisos se valores adequados de módulo de Young e coeficiente de Poisson são usados. De modo que a aplicação da elasticidade linear para o solo seja limitada a níveis de tensões baixos e pequenas deformações.

Devido o solo apresentar um comportamento não elástico em altos níveis de tensão, modelos elasto-plásticos são úteis nos casos em que a ruptura é iminente, e quando o comportamento não drenado é analisado em termos de tensões efetivas. Muitos pesquisadores demonstraram o uso do modelo elasto-visco-plástico para considerar o comportamento dependente do tempo, tal como o adensamento. Sendo que estes modelos: elasto-plástico e elasto-visco-plástico, representam de uma forma mais próxima da realidade o comportamento do solo, sendo um inconveniente a complexidade da sua utilização na prática.

Superfícies de ruptura e fator de segurança

A análise dos elementos finitos pode proporcionar a distribuição de tensões normais e de cisalhamento dentro de um talude. Sendo que vários pesquisadores tem tentado definir a superfície de ruptura com base na distribuição de tensões, de acordo com o detalhado no Capítulo 2.

3.1.5. Mecanismos de ruptura

Campo e contornos de deslocamentos

O gráfico de vetores de deslocamentos indica a trajetória dos deslocamentos, podendo desta forma, determinar a superfície de ruptura (Zienkiewicz *et al.*, 1975; Wong, 1984). Esta região de deslocamentos puramente plásticos é limitada pelos contornos de deformações cisalhantes máximas.

Região de plastificação

De acordo com o modelo utilizado e considerando um determinado estado de tensões, certos elementos da malha violam o critério de plastificação preestabelecido, definindo assim uma região de plastificação que se expande conforme o andamento do processo iterativo e a simulação do caso. Cada elemento que plastifica tende a transferir uma parte do carregamento adicional para os elementos vizinhos, característica que pode simular a ruptura progressiva.

3.1.6. Fatores que afetam a determinação do mecanismo de ruptura

Wong (1984) cita que inevitavelmente surgem algumas diferenças entre o que acontece no modelo computacional e no problema real. Os fatores que afetam a resposta do modelo estão relacionados ao tipo de discretização da malha (tamanho, orientação e número dos elementos), modelo constitutivo, propriedades do material e valor de K_0 .

Teoricamente, a superfície de ruptura é entendida como uma banda de material intensamente cisalhado. Tanto em ensaios de laboratório quanto em processos geológicos, a deformação no material não tem distribuição uniforme, concentrando-se em bandas de cisalhamento. Este processo é chamado de localização. O mesmo fenômeno ocorre na modelagem numérica, mas é influenciado, de certa forma, pela orientação e dimensões do elemento que faz parte da discretização da malha. A ocorrência deste efeito é esperada em materiais de comportamento tanto elástico plástico como do tipo “strain-softening”. Um elemento que está se deformando mais, tende a ter um comportamento mais frágil que os elementos vizinhos. A transferência contínua de carregamento adicional para elementos não plastificados constitui um processo progressivo que origina

uma "banda" de concentração de deformações plásticas. Uma malha com poucos elementos dificulta a formação e identificação de uma banda de cisalhamento bem definida. A sua orientação também está influenciada pela orientação dos elementos na malha, já que na simulação numérica as bandas tendem a se formar seguindo a orientação dos elementos. Malhas com maior número de elementos vão originar zonas de concentração de deformações com diferentes espessuras, em função do modelo constitutivo empregado. Estas características implicam que o campo de deslocamentos é dependente do nível de discretização da malha e da orientação dos elementos. Algumas destas observações são também comentadas por Pietruzzac e Mróz (1981).

3.1.7.

Programa computacional – PLAXIS 2D

O PLAXIS 2D é um programa de elementos finitos em duas dimensões, desenvolvido para a análise de deformações, estabilidade e fluxo no solo em aplicações geotécnicas. Possui uma série de características vantajosas que permite aos usuários escolher diferentes modelos constitutivos de acordo com comportamento mecânico do solo, para sua simulação. Nesta dissertação, foram escolhidos dois modelos constitutivos: o Mohr Coulomb (MC) e o Cam Clay Modificado (CCM).

O PLAXIS 2D conta com três etapas importantes na simulação de aplicações geotécnicas, descritas subsequentemente.

Entrada dos parâmetros “Input”

Etapla na qual se definem as características principais da aplicação a ser simulada, como as propriedades do material, estratificação do solo, condições de contorno. Uma vez definidas todas as etapas previas, pode ser gerada uma malha em forma de pequenos triângulos ligada uns aos outros, lembrando que quanto mais fina a malha, a complexidade da análise do modelo aumenta junto com a precisão.

Cálculo do modelo “Calculation”

Esta etapa inicia com o cálculo das tensões iniciais, as quais são calculadas em base ao procedimento K_0 ou carregamento por gravidade dependendo das

condições do modelo, seguidamente se continua com o cálculo das seguintes fases, determinadas de acordo com a necessidade do modelo. O PLAXIS 2D oferece três modos de cálculo: plástico (espera-se que as deformações sejam elástico-plásticas), adensamento (o desenvolvimento ou dissipação dos excessos de poropressões na argila são considerados) e a redução do phi-c (análise para a determinação do fator de segurança, reduzindo os parâmetros de resistência do solo). Uma vez considerados todas as fases de cálculo, pode-se selecionar pontos específicos para a visualização de curvas na etapa de saída dos resultados.

Saída dos resultados “Output”

No Plaxis 2D, os resultados da simulação podem ser obtidos da saída do programa, considerando as diversas interfaces que o programa oferece, podendo-se obter um registro completo dos resultados por meio da geração de um relatório de cálculo.

Modelo Constitutivo Mohr - Coulomb

O conceito principal por trás do método de análise de Mohr Coulomb é que a ruptura no solo ocorre quando a tensão de cisalhamento aplicada é igual à resistência ao cisalhamento do solo, como mostrado na Figura 3.2. O círculo de Mohr é desenhado em coordenadas cartesianas de tensão principal versus tensão cisalhante. A ruptura no solo ocorre quando o círculo de Mohr toca a linha de ruptura do envelope. Ao realizar os ensaios de laboratório sob condições não drenadas a tensão de cisalhamento (τ_f) é igual à resistência ao cisalhamento não drenada na ruptura (c_{uk}). Isto pode ser explicado com a seguinte equação.

$$\tau_f = c_{uk} = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3.4)$$

Onde:

- σ_1 = tensão principal maior na direção vertical;
- σ_3 = tensão principal menor na direção horizontal.

A coesão c' e o ângulo de atrito ϕ' pode ser determinado a partir da linha de falha da envoltória em ensaios de laboratório realizados sob condições drenados. A resistência ao cisalhamento será uma função da coesão c' e do ângulo de atrito ϕ' equação.

$$\tau_f = c' + \sigma_f \tan \phi' \quad (3.5)$$

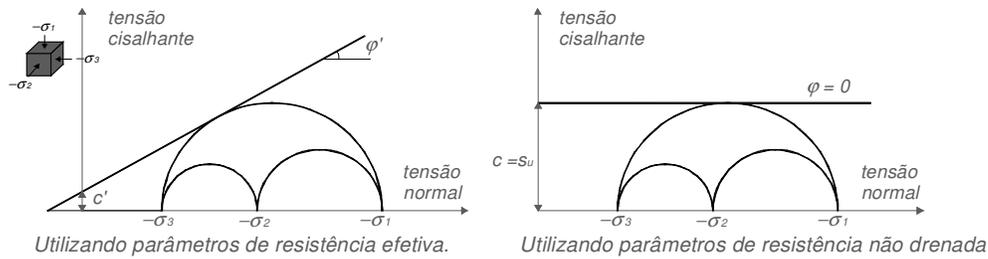


Figura 3.2 Critério de ruptura do Mohr Coulomb com parâmetros de resistência efetiva e não drenados (adaptado de Bringreve et al., 2010)

Mohr Coulomb é um modelo linear elástico perfeitamente plástico, o que significa que este modelo descreve o comportamento do material como elástico dentro de uma determinada área definida e como plástico fora desta área (Figura 3.3).

Cinco parâmetros são necessários para realizar uma simulação usando Mohr Coulomb: O módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de atrito (ϕ), ângulo de dilatação (ψ) e a coesão (c).

Modelo Constitutivo Cam Clay Modificado

O modelo Cam Clay Modificado é descrito em vários livros de solos em estado crítico (e.g., Muir Wood, 1990). Nesta seção apresenta-se um breve resumo das equações básicas.

No modelo Cam Clay Modificado uma relação logarítmica é assumida entre o índice de vazios (e) a tensão média efetiva (p') na compressão isotrópica virgem, que pode ser formulado como:

$$e - e^0 = -\lambda \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right) \quad (3.6)$$

Onde o parâmetro λ é o índice de compressão do cam clay, o qual determina a compressibilidade do material no carregamento primário, quando é plotada a relação (Eq 3.6) em um diagrama $e - \ln p'$ é possível obter uma linha reta. Durante o descarregamento e recarregamento, uma diferente linha é traçada, a qual formulação é apresentada a seguir.

$$e - e^0 = -\kappa \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right) \quad (3.7)$$

O parâmetro κ representa o índice de inchamento do cam clay, o qual determina a compressibilidade do material no descarregamento e recarregamento.

Inclusive, existe um número infinito de linhas no plano $p'-e$ cada uma delas corresponde ao valor particular da tensão de pre-adensamento p_c .

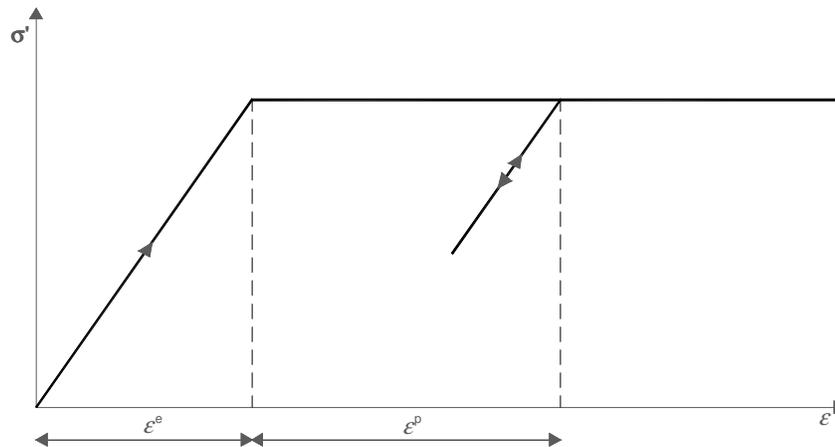


Figura 3.3 A figura mostra a idéia principal de um modelo elástico perfeitamente plástico (adaptado de Bringreve et al., 2010)

A função de escorregamento do modelo cam clay é definida como:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_c) \quad (3.8)$$

Onde a superfície de escorregamento representa a elipse no plano $p'-q$ como definido na Figura 3.4. A superfície de escorregamento é o contorno do estado de tensões elástico. A trajetória de tensões dentro deste contorno só oferece incrementos de deformação elástica, onde a trajetória de tensões tende a cruzar o contorno, geralmente possuem ambos os incrementos de deformação, elástico e plástico.

No plano $p'-q$, a parte superior da elipse intersecta a linha que se pode escrever como:

$$q = Mp' \quad (3.9)$$

Esta linha é conhecida como linha de estado crítico (CSL) e dá a relação entre p' e q , em um estado de ruptura (i.e., o estado crítico). A constante M é a tangente da linha de estado crítico e determina a extensão para a tensão de desvio última q , que depende da tensão media efetiva p' . Além disso, M determina a forma da superfície de escorregamento e influencia o coeficiente de repouso K_0^{NC} em um estado de tensões normalmente adensado.

A tensão de pre-adensamento p_c , determina a medida da elipse. Considerando que existe um grande número de elipses, cada uma dela correspondente ao valor particular de p_c . A parte esquerda da superfície de escorregamento é descrita como o “dry side” da linha de estado crítico. Nesta região escorregamentos plásticos são associados com o amolecimento. Os valores de q podem ser grandes nesta região e, porém pouco próximos à realidade.

Os parâmetros do modelo são cinco, conformados por: o coeficiente de Poisson (ν), o índice de inchamento (K), o índice de compressão (λ), a tangente da linha de estado crítico (M) e o índice de vazios iniciais (e_{init}).

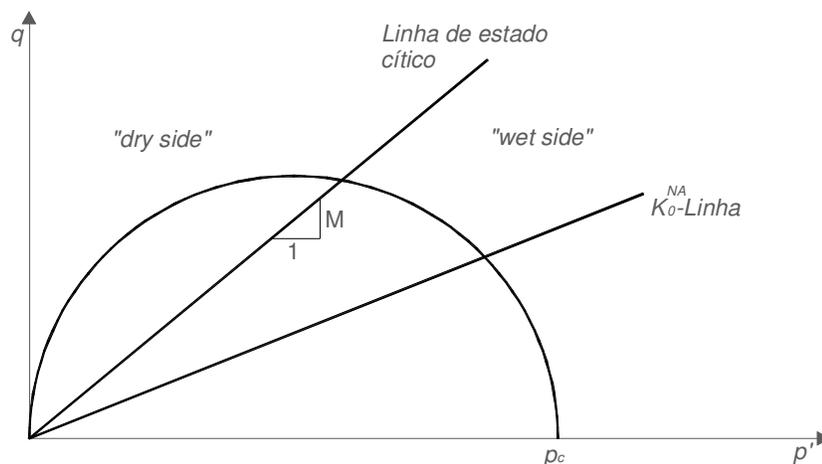


Figura 3.4 Superfície de escoamento do modelo Cam Clay Modificado no plano p' - q (adaptado de Bringreve et al., 2010)

3.2. Influência da anisotropia na estabilidade de taludes

As propriedades mecânicas do solo e rocha são frequentemente anisotrópicas e deve ser considerada em estudos analíticos a possibilidade de que um ou mais parâmetros possam variar com a direção, devido à história de carregamento do solo. Em problemas de estabilidade de taludes, a anisotropia da resistência ao cisalhamento é de maior interesse. Casagrande e Carrillo (1944) sugeriram a seguinte relação para a resistência ao cisalhamento anisotrópico de um solo coesivo:

$$s = s_h \cos^2 \theta + s_v \sin^2 \theta \quad (3.10)$$

Onde s_h e s_v são as resistências ao cisalhamento nas direções horizontal e vertical, respectivamente. A formulação apresentada não possui um fundamento teórico ou experimental. No entanto, verificou-se aceitável em muitos estudos sobre a resistência não drenada de solos coesivos. Aqui se distinguem dois conceitos importantes a serem diferenciados: *anisotropia inerente* e *anisotropia induzida*. Se um solo é inerentemente anisotrópico com as direções principais de resistência ao cisalhamento nas direções horizontal e vertical, então a Eq. 3.10 fornece a resistência inerente em qualquer direção. Portanto, no caso ideal s_h , s_v e s podem ser considerados como independentes das direções das tensões principais e quaisquer outros fatores. Por exemplo, s_h pode ser considerada como a resistência ao cisalhamento de uma amostra vertical em uma caixa de cisalhamento, s_v a resistência de um espécime horizontal (ou a amostra vertical rotada 90°) e s de um espécime cortado em um ângulo θ com a horizontal.

No entanto, é sabido que a orientação das tensões principais pode ter uma influência significativa sobre a resistência ao cisalhamento. Se esta influência existe para um determinado solo, a mudança da resistência com a mudança da orientação das tensões principais pode ser chamada de anisotropia induzida. Para o caso ideal de anisotropia induzida, definida aqui, s_v representa a resistência ao cisalhamento de um espécime triaxial em que a tensão principal maior na ruptura age na direção vertical, s_h representa a resistência em que a tensão atua na direção horizontal.

Portanto, s é a resistência ao cisalhamento quando a tensão principal maior faz um ângulo θ com a horizontal. Lo (1965) por meio da sua pesquisa experimental sobre a resistência ao cisalhamento não drenada deu certo fundamento à Eq. (3.10). Ele fez uso do conceito de anisotropia induzida pela mudança de orientação das tensões na análise de estabilidade de taludes, conduzindo ensaios de resistência não drenados em amostras de argila de Londres e Welland, sendo as amostras extraídas com diferentes ângulos com respeito à vertical para investigar os efeitos devido à mudança na direção da tensão principal maior (Figura 3.5).

A resistência não drenada obtida em amostras corresponde a $i = 0^\circ$ e $i = 90^\circ$ sendo definidas como s_1 (*compressão*) e s_2 (*extensão*) respectivamente, e para amostras intermediárias a resistência não drenada é definida como s_i , sendo os resultados da pesquisa de Lo (1965) mostrados na Figura 3.5, onde a linha que

conecta a origem com os símbolos representando a direção da tensão principal maior durante o ensaio de compressão. Observa-se que houve uma redução na resistência conforme o ângulo i aumenta, o qual é um indicador da anisotropia da resistência. Além disso, Lo (1965) indicou que a resistência em extensão pode ser determinada aproximadamente a 75% da resistência em compressão ($K = s_2/s_1 \approx 0,75$). Baseado nos resultados de Lo (1965) estabeleceu-se a relação $s_i = s_2 + (s_1 - s_2) \cos^2 i$, que é a correspondente da Eq 3.10, utilizada em cálculos de análise de estabilidade.

Matthai e Ranganatham (1968) parecem ter interpretado a Eq. 3.10 como relevante para a anisotropia inerente, aplicando a equação no caso geral de um solo com coesão e atrito. Assumindo a equação de resistência ao cisalhamento de Coulomb para ser aplicada em cada sentido e substituindo s_h , e s_v em termos de parâmetros c e ϕ correspondentes na Equação 3.10, tem-se:

$$s = (c_h + \sigma_v \tan \phi_h) \cos^2 \theta + (c_v + \sigma_h \tan \phi_v) \sin^2 \theta \quad (3.11)$$

Para os solos, só a anisotropia na coesão parece ser significativamente maior e a anisotropia em ϕ passa a ter menor importância. Consequentemente, se $\phi_h = \phi_v = \phi$, a Eq. 3.11 se torna:

$$s = (c_h \cos^2 \theta + c_v \sin^2 \theta) + \tan \phi (\sigma_v \cos^2 \theta + \sigma_h \sin^2 \theta) \quad (3.12)$$

Para a ruptura não drenada de solos coesivos saturados, “ $\phi = 0$ ” sendo este conceito considerado válido, e a expressão para a resistência ao cisalhamento em qualquer direção torna-se a partir da Eq. 3.12:

$$s = c = c_h \cos^2 \theta + c_v \sin^2 \theta \quad (3.13)$$

Duncan e Seed (1966 a, b) investigaram anisotropia e reorientação das tensões na argila e descobriram que os parâmetros de resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas são praticamente independentes da orientação das tensões.

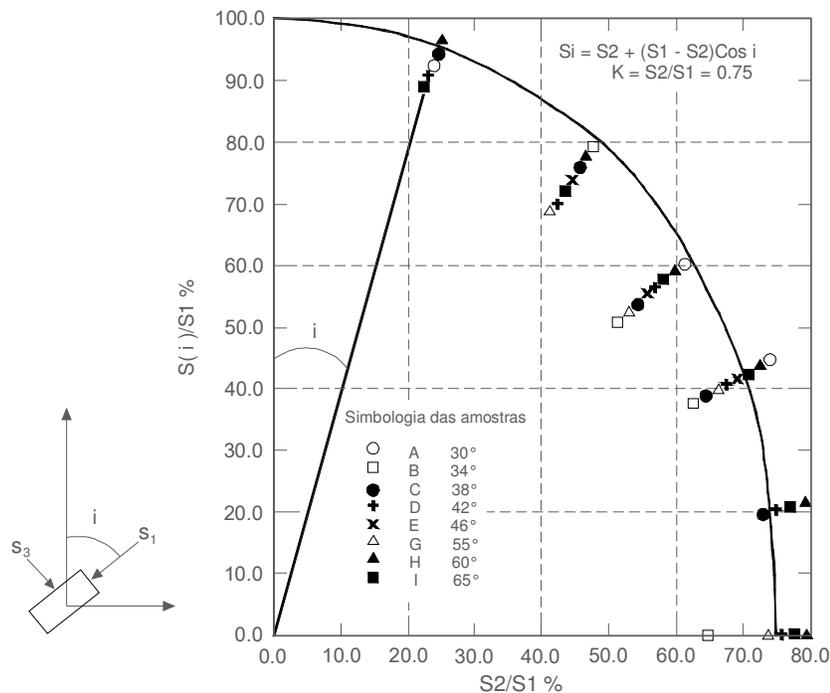


Figura 3.5 Anisotropia da resistência não drenada das argilas de Londres (adaptado de Lo, 1965)

A investigação da anisotropia foi feita na argila da Bahia de San Francisco em condição de deformação plana. Duncan e Seed (1966 a, b) conduziram seis ensaios verticais de compressão de deformação plana (VPS) e mais sete ensaios horizontais de extensão de deformação plana (HPS) para diferentes valores de tensão de adensamento (p). Durante os ensaios do tipo VPS, a tensão principal maior teve a mesma orientação durante o adensamento e a aplicação da tensão desviadora, enquanto nos ensaios tipo HPS, a direção da tensão principal maior durante o carregamento foi aplicada perpendicular á tensão principal maior durante o adensamento, os resultados são apresentados na Figura 3.6.

O valor médio da relação s_u/p foi de 0.37 para ensaios VPS e 0.28 para ensaios HPS. No mesmo valor da tensão de adensamento, a resistência não drenada de compressão na direção horizontal foi cerca de 75% da resistência não drenada de compressão na direção vertical, mostrando assim a anisotropia da resistência do solo da Bahia de San Francisco.

Por outro lado, se a reorientação das tensões é a base para usar a Eq. 3.10, θ representa o ângulo entre a horizontal e a direção da tensão principal maior. Nota-se que em qualquer solo a direção das tensões principais na ruptura pode variar de ponto a ponto. A suposição de uma superfície de deslizamento não significa

necessariamente que a análise de estabilidade irá prever a ruptura. Em muitos casos, um FS maior do que um será previsto. Portanto, pode ser imprecisa ao considerar a direção da superfície local de deslizamento para ser a direção do plano de ruptura. Assim, uma análise de tensões pela técnica dos elementos finitos seria necessária.

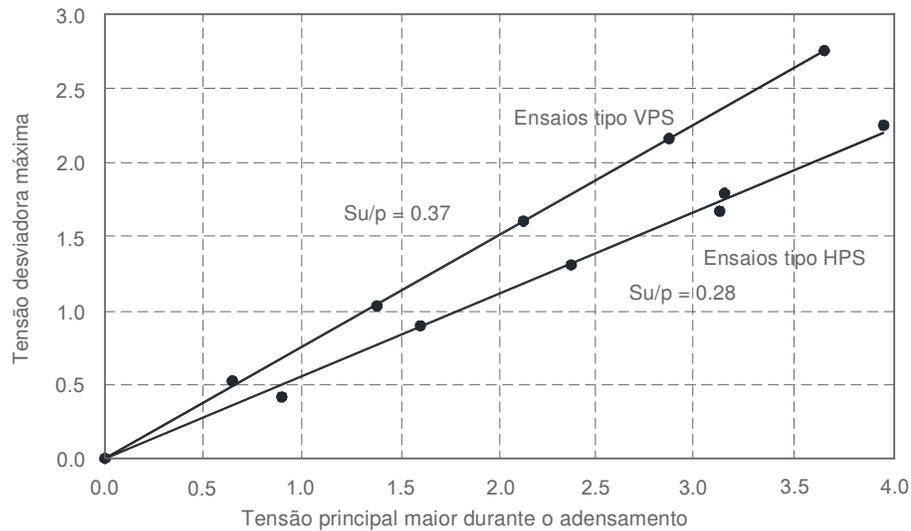


Figura 3.6 Variação da resistência não drenada com a tensão de adensamento em ensaios do tipo HPS e VPS (adaptado de Duncan e Seed, 1966)

Lo (1965) considerou a superfície de deslizamento assumida como um plano de ruptura e seguidamente encontrou a orientação das tensões principais, assumindo o ângulo (f) entre a tensão principal menor e o plano de ruptura considerado constante. Assim foi que ele encontrou evidência experimental para a independência do ângulo f com a mudança na orientação das tensões principais. O ângulo θ entre a tensão principal maior e a horizontal é dado por:

$$\theta = 90^\circ - f + \alpha \quad (3.14)$$

Onde α é a inclinação da superfície de deslizamento para a horizontal no ponto de análise. O valor teórico de f pode ser usado na seguinte equação:

$$\theta = 45^\circ - \phi/2 + \alpha \quad (3.15)$$

Assim tem-se que ϕ é o ângulo efetivo da resistência ao cisalhamento. Se a Eq. 3.10 é considerada para representar apenas a anisotropia inerente não afetada pela reorientação das tensões, então se tem:

$$\theta = \alpha \quad (3.16)$$

Ladd e Foott (1974) sugeriram que a resistência anisotrópica ao cisalhamento não drenada ao longo de uma superfície de ruptura deve ser determinada por diversos ensaios de laboratório, para obter uma melhor representação das condições de carga em diferentes áreas da superfície de deslizamento, na modelagem da resistência ao cisalhamento e deformação do solo ao longo da superfície de deslizamento. Germaine (1982) mostra uma comparação dos equipamentos para o ensaio de cisalhamento no laboratório (i.e., TC, TE, PSC, PSE, DSS, TTA, THSC, DSC) baseado na combinação de b e δ de ensaios CK_0U , sendo que as duas variáveis comumente usadas para descrever as diferenças básicas no sistema de tensões aplicadas são: (i) a direção da aplicação da tensão principal maior em relação à direção vertical denotado pelo ângulo δ ; e (ii) a magnitude relativa da tensão intermédia principal definida por b . Koutsoftas e Ladd (1985) sugeriram que a resistência ao cisalhamento não drenado obtida a partir de três tipos diferentes de ensaios (i.e., PSC, PSE e DSS), deve ser usada aplicando a técnica de compatibilidade, para explicar os efeitos de anisotropia da resistência e a ruptura progressiva ao longo da superfície de deslizamento. Teoricamente esta é uma abordagem adequada a ser tomada para a análise de estabilidade de taludes. No entanto, pode não ser fácil obter tais dados para a maioria das análises de estabilidade de taludes.

Ladd (1991) apresenta uma série de considerações baseadas nos resultados de Germaine (1982) e os comentários de Jamiolkowski *et al.* (1985), onde menciona as vantagens e desvantagens para a determinação da anisotropia da resistência de cada um dos ensaios utilizados por Germaine (1982), concluindo que os ensaios THSC e DSC, poderiam ser considerados como adequados para tais fins devido a sua grande vantagem ao cobrir a maioria do espaço $b - \delta$, de acordo com a Figura 3.7.

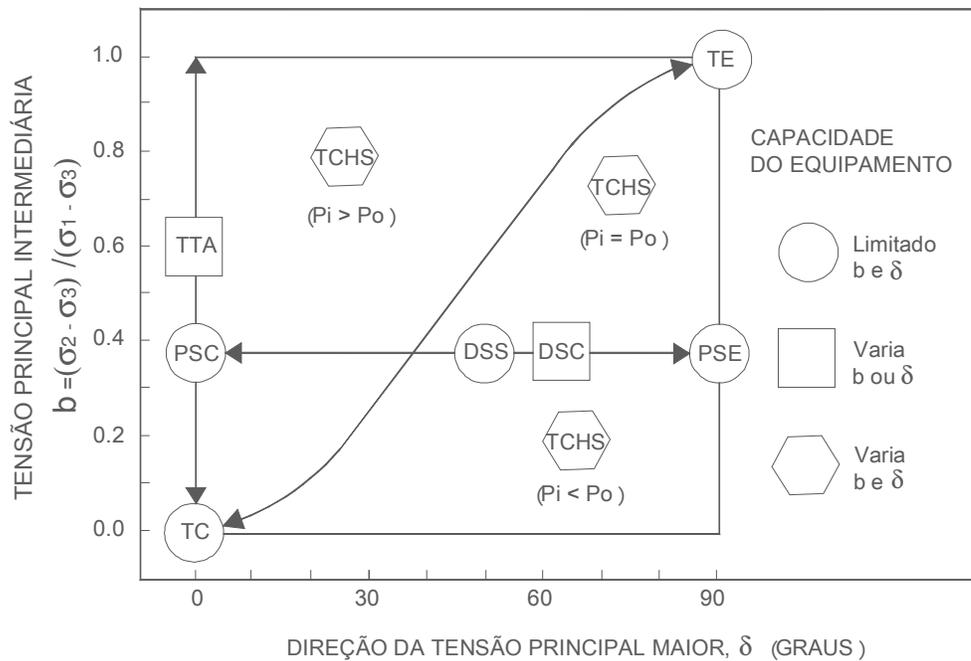


Figura 3.7 Sistema de tensões possíveis por meio de diversos equipamentos para ensaios CK_oU (adaptado de Ladd, 1991 – Depois de Germaine, 1982)

3.3. Dependência da resistência ao cisalhamento não drenado sobre a tensão principal intermediária

Quando o MEL é usado nas análises de estabilidade, parâmetros de resistência como ϕ e C são requeridos para o cálculo do FS , sendo calculados de ensaios triaxiais convencionais. Nota-se que os parâmetros obtidos das condições de tensões axissimétricas são aplicados para resolver problemas no estado plano de deformações. Como mostrado na Figura 3.8, é sabido que a resistência cisalhante de um solo é maior em condições de deformação plana do que em condições axissimétricas devido às restrições laterais no estado plano de deformações. Por tanto, o uso de parâmetros estimados da resistência ao cisalhamento resultam em uma subestimação do FS .

A resistência não drenada baseada no modelo constitutivo cam clay modificado pode ser derivada como (Hird *et al.*, 1991):

$$s_u = \sigma_{vi}' \frac{M}{\sqrt{3}} \cos \theta \frac{1+2K_0^{NC}}{6} OCR(1+A^2) \left[\frac{2(1+2K_0^{OC})}{(1+2K_0^{OC})(OCR)(1+A^2)} \right]^{k/\lambda} \quad (3.18)$$

$$A = \frac{\sqrt{3}(1 - K_0^{NC})}{(M / \sqrt{3})(1 + 2K_0^{OC})} \quad (3.19)$$

$$\theta = \arctan \left[(2b - 1) / \sqrt{3} \right] \quad (3.20)$$

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3.21)$$

Onde:

OCR = razão de pre adensamento;

K_0^{NC} = coeficiente de repouso para o solo normalmente adensado;

K_0^{OC} = coeficiente de repouso para o solo pre adensado;

K = inclinação da linha de inchamento;

λ = inclinação da linha virgem de adensamento;

σ_{vi}' = tensão inicial vertical efetiva;

M = tangente da linha de estado crítico;

θ = ângulo de Lode;

b = parâmetro da tensão principal intermediária.

A Tabela 3.2 lista valores de parâmetros da tensão principal intermediária e o ângulo de Lode em três diferentes condições de contorno. Da Eq. 3.18, pode-se determinar que a razão da resistência ao cisalhamento não drenada s_u em compressão triaxial para o estado plano de deformações (s_u^{TC} / s_u^{PS}) sendo igual a 0,87.

Tabela 3.2 Parâmetro de tensão principal intermediária (b) e o ângulo de Lode.

| | $b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$ | Ângulo de Lode (θ) |
|---------------------|---|-----------------------------|
| Compressão triaxial | 0 | -30° |
| Extensão triaxial | 1 | 30° |
| Deformação plana | 0,5 | 0° |

Na Figura 3.8, observa-se a comparação do solo da Bahia de San Francisco feita entre a resistência à compressão não drenada no estado plano de deformações (VPS) e o triaxial (VTC). Os resultados mostram o valor médio da razão s_u/p foi

de 0,37 para o estado plano de deformações e 0,304 para o estado de compressão triaxial, utilizando o mesmo valor de tensão de adensamento. Sendo a razão de 0,82 qual é uma boa aproximação ao valor de 0,87 determinado no modelo cam clay modificado.

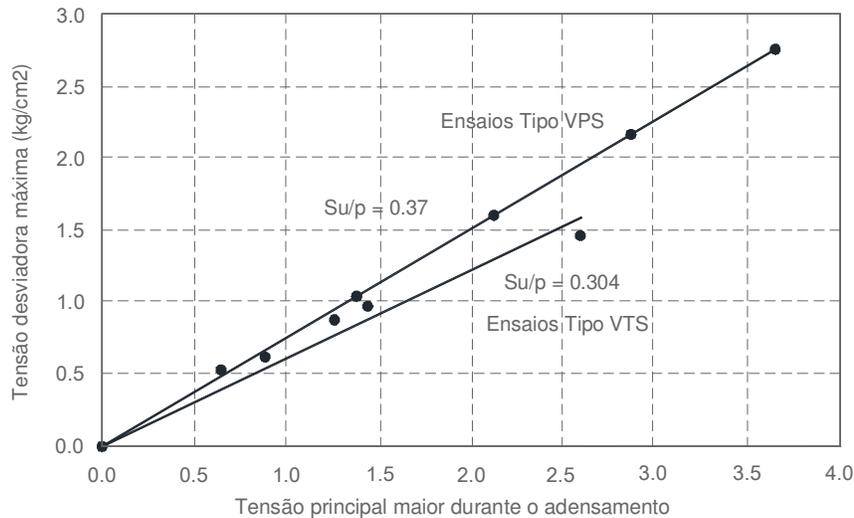


Figura 3.8 Variação da resistência não drenada no estado de deformação plana e compressão triaxial com a tensão de adensamento (adaptado de Duncan e Seed, 1966)

Kulhawy e Mayne (1990) também investigaram a resistência não drenada em compressão e extensão com condições de contorno axissimétricas e de deformação plana. A Figura 3.9 apresenta seus resultados. Como já mostrado a resistência não drenada resultou maior em condições de deformação plana do que em axissimétricas, também se observou que a resistência à compressão é maior do que a resistência em extensão sobre uma ampla faixa de ângulos de atrito considerados.

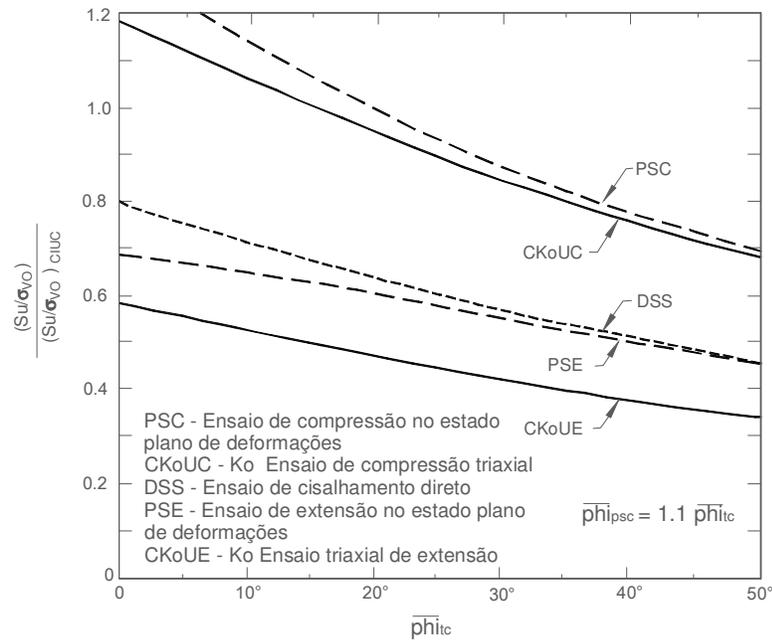


Figura 3.9 Relações da resistência não drenada normalizada para os principais ensaios de cisalhamento de laboratório (adaptado de Kulhawy e Mayne, 1990).

3.4. Resistência anisotrópica representativa para análises de estabilidade de taludes

É comum na prática utilizar a resistência à compressão triaxial quando se considera a anisotropia na estabilidade de taludes, por tanto, o FS na condição de deformação plana resulta excessivamente subestimado. Tanto a anisotropia da resistência como os efeitos das condições de contorno, devem ser simultaneamente considerados na análise de estabilidade de talude.

Para demonstrar como a resistência à compressão triaxial não drenada pode ser considerada como um valor representativo no estado de deformação plana, um simples problema de estabilidade de taludes é considerado de duas formas. No problema, o ângulo de inclinação (β) e o parâmetro de anisotropia (K) são assumidos como 30° e $0,75$ respectivamente. O FS , incluindo a anisotropia na condição plana de deformação pode ser escrito como a Eq. 3.22, de acordo com a Figura 3.9 que mostra os valores do *Número de estabilidade* (N_s) para diversas condições de anisotropia, considerando uma superfície de ruptura circular, Lo (1965). O valor do N_s é calculado para diferentes graus de anisotropia, concluindo que a anisotropia reduz à magnitude no valor do N_s significativamente.

$$FS = N_s s_u^{PS} / \gamma H = 4,75 s_u^{PS} / \gamma H \quad (3.22)$$

Conjecturando que a anisotropia seja negligenciável ($K = 1$) e usando o parâmetro triaxial convencional (s_u^{TC}), sendo N_s , para $K = 1$, igual a 5,52 (Figura 3.10). Logo o $FS = 5,52 s_u^{TC} / \gamma H$. De acordo com a relação $s_u^{TC} / s_u^{PS} = 0,87$, portanto o FS pode ser expresso em termos de s_u^{PS} :

$$FS = 5,52 (0,87 s_u^{PS}) / \gamma H = 4,80 s_u^{PS} / \gamma H \quad (3.23)$$

Os resultados obtidos das Eqs. 3.22 e 3.23 são próximos em magnitude, independentemente das condições de contorno diferentes. Portanto, pode-se pensar que s_u^{TC} considera um valor representativo de um talude em deformação plana. No entanto, esta observação é enganosa porque as Eqs. 3.22 e 3.23 foram quase iguais apenas para o caso especial de $K = 0,75$. Para outros valores de anisotropia poderiam ter uma variação consideravelmente maior.

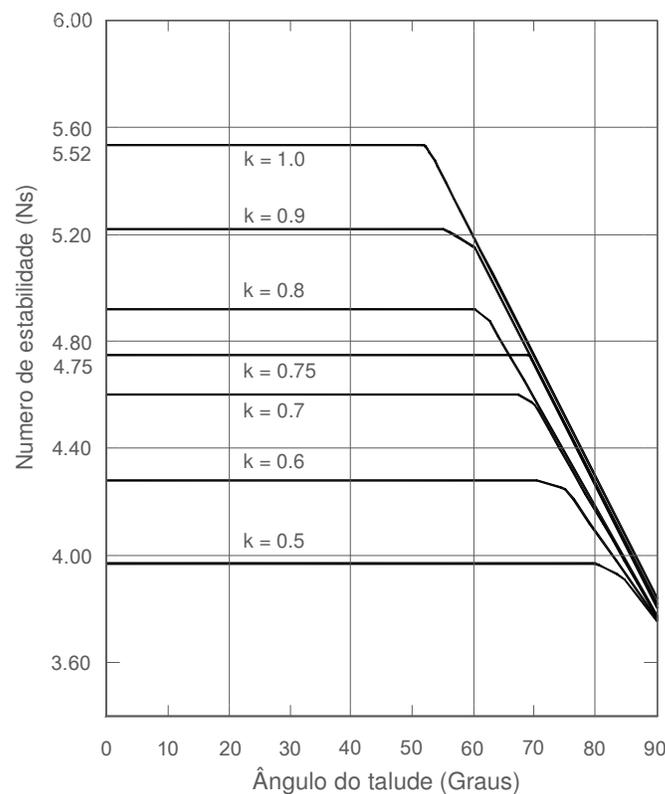


Figura 3.10 Número de estabilidade vs. Ângulo do talude (adaptado de Lo, 1965).