

### 3 AVALIAÇÃO DO FENÔMENO DE LIQUEFAÇÃO

Avaliar quantitativamente a possibilidade de iniciação da liquefação é, necessariamente, o primeiro passo para a maioria dos projetos envolvendo potencial de liquefação induzido sismicamente. Existem dois tipos gerais de aproximação disponíveis para isto: o uso de ensaios de laboratório com amostras não alteradas, e, o uso de relações empíricas baseadas em correlações do comportamento em campo observadas com ensaios índice in-situ.

O uso de ensaios de laboratório pode ser complicado devido à perturbação da amostra durante a amostragem e a reconsolidação. Além disso, também é difícil e custoso executar ensaios de cisalhamento simples cíclico de alta qualidade, e ensaios triaxiais cíclicos representa pobremente as condições de carregamento que é o principal interesse na maioria de problemas sísmicos. Ambos os problemas poderiam ser melhorados pelo uso de técnicas apropriadas de obtenção de amostras “congelados” (frozen), e subseqüentes ensaios de alta qualidade em aparatos de cisalhamento torsional ou cisalhamento simples cíclico. A dificuldade e custo destas técnicas delicadas, porém, as coloca além do orçamento e escopo da maioria de estudos de engenharia. Além disso, amostras congeladas podem ser impraticáveis em solos com significativo conteúdo de finos, já que a baixa permeabilidade destas pode levar a uma expansão feito gelo, perturbando completamente os solos mais que prevenindo a perturbação.

Conseqüentemente, o uso dos ensaios índice in-situ é a abordagem dominante da pratica comum na engenharia. Como é resumido no artigo do estado da arte publicado em 2001 pelo Grupo de Pesquisadores da National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), quatro métodos de ensaios in-situ têm alcançado um nível de suficiente maturidade como para representar as ferramentas viáveis para este propósito, e estes são:

- (i) O Ensaio de Penetração Standard (SPT),
- (ii) O Ensaio de Penetração do Cone (CPT),
- (iii) Medição da Velocidade das Ondas de Cisalhamento in-situ, e

(iv) Ensaio de Penetração de Becker (BPT).

Principais vantagens e desvantagens de cada teste são listadas na Tabela 3.1. O mas antigo, e ainda amplamente usado para estes análises, é o SPT, e da qual se detalhará mais na frente.

Tabela 3.1 - Comparação das Vantagens e Desvantagens de Vários Testes de Campo para Avaliação da Resistência à Liquefação

Característica	Tipo de Teste			
	SPT	CPT	V <sub>s</sub>	BPT
Medições passadas em zonas com liquefação	Abundante	Abundante	Limitado	Escasso
Tipo do comportamento tensão-deformação influenciando o teste	Parcialmente drenado, grandes deformações	Drenado, grandes deformações	Pequenas deformações	Parcialmente drenado, grandes deformações
Controle da qualidade e repetibilidade	Pobre a boa	Muito boa	Boa	Pobre
Deteção da variabilidade do depósito de solo	Boa para testes pouco espaçados	Muito boa	Aceitável	Aceitável
Tipo de solo na qual o teste é recomendado	Não gravoso	Não gravoso	Todos	Principalmente gravoso
Toma das amostras de solo	Sim	Não	Não	Não
Medição de propriedades índice ou de engenharia	Índice	Índice	Engenharia	Índice

Logo, o seguinte passo seria uma análise propriamente dinâmica da liquefação. Martin et al. (1975) apresentou um método para modelar incrementos das poropressões devido ao carregamento cíclico. Esse tem sido o primeiro modelo de tensões efetivas para análises de liquefação. O método fundamentalmente captura o comportamento do esqueleto sob carregamento cíclico, e impõem uma restrição volumétrica para considerar incrementos de poropressões.

Procedimentos do estado da arte envolvem análises de elementos finitos ou diferenças finitas usando um modelo constitutivo de tensões efetivas acoplado com os efeitos do fluxo da água. Essas análises podem estimar deslocamentos, acelerações e pressões dos poros da água causados por um sismo de ingresso. A

ativação da liquefação, deslocamentos e potencial de deslizamentos por fluxo são direcionados como um todo e incluídos em uma única análise.

Programas de computacionais tais como DIANA-SWANDYNE II (Chan 1993), DYNAFLOWTM (Prevost, 1998), DYSAC2 (Muraleetharan et al., 1988), SUMDES2D (Ming & Li, 2001), SWANDYNE (Zienliewicz et al., 1990), e UBCSAND são alguns dos procedimentos numéricos típicos com modelos constitutivos avançados usados na engenharia prática.

### 3.1.

#### **Método semi-empírico para avaliar o potencial de liquefação baseado no SPT**

Os professores H. B. Seed e I. M. Idriss desenvolveram e publicaram uma metodologia denominada “procedimento simplificado” para avaliar a resistência à liquefação dos solos.

Este procedimento tem sido um padrão de prática em toda Norte América e em outras partes do mundo. Para atualizar e melhorar estes critérios que são rotineiramente aplicados na prática, em 1996 e 1998 o Centro Nacional de Investigação na Engenharia Sísmica (NCEER) reuniu os Professores T.L. Youd e I.M. Idriss junto com 20 especialistas com o propósito de ganhar consenso na atualização e acréscimo no procedimento simplificado.

Como a maioria dos métodos empíricos para avaliar a liquefação, o método da NCEER é derivado dos dados de SPT obtidos em lugares que experimentaram liquefação em um sismo passado. Como provavelmente um adensamento ou um possível amolecimento do depósito de solo pode ter ocorrido, os valores  $N_{SPT}$  medidos podem ser significativamente diferentes depois do sismo (Liao et al. 1988). Porém, estas mudanças são também pobremente entendidas para permitir uma correção do valor de SPT medido para refletir as condições antes do sismo.

Este análise inclui uma atualização dos procedimentos semi-empíricos baseados em dados de campo para avaliar o potencial de liquefação de solos não coesivos durante sismos. O cálculo de duas variáveis é requerido para a avaliação da resistência à liquefação dos solos:

- A demanda sísmica sobre a camada do solo, expressa em termos de  $CSR_{7,5}$ , razão de tensões cíclica, e

- A capacidade do solo para resistir à liquefação, expressa em termos de CRR, razão de resistência cíclica à liquefação.

Então, a equação do fator de segurança FSL contra a liquefação é escrita a continuação:

$$FSL = \left( \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha} \quad (3.1)$$

Onde:

MSF Fator de correção pela escala da magnitude

$K_{\sigma}$  Fatores de correção pela pressão de sobrecarga

$K_{\alpha}$  Fatores de correção pelo talude do terreno

### 3.1.1.

#### Razão de tensões cíclicas (CSR)

Seed e Idriss (1971) formularam a seguinte equação para o cálculo da razão de tensão cíclica:

$$CSR = \left( \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (3.2)$$

Onde:

$a_{max}$  Aceleração horizontal pico na superfície do terreno gerado pelo sismo expressos em g,

g Aceleração da gravidade,

$\sigma_{vo}$  Tensão vertical total na profundidade z,

$\sigma'_{vo}$  Tensão vertical efetiva na profundidade z,

$r_d$  Coeficiente de redução de tensões que leva em consideração a flexibilidade da coluna de solo. (isto é,  $r_d=1$  corresponde ao comportamento de um corpo rígido).

O fator de 0.65 é usado para converter a razão de tensões cisalhantes cíclicas a uma razão de tensões cíclicas que é representativa do ciclo mais significativo da duração total do carregamento.

#### Aceleração pico ( $a_{max}$ )

A aceleração pico  $a_{max}$  aplicada no procedimento é aquela que ocorrerá na superfície do terreno na ausência de incrementos de poro pressões ou liquefação.

Idriss (NCEER, 1996), na compilação dos dados usados para derivar o procedimento simplificado original, usou o maior dos picos das componentes horizontais da aceleração dos registros de movimentos disponíveis. Porém, em quase todos os casos, os picos das horizontais registradas foram aproximadamente iguais. Assim, o pico e a média geométrica dos dois picos foram aproximadamente os mesmos valores. Baseados nesta informação, os participantes do seminário da NCEER, 1996 e 1998, concordaram que o uso da média geométrica é consistente com o desenvolvimento do procedimento e é preferível para o uso na engenharia prática. No entanto, usar a maior das duas acelerações picos ortogonais é conservativa e é permitida. A resultante vetorial de combinar as acelerações horizontais são raramente calculadas e não deveriam ser usadas. As acelerações picos verticais são geralmente muito menores que as acelerações picos horizontais e são ignoradas para o cálculo da resistência à liquefação.

### **Coefficiente de redução das tensões ( $r_d$ )**

As tensões cisalhantes induzidas em qualquer ponto num nível do depósito de solo durante um sismo são principalmente devido à propagação vertical das ondas cisalhantes no depósito. Estas tensões são particularmente dependentes das características do movimento sísmico (intensidade e frequência), do perfil de velocidade das ondas cisalhantes no lugar, e das propriedades dinâmicas do solo.

Idriss (1999) numa extensão do trabalho de Golesorkhi (1989) executou várias análises paramétricas da resposta no sítio e concluiu que para condições de maior interesse prático, o parâmetro  $r_d$  deverá ser adequadamente expresso como função da profundidade e da magnitude do sismo ( $M$ ) seguindo as expressões a seguir:

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M \quad (3.3a)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \operatorname{Sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (3.3b)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \operatorname{Sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (3.3c)$$

Onde  $z$  é a profundidade em metros e  $M$  é a magnitude do momento

Estas equações, Eq 3.2a, b e c, são aplicáveis até uma profundidade  $z \leq 34\text{m}$ , enquanto a seguinte equação é aplicável para  $z > 34\text{m}$ :

$$r_d = 0.12 \exp(0.22M) \quad (3.3d)$$

A incerteza em  $r_d$  aumenta com a profundidade, tal que as equações 3.3a até deverá ser somente aplicada para profundidades menores de 20 metros. A avaliação da liquefação a maiores profundidades freqüentemente envolvem condições especiais para a qual análises mais detalhadas são necessárias. Por esta razão, recomenda-se que o CSR (ou seu equivalente valor  $r_d$ ) a profundidades maiores de 20 m deverá ser baseado em estudos de resposta em situ, com cálculo de resposta de alta qualidade.

### **Magnitude do sismo (M)**

A magnitude é um número que caracteriza o tamanho relativo de um sismo. A magnitude está baseada na medida do máximo movimento registrado por um sismógrafo. Muitas escalas têm sido definidas, mas as mais comumente usadas são:

- 1) Magnitude local ou de Richter  $M_L$ , calculadas para sismos que ocorrem relativamente perto das estações de registro, geralmente dentro de algumas centenas de quilômetros entre o sismo e a estação de registro. Esta é a primeira escala e foi desenvolvida por Richter em 1935, mesmo que na atualidade o tamanho dos sismos se continua dando em Magnitude Richter.
- 2) Magnitude de ondas de corpo de curto período  $m_b$ , e de longo período  $m_B$ , geralmente registrado para sismos que ocorrem a mais de 2000 quilômetros da estação de registro. Isto pode ser calculado relativamente rápido, porque este valor se baseia na amplitude das ondas P que viajam através do corpo do interior da terra e são os primeiros sinais em atingir uma estação sísmica. Para grandes sismos (magnitude maior de 6),  $m_b$  ou  $m_B$  satura, isto é, mesmo que o tamanho do sismo seja maior, o valor  $m_b$  ou  $m_B$  não incrementa. Em tais casos os sismólogos têm que considerar outro tipo de magnitude.

- 3) Magnitude de ondas de superfície  $M_S$ , medida das ondas que viajam ao longo da superfície da terra com uma velocidade menor que as ondas P. Pelo tanto, tem-se que esperar um tempo grande até que as ondas atinjam uma estação distante assim que não podem ser calculados rapidamente como  $m_b$ . Dependendo da distância, isto pode tomar de 1 a 2 horas, comparado com um máximo de 20 minutos das ondas P.  $M_S$  é medida para ondas de período de 20s (1s para  $m_b$ ) e a saturação se iniciará só para sismos muito grandes (magnitude maior que 8). A baixa velocidade da onda de superfície é a razão pela que os sismólogos não podem distinguir rapidamente entre um sismo forte e muito forte (magnitude maior de 6). Sismos próximos da superfície da terra (menos de 30 quilômetros) geram ondas de superfície maiores comparado com um sismo do mesmo tamanho a maior profundidade.
- 4) Magnitude do momento  $M_W$  foi introduzida em 1979 por os sismólogos Thomas C. Hanks e Hiroo Kanamori da Universidade de Harvard. É a única magnitude que é diretamente relacionada com a física da fonte sísmica.  $M_W$  é derivado (baseado em considerações teóricas) do momento sísmico  $M_0$ , o qual é o produto da área de falha pelo deslocamento médio para o tempo de falha do material rígido. Devido á complexidade das formulações matemáticas, a escala de magnitude de momento resulta irrelevante e às vezes inapropriada para sismos pequenos, a pesar de ter valores similares nas outras escalas (sismos menores de 3.5 segundo a United States Geological Survey).

Pelo exposto, as escalas de 1) ao 3) tem alcance e aplicabilidade limitada e não medem satisfatoriamente o tamanho de grandes sismos. A escala de magnitude de momento  $M_W$ , é uniformemente aplicável para todo tamanho de sismo (mas é mais difícil ser calculado que os outros tipos), sobretudo para sismos de mediana a grande magnitude. Para sismos pequenos, outras escalas poderiam ser usadas como a escala de Richter.

A magnitude do momento, a escala comumente usada para aplicações de engenharia, é a escala preferida para o cálculo da resistência à liquefação. Como

apresenta a Figura 3.1, magnitudes de outras escalas podem ser substituídas diretamente para  $M_w$ .

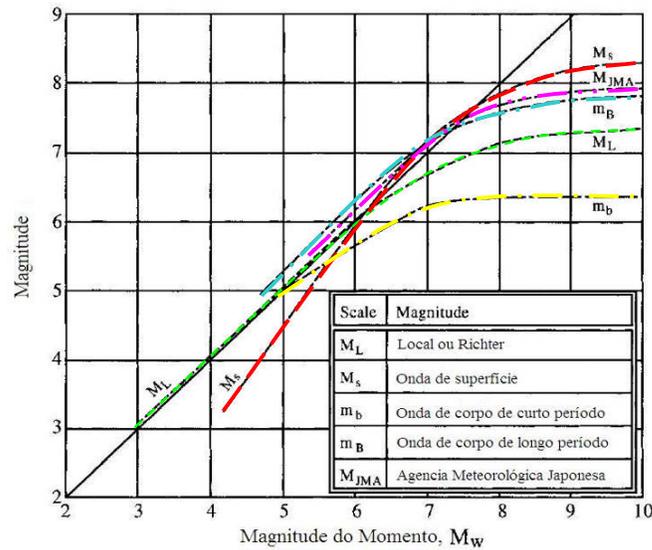


Figura 3.1 - Relações entre  $M_w$  e outras escalas de magnitude (NCEER, 1998)

### 3.1.2.

#### Razão de resistências cíclicas à liquefação (CRR)

A razão de resistência cíclica é a razão de tensões cíclicas que causa liquefação num solo sem coesão, para um sismo de magnitude  $M=7 \frac{1}{2}$  como obtidos das correlações semi-empíricas baseadas em casos históricos. Estas correlações semi-empíricas são baseadas principalmente em dados para condições no nível do terreno e tensões de sobrecarga efetivas no âmbito de 100 KPa, Seed (1983) recomendou que o CRR seja corrigido por esses efeitos. Por esta razão, na fórmula do FSL da equação 3.1 estão adicionados os fatores de correção pela magnitude MSF, por sobrecarga  $K_\sigma$ , e pelas tensões cisalhantes estáticas  $K_\alpha$ .

Procedimentos semi-empíricos para avaliar a liquefação foram inicialmente desenvolvidos usando o Ensaio de Penetração Standard SPT e ainda são os mais usados. Subseqüentes desenvolvimentos, desde o original procedimento recomendado por Seed et al. (1984, 1985), têm incluído contribuições de muitos pesquisadores, especialmente na investigação de casos históricos individuais onde evidências de liquefação foram ou não foram observadas. Em 1996/98 o seminário NCEER/NSF resultou num número de revisões sugeridas para procedimento baseados no SPT, mas com só um menor ajuste da curva CRR vs.  $(N_1)_{60}$  para areias limpas proposta por Seed em 1984.

Idriss e Boulanger em 2004 fizeram uma re-avaliação dos procedimentos baseados nos ensaios de SPT e incorporaram várias revisões dos parâmetros. A forma da curva CRR vs.  $(N_1)_{60}$  a altos valores de  $(N_1)_{60}$  foram guiados por considerações teóricas e experimentais porque tiveram insuficientes dados de casos históricos para limitar a curva neste intervalo. Em 1982, Seed e Idriss definiu a curva CRR vs.  $(N_1)_{60}$  assintótica à vertical para  $(N_1)_{60} \approx 35$  porque os resultados de De Alba et al. (1976) na mesa vibratória indicava que a pendente da relação CRR- $D_R$  poderia se incrementar substancialmente a altos valores de  $D_R$ . Seed em 1984 deixou similarmente a curva CRR vs.  $(N_1)_{60}$  assintótica à vertical, mas para  $(N_1)_{60} \approx 30$ . No trabalho de Idriss e Boulanger de 2004, a relação CRR vs.  $(N_1)_{60}$  foi assinada uma inclinação muito pronunciada, mas não vertical, baseados na re-avaliação dos resultados experimentais para amostras de campo de alta qualidade obtidas com técnicas de amostragem congeladas e julgamentos baseados nas relações conceituais entre  $D_R$  (a qual se relaciona com valores de  $(N_1)_{60}$ ), tensões confinantes efetivas (as quais mudam com as tensões cisalhantes aplicadas), e o CRR como derivada a través da teoria de  $\zeta_R$ .

As novas relações CRR vs.  $(N_1)_{60}$  revisadas por Idriss & Boulanger, são apresentadas nas Figuras 3.2 a 3.4. O caso de solos sem coesão com conteúdo de finos menores ou igual a 5% são mostrados na Figura 3.2, que contém a curva proposta por Idriss e Boulanger junto com a curva recomendada pelo seminário da NCEER/NSF. Na Figura 3.3, a curva para  $FC \leq 5\%$  é comparada com outras curvas publicadas, incluindo a mais cedo (Seed, 1979) até a mais recente relação (Cetin, 2000 resumida por Seed em 2001). Deve-se ressaltar que as curvas e os pontos de dados para casos históricos de liquefação/não liquefação pertencem a sismos de magnitude  $M=7\frac{1}{2}$  e tensões verticais efetivas  $\sigma'_{vo} = 1\text{atm}$  (100 KPa).



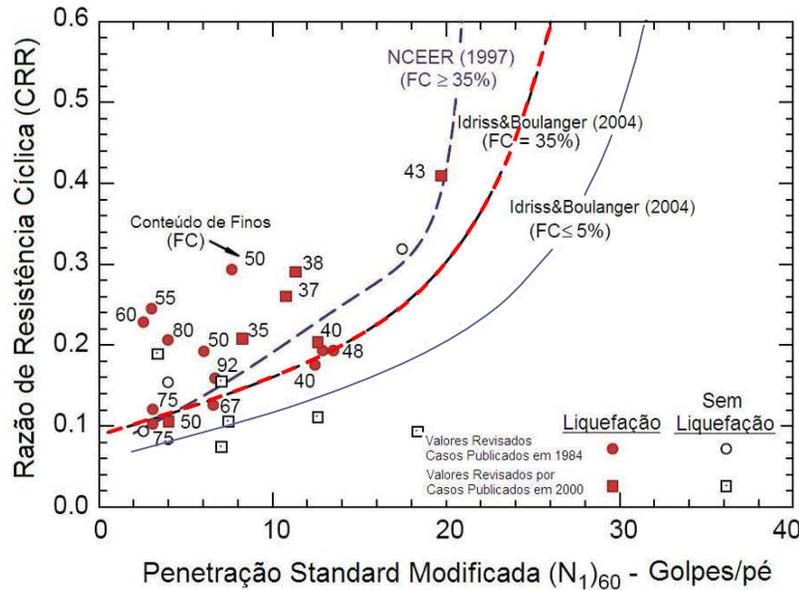


Figura 3.4 - Casos Históricos de SPT para solos sem coesão com  $FC \geq 35\%$ , curvas da NCEER (1997) e a recomendada por Idriss & Boulanger (2004).

Finalmente, o valor de CRR proposta por Idriss e Boulanger, para um sismo de  $M=7\frac{1}{2}$  e tensão vertical efetiva  $\sigma'_{vo} = 1\text{atm}$ , pode ser calculada baseada em  $(N_1)_{60}$  do SPT, usando a seguinte equação:

$$CRR_{7.5} = \exp \left\{ \frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right\} \quad (3.4)$$

Onde:

$(N_1)_{60cs}$  O valor de N do SPT corrigido, e é calculado da seguinte maneira:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (3.5)$$

O termo  $(N_1)_{60}$  é o valor  $N_m$  do SPT medido no campo, corrigido por vários fatores segundo o acordado no seminário da NCEER 1996/1998, como segue:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (3.6)$$

Onde:

$C_N$  Normaliza a pressão de sobrecarga efetiva  $\sigma'_{vo}$  à Pa ( $1\text{atm} \approx 100\text{KPa}$ ) para obter uma quantidade adimensional, independente das tensões e mais unicamente relacionada à densidade relativa  $D_R$  da areia. Boulanger & Idriss (2004) a definiram como:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^m \leq 1.7 \quad (3.7)$$

$$m = 0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}} \quad (3.8)$$

Com  $(N_1)_{60}$  limitado a um valor máximo de 46. Para solucionar  $C_N$  requer-se iteração porque  $(N_1)_{60}$  depende de  $C_N$  e  $C_N$  depende de  $(N_1)_{60}$ .

$C_E$  Correção pela eficiência da energia do martelo.

Equipamento	$C_E$	
Martelo tipo Rolo	0.50 – 1.00	(0.75)
Martelo de Seguridade	0.70 – 1.20	(0.95)
Martelo tipo Rolo Automático	0.80 – 1.30	(1.05)

$C_B$  Correção pelo diâmetro da perfuração.

Diâmetro da perfuração	$C_B$
65 a 115 mm	1.00
150 mm	1.05
200 mm	1.15

$C_R$  Correção pelo comprimento da vara.

Comprimento da vara	$C_R$
< 3 m	0.75
3-4 m	0.80
4-6 m	0.85
6-10 m	0.95
10-30 m	1.00

$C_S$  Correção pela configuração não padronizada do amostrador

Método de amostragem	$C_S$
Amostrador padronizado	1.00
Amostrador sem revestimento	1.10 - 1.30

O termo  $\Delta(N_1)_{60}$  é o ajuste da resistência à penetração do SPT a um equivalente valor de areia limpa e expressa como:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left\{ 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.1} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.1} \right)^2 \right\} \quad (3.9)$$

Onde FC é o conteúdo de finos em porcentagem.

O uso da equação de CRR provê um meio conveniente para avaliar a razão de tensões cíclicas que causam liquefação em solos sem coesão com qualquer conteúdo de finos.

### 3.1.3. Fator de escala da magnitude MSF

Idriss (TRB 1999) propôs um novo grupo de MSFs que são compatíveis com, e somente para ser usados com, o  $r_d$  dependente da magnitude que também foi proposto por ele. Estes novos MSFs têm valores ligeiramente maiores que os MSFs originais de Seed e Idriss (1982), mas menores que os outros MSFs revisados pela NCEER (1998) e são obtidos pela seguinte relação:

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \leq 1.8 \quad (3.10)$$

Os valores de MSF obtidos com esta equação são apresentados na Figura 3.5, junto com outros propostos por autores distintos.

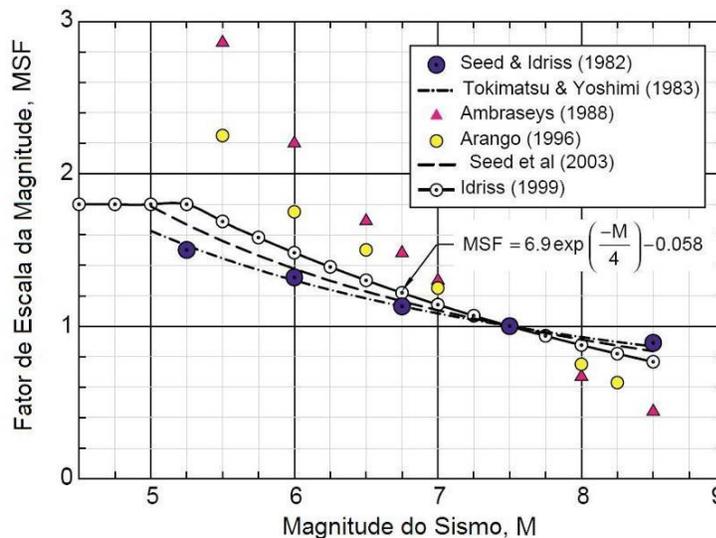


Figura 3.5 - Fator de Escala da Magnitude MSF propostos por vários pesquisadores.

As relações de Ambraseys em 1988 e Arango em 1996 apresentam valores de MSF significativamente maior para magnitudes de sismo  $M < 7$ , mas estas diferenças são particularmente atribuídas a diferenças nas relações de  $r_d$  assumidas, como descritas anteriormente.

MSF e  $r_d$  são inter-relacionadas através de sua dependência na magnitude do sismo. Por exemplo, magnitudes pequenas resultam em pequenos valores de  $r_d$  e grandes valores MSF. Conseqüentemente, derivações empíricas de MSF que se baseiam em relações  $r_d$  independentes da magnitude (isto é, Ambraseys e Arango) são juntadas ambos os efeitos da magnitude dentro do parâmetro MSF sozinho. No entanto, mesmo se as relações de MSF de Ambraseys ou Arango são usadas com seus correspondentes coeficientes de redução de tensões independentes da magnitude, acredita-se que eles produzirão resultados não conservativos para profundidades quase superficiais durante sismos de pequena magnitude ( $M \leq 6\frac{1}{2}$ ).

O valor máximo de MSF, expresso na equação 3.10 e apresentado na Figura 3.5, deriva-se do fato que a mínima duração de sismos de pequenas magnitudes correspondem a aproximadamente  $\frac{3}{4}$  de um ciclo da tensão pico.

As relações de  $r_d$  e MSF descritas nas equações 3.3 e 3.10 são recomendadas para uso na prática porque eles incorporam características básicas do comportamento identificado pelos estudos analíticos e experimentais, sem se tornar complexo ou dar uma indevida precisão.

#### 3.1.4.

#### **Correções por altas pressões de sobrecarga $K_\sigma$ e por tensões cisalhantes estáticas do depósito $K_\alpha$**

Os fatores de correção  $K_\sigma$  e  $K_\alpha$  foram desenvolvidos inicialmente por Seed (1983) para ajustar a razão de resistência cíclica (CRR) às sobrecargas estáticas e às tensões cisalhantes maiores que aquelas envolvidas no desenvolvimento do procedimento simplificado. Como já mencionado, o procedimento simplificado só é válido para lugares levemente inclinados (baixa tensão cisalhante estática) e profundidades menores que 15 metros (pressão de sobrecarga baixa). O fator de correção  $K_\sigma$  estende a razão cíclica a altas pressões de sobrecarga, assim como o fator de correção  $K_\alpha$  permite estender o procedimento simplificado para condições de taludes fortemente inclinados.

O efeito da tensão por sobrecarga sobre o CRR foi recentemente re-avaliado em alguns detalhes por Boulanger (2003) e Boulanger e Idriss (2004). Esta re-avaliação usou a teoria do estado crítico na qual um índice de parâmetro de estado ( $\xi_R$ ), como definido na Figura 3.6, foi introduzido por Boulanger (2003) como um meio prático para inter-relacionar os efeitos combinados de  $D_R$  e  $\sigma'_{v0}$  sobre CRR.

Como mostrado na Figura 3.6,  $\xi_R$  é a diferença entre a  $D_R$  atual e a  $D_R$  do estado crítico ( $D_{R,CS}$ ) para a mesma tensão normal efetiva média. A linha do estado crítico empírico na Figura 3.6 foi derivada do índice da dilatância relativa de Bolton,  $I_{RD}$ , (1986), a qual é um índice empírico que envolve os conceitos do estado crítico. O parâmetro  $Q$  determina a tensão na qual a linha do estado crítico curva abruptamente para abaixo, indicando o início significativo da trituração da partícula, e este valor depende do tipo de grão, onde  $Q \approx 10$  é empregado para quartzo e feldspato.

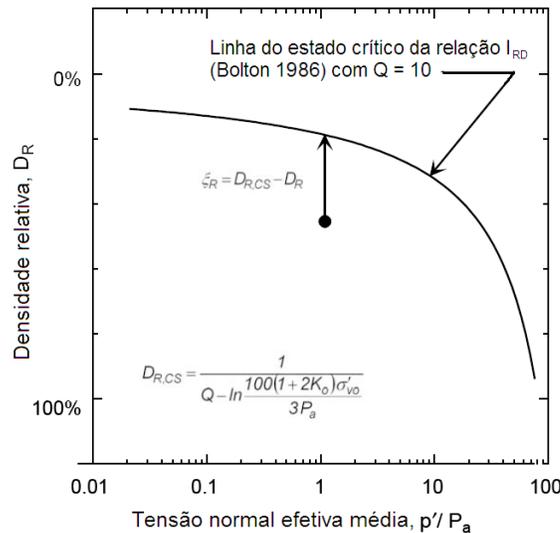


Figura 3.6 - Definição do índice do parâmetro do estado relativo (após Boulanger 2003)

Boulanger (2003) mostrou que CRR poderia ser expresso como uma única função de  $\xi_R$ , e Idriss e Boulanger (2003) mostrou que  $\xi_R$  poderia ser expresso em termos da resistência à penetração do SPT.

Uma maneira de representar os efeitos da tensão de sobrecarga sobre CRR segundo os estudos descritos acima foi através de um fator  $K_\sigma$ , a qual tem sido a aproximação padrão desde 1983 (Boulanger e Idriss, 2003):

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right) \leq 1.0 \quad (3.11)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3D_R} \leq 0.3 \quad (3.12)$$

Idriss e Boulanger (2003) re-avaliaram correlações entre  $(N_1)_{60}$ , e  $D_R$  com o propósito de avaliar a liquefação, e recomendaram a seguinte expressão para areias limpas (Seed et al., 1986):

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} = 0.15 (N_1)_{60}^{0.5} \quad (3.13)$$

Subseqüentemente o termo  $C_\sigma$  foi expresso em termos de  $(N_1)_{60}$  como:

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60}}} \quad (3.14)$$

Com  $(N_1)_{60}$  limitado ao máximo valor de 37 para cumprir  $C_\sigma \leq 0.3$ .

O valor de  $K_\sigma$  foi restringido para ser menor que 1.0, embora o valor de  $K_\sigma$  exceda 1.0 quando  $\sigma'_{vo}/P_a$  é menor que a unidade (Figura 3.7) porque a relação foi derivada de resultados de análises para  $1 < \sigma'_{vo}/P_a < 10$  e é preferível que a curva não seja controlada por estes poucos pontos para profundidades superficiais

A relação  $K_\sigma$  recomendado prove valores significativamente maiores para  $\sigma'_{vo}/P_a > 1$  em comparação com as curvas desenvolvidas por Hynes e Olsen (1998) e recomendada em Youd et al. (2001) como mostrado na Figura 3.7.

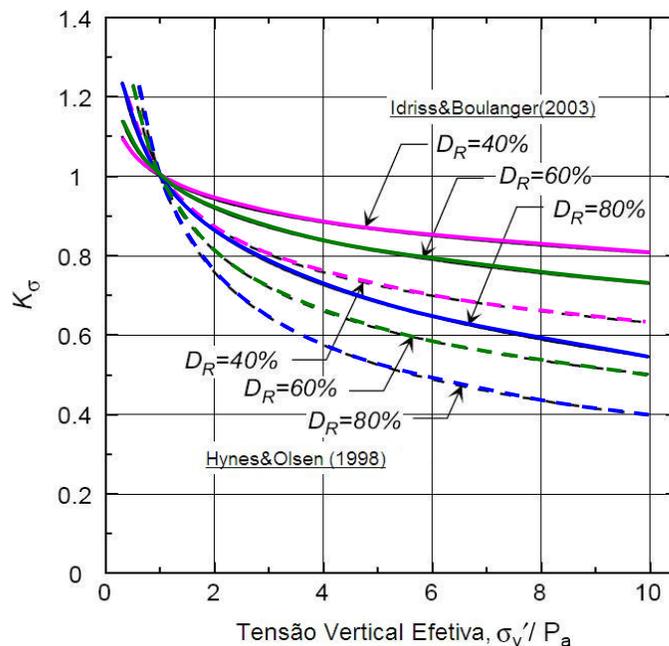


Figura 3.7 - Comparação das relações  $K_\sigma$  derivadas

Da mesma forma, uma expressão relacionando  $K_\alpha$  para  $\xi_R$  foi obtida por Idriss e Boulanger (2003):

$$K_\alpha = a + b \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (3.15a)$$

Onde:

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \exp(-\alpha) \quad (3.15b)$$

$$b = \exp(-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31 \ln(\alpha + 0.0001)) \quad (3.15c)$$

$$c = 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3 \quad (3.15d)$$

$$\alpha = \tau_s / \sigma'_{v0} \quad (3.15e)$$

Onde  $\tau_s$  é a tensão cisalhante estática e  $\sigma'_{v0}$  a tensão vertical efetiva inicial.

Usando as equações 3.15 e a Figura 3.6, pode-se substituir  $\xi_R$  em termos de  $(N_1)_{60}$ .

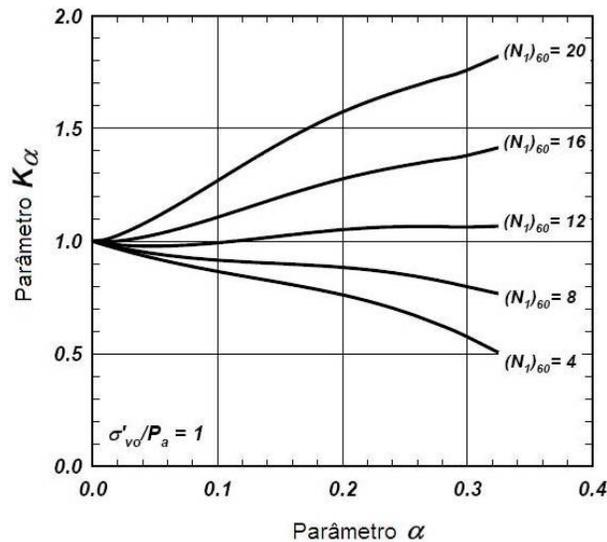


Figura 3.8 - Variações de  $K_\alpha$  com o número de golpes do SPT  $(N_1)_{60}$  para  $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$

Estas curvas deverão ser usadas com cuidado e somente por especialistas em engenharia sísmica geotécnica (NCEER).

### 3.2.

#### Modelos geotécnicos para a análise dinâmica do fenômeno de liquefação

##### 3.2.1.

#### Modelo de tensões efetivas para cálculo da liquefação - Finn & Martin 1977

A resposta dinâmica, ao menos para areias fofas a medianamente densas, saturadas, é dominado pelos efeitos do incremento das poropressões que são desenvolvidas durante um sismo. A resistência à deformação em qualquer ponto do depósito de areia é uma função das tensões efetivas as quais dependem da razão de geração e dissipação das poropressões.

Finn apresentou um método de análises de tensões efetivas para um caso restrito, mas prático, considerando um depósito de areia saturada estratificada horizontalmente, movimentando-se por ondas cisalhantes horizontais se propagando verticalmente.

O método está baseado em um grupo de leis constitutivas as quais tomam em consideração importantes fatores que afeta a resposta de areias saturadas ante um carregamento sísmico:

- Módulo cisalhante inicial in-situ.
- Variação do módulo cisalhante com a deformação cisalhante.
- Geração e dissipação das poropressões.
- Câmbios na tensão normal efetiva meia.
- Amortecimento.
- Endurecimento (Hardening)

As variações de volume e pelo tanto as poropressões desenvolvidas durante um sismo dependem das deformações cisalhantes sísmicas, e estas deformações dependem à vez das características de rigidez e amortecimento da camada da areia.

Estudos iniciais das relações tensão efetiva-deformação, Seed e Idriss, e Hardin e Drnevich, mostraram os módulos cisalhantes  $G$  como uma função da tensão normal efetiva meia e da deformação cisalhante. Em areias saturadas a desenvolvimento progressivo das poropressões durante uma excitação sísmica está continuamente diminuindo o nível das tensões efetivas e por tanto o módulo cisalhante e a resistência à deformação.

Durante o carregamento cíclico os deslizamentos entre grãos resultam em uma compactação volumétrica e em um incremento do valor de  $K_0$  (coeficiente de tensão lateral efetiva). Ambos os efeitos rigidizam à areia em contra de maior deformação. Este processo que incrementa a resistência é conhecido como endurecimento ou hardening, o qual tem sido notado em areias secas e em areias saturadas não drenadas para níveis de deformação típica de movimentos sísmicos.

Durante um sismo o depósito de areia é sujeita a um padrão de carregamento irregular que consiste em intervalos de carregamento, descarregamento e re-carregamento. A areia tem diferentes características de comportamento em cada um das diferentes fases.

### Carregamento inicial

A resposta da areia inicialmente ante um carregamento sísmico é controlado por seu estado in-situ especificado por seu módulo cisalhante  $G_{m0}$ . Este valor máximo inicial do módulo cisalhante pode ser determinado por métodos geofísicos ou por ensaios de coluna ressonante. Finn utilizou a equação de Hardin-Drnevich, a qual dá uma representação meia para módulos cisalhantes baseados em dados de ensaios numa variedade de areias.

$$\tau = \frac{G_{m0} \gamma}{1 + \frac{G_{m0}}{\tau_{m0}} \gamma} \quad (3.16)$$

Onde:

- $\tau$  Tensão cisalhante a uma amplitude de cisalhante  $\gamma$
- $G_{m0}$  Módulo tangente máximo inicial
- $\tau_{m0}$  Tensão cisalhante máxima que pode ser aplicado na areia no estado inicial sem falha.
- $\gamma$  Amplitude da deformação cisalhante para o ciclo atual.

$$G_{m0} = 14,760 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \left( \frac{1 + 2K_0}{3} \right)^{1/2} \sqrt{\sigma'_v} \quad \text{psf} \quad (3.17)$$

$$\tau_{m0} = \left[ \left( \frac{1 + K_0}{2} \sin \phi' \right)^2 - \left( \frac{1 - K_0}{2} \right)^2 \right]^{1/2} \sigma'_v \quad \text{psf} \quad (3.18)$$

Onde:

- $e$  Razão de vazios (valor máx. 2)
- $\sigma'_v$  Tensão vertical efetiva
- $K_0$  Coeficiente de pressão de solos
- $\phi'$  ângulo efetivo da resistência cisalhante

### Descarregamento e re-carregamento

Se o reverso do carregamento ocorre a  $(\gamma_r, \tau_r)$  então a equação da curva tensão-deformação durante a etapa de descarregamento ou re-carregamento para o ponto de reverso é assumido como:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2}\right) \Rightarrow \frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{\frac{G_{mn}(\gamma - \gamma_r)}{2}}{1 + \frac{G_{mn}(\gamma - \gamma_r)}{2\tau_{mn}}} \quad (3.19)$$

Onde:

- $\tau_r$  Tensão cisalhante no último carregamento de reverso da curva tensão-deformação,
- $\gamma_r$  Deformação cisalhante no último carregamento de reverso da curva tensão-deformação,
- $G_{mn}$  Módulo cisalhante máximo,
- $\tau_{mn}$  Tensão cisalhante máximo.

### 3.2.1.1. Efeitos do endurecimento e poropressões

Em geral, tem-se observado em laboratório em ensaios típicos de cisalhamento simples com deformações cíclicas que, a maior alteração de volume em areias secas ou o maior incremento de poropressões em areias saturadas não drenadas, ocorre durante o processo de descarregamento. Então as modificações à curva de tensão-deformação para tomar em conta o endurecimento e poropressões são feitas somente durante a fase de descarregamento.

#### Endurecimento ou “Hardening”

As equações 3.20 e 3.21 determinam o módulo cisalhante  $G_{mn}$  e a tensão cisalhante máximo  $\tau_{mn}$  em qualquer ciclo de carregamento, em termos dos valores iniciais  $G_{m0}$  e  $\tau_{m0}$  e um parâmetro que mede a quantidade de endurecimento que tem ocorrido devido a carregamentos cíclicos prévios.

$$G_{mn} = G_{m0} \left( 1 + \frac{\epsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \epsilon_{vd}} \right) \quad (3.20)$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m0} \left( 1 + \frac{\epsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \epsilon_{vd}} \right) \quad (3.21)$$

Onde:

- $\epsilon_{vd}$  Deformação volumétrica acumulada

$H_1, H_2, H_3, H_4$  Constantes determinadas ajustando as equações 3.20 e 3.21 a os resultados do ensaio de carregamento cíclico a deformação constante usando um aparato de cisalhamento simples. (Como apresentado na Figura 3.9).

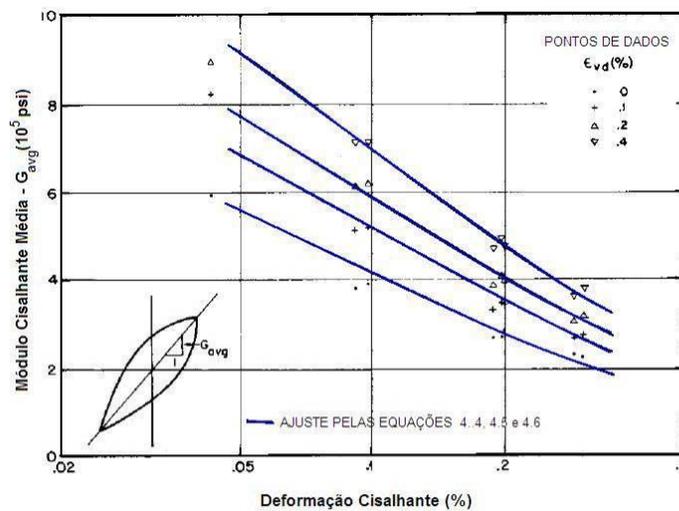


Figura 3.9 - Módulo Cisalhante médio a vários valores de Deformação Volumétrica.

A Figura 3.10 mostra uma comparação entre relações tensão-deformação experimental num cisalhamento simples e estas previstas pela teoria para o segundo e quarto ciclo de carregamento Finn et al. (1976). Pode-se apreciar uma boa comparação entre as duas curvas experimental e teórica.

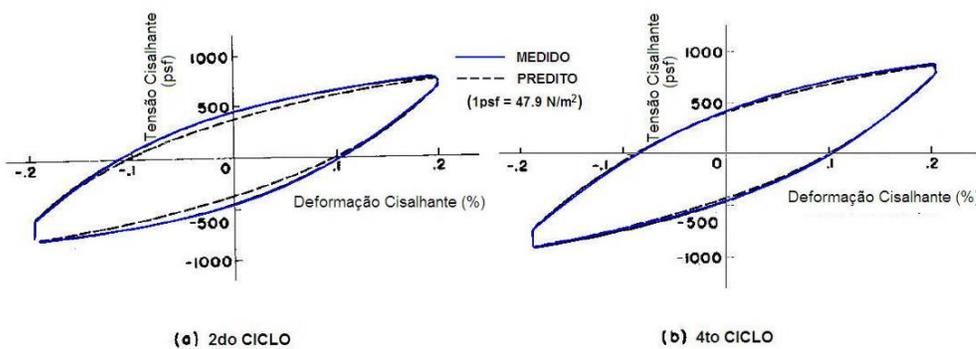


Figura 3.10 - Comparação entre as curvas Tensão-Deformação predita e medida.

### Geração de poropressões

Durante um teste de cisalhamento simples drenado numa areia de volume unitário e porosidade  $n_p$ , um ciclo de deformação cisalhante  $\gamma$  causa um incremento da deformação por compactação volumétrica  $\Delta\epsilon_{vd}$ , devido ao deslizamento dos grãos. Durante uma prova de cisalhamento não drenada com o

mesmo sistema de tensões efetivas, ciclo de deformação cisalhante  $\gamma$ , causa incrementos em poropressões  $\Delta u$ .

$$\Delta u = \frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\frac{1}{\bar{E}_r} + \frac{n_p}{K_w}} \quad (3.22)$$

Onde:

- $E_r$  Módulo unidimensional da areia a tensão cisalhante  $\sigma'_c$ .  
 $K_w$  Módulo de deformação volumétrica da água.

Para areias saturadas  $K_w \gg E_r$ , então

$$\Delta u = \bar{E}_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad (3.23)$$

Sob condições de cisalhamento simples, o incremento da deformação volumétrica  $\Delta \varepsilon_{vd}$ , esta em função da deformação volumétrica acumulada,  $\varepsilon_{vd}$ , e a amplitude do ciclo de deformação cisalhante,  $\gamma$ , e é expressa da seguinte forma:

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad (3.24)$$

Onde:

- $\Delta \varepsilon_{vd}$  Incremento da deformação volumétrica no ciclo atual,  
 $\gamma$  Amplitude da deformação cisalhante para o ciclo atual,  
 $\varepsilon_{vd}$  deformação volumétrica que ocorre no ciclo prévio,  
 $C_1$  até  $C_4$  são constantes que dependem do tipo da areia e sua densidade relativa.

Estas constantes foram avaliadas por Finn segundo os dados mostrados na Figura 3.12. A constante  $C_1$  é avaliada para  $\varepsilon_{vd} = 0$ , em tanto as constantes restantes podem ser calculadas selecionando três pontos sobre outro contorno constante de  $\varepsilon_{vd}$ , substituindo os valores de  $\gamma$  na equação 3.24 e resolvendo as três equações simultâneas.

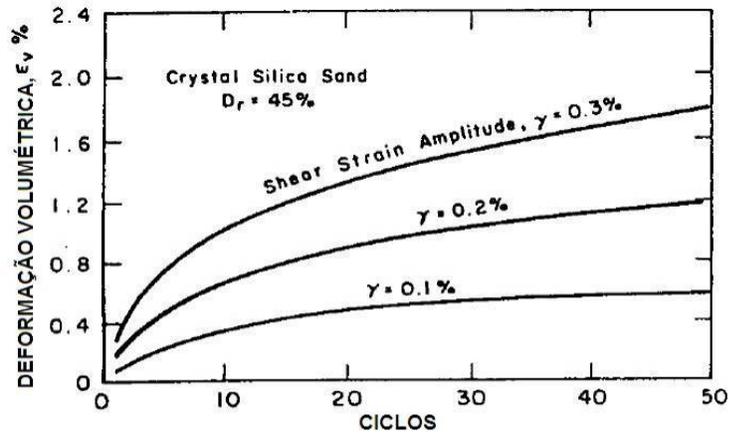


Figura 3.11 - Curva Deformação Volumétrica para ensaios de Cisalhamento Cíclico a Amplitude de Deformação Constante (Martin et al., 1975)

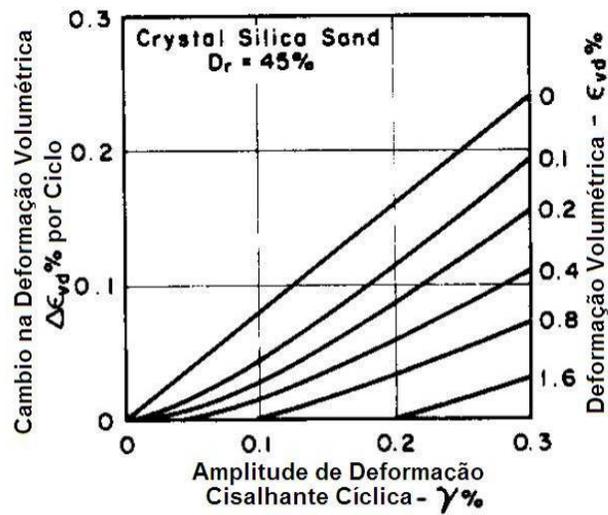


Figura 3.12 - Curva de Deformação Volumétrica Incremental (Martin et al., 1975)

Segundo o dito, Finn e Martin encontraram os valores de  $C_1=0.80$ ,  $C_2=0.79$ ,  $C_3=0.45$  e  $C_4=0.73$  para cada constante.

Uma expressão analítica para o módulo  $E_r$ , para um nível de tensão efetiva  $\sigma'_v$ , é dado por:

$$\bar{E}_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{mK_2} (\sigma'_{v0})^{n-m} \quad (3.25)$$

Onde:

$\sigma'_{v0}$  valor inicial da tensão efetiva.

$K_2, m, n$  constantes experimentais para a areia dada.

O incremento das poropressões,  $\Delta u$ , calculado segundo a equação 3.23, durante um ciclo de carregamento dado, está distribuído na porção de descarregamento do ciclo de carga, com máxima deformação cisalhante,  $\gamma$ , e o módulo cisalhante atual é modificado progressivamente para tensões efetivas em cada intervalo de tempo,  $\Delta t$ , ao igual que as tensões cisalhantes.

Finalmente, para areias saturadas, o máximo módulo cisalhante,  $G_{mn}$ , e a máxima tensão cisalhante permissível,  $\tau_{mn}$ , para o ciclo nth de carregamento, são relacionados com os valores iniciais por

$$G_{mn} = G_{m0} \left( 1 + \frac{\epsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \epsilon_{vd}} \right) \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)^{1/2} \quad (3.26)$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m0} \left( 1 + \frac{\epsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \epsilon_{vd}} \right) \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (3.27)$$

Onde:

$\sigma'_{v0}$  tensão vertical efetiva inicial

$\sigma'_v$  tensão vertical efetiva no início do nth ciclo.

Estas equações nos permitem calcular o módulo de cisalhamento máximo e tensões de cisalhamento compatível com a quantidade de endurecimento  $q$  podem ocorrer e o valor atual das poropressões.

Finalmente, estas equações são usadas para predizer o ciclo de razão de tensão cisalhante,  $\tau/\sigma'_{v0}$ , para causar a liquefação em areia cristal sílice saturada em provas de cisalhamento simples cíclico em volume constante.

### 3.2.2.

#### Modelo acoplado volume-cisalhamento cíclico e poropressões para areias - Byrne 1991

A modificação feita por Byrne em 1991, sobre a teoria desenvolvida por Finn e Martin (1977) calcula o módulo cisalhante máximo  $G_{max}$ , segundo a equação proposta por Seed e Idriss (1970).

$$G_{m\acute{a}x} = 21.7 (K_2)_{max} P_a \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{0.5} \quad (3.28)$$

Onde:

$G_{m\acute{a}x}$  Máximo módulo cisalhante (pequena deformação), em kPa,

- $(K_2)_{\max}$  Número do módulo cisalhante (Seed e Idriss, 1970), depende da densidade relativa ou do valor  $(N_1)_{60}$  da areia
- $P_a$  1 pressão atmosférica (101.325 kPa),
- $\sigma'_m$  Tensão média normal, em kPa.

Seed e Idriss (1970) indicaram que  $(K_2)_{\max}$  pode ser expressa em função da  $D_r$  pela seguinte equação:

$$(K_2)_{\max} = 3.5 (D_r)^{2/3} \quad (3.29a)$$

Na qual  $D_r$  esta em %, e expressando em termos do  $(N_1)_{60}$ , (equação 3.13):

$$(K_2)_{\max} = 20 (N_1)_{60}^{1/3} \quad (3.29b)$$

O módulo cisalhante tangente reduzido para um elemento base é calculado baseado na magnitude da deformação cisalhante que já tem ocorrido. Esta redução do módulo cisalhante foi avaliada usando a formulação tipo hiperbólica da deformação – tensão aplicada a um caso de cisalhamento simples (Pyke, 1979) onde a tensão cisalhante,  $\tau$ , é relacionado com a deformação cisalhante  $\gamma$ , dada pela equação 3.19, dada anteriormente.

O módulo de deformação volumétrica,  $B$ , foi calculado do módulo de cisalhamento máximo:

$$B = \frac{2G_{\max}(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad (3.30)$$

Onde:

- $G_{\max}$  Máximo módulo cisalhante, e
- $\nu$  Razão de Poisson dos Solos

O módulo de deformação volumétrica  $B$ , calculado como descrito na equação anterior é representativo do solo num estado drenado. Para um modelo de comportamento não drenado de solos saturados, o módulo de deformação volumétrica da água,  $B_w$ , é ingressado para ser usado junto com o módulo cisalhante e o módulo de deformação volumétrica drenado dos solos.

Byrne (1991) apresentou uma gráfica alternativa da gráfica da Figura 3.11 apresentada por Finn e Martin (1977) mostrada na Figura 3.13, na qual o incremento da deformação volumétrica por ciclo,  $\Delta\epsilon_{vd}$ , é ploteada versus a

deformação volumétrica acumulada,  $\epsilon_{vd}$ , para os três níveis de deformação cisalhante.

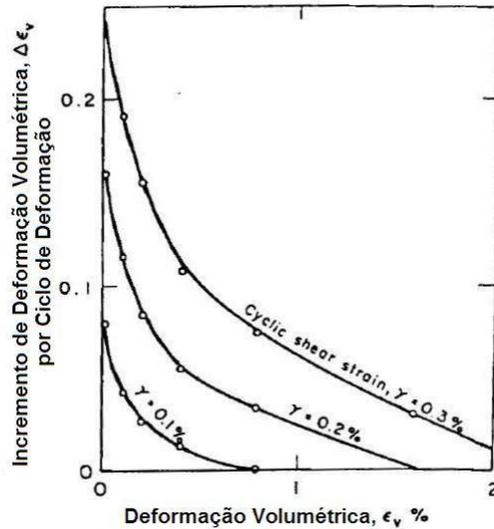


Figura 3.13 - Curva Alternativa da Deformação Volumétrica dos dados de Martin, 1977

Adicionalmente, apresentou outra curva, Figura 3.14, na qual divide os eixos da Figura 3.13 pela deformação cisalhante. Nessa Figura 3.14, observou que as três curvas da Figura 3.13 colapsam numa única curva que pode ser representada por:

$$\frac{\Delta\epsilon_v}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \left(\frac{\epsilon_v}{\gamma}\right)\right) \quad (3.31)$$

Onde:

$\Delta\epsilon_v$  Incremento da deformação volumétrica que acontece no ciclo atual,

$\epsilon_v$  Deformação volumétrica acumulada para ciclos prévios,

$\gamma$  Amplitude da deformação cisalhante para o ciclo atual, e

$C_1$  e  $C_2$  Constantes dependentes do comportamento da deformação volumétrica da areia.

A deformação volumétrica estimada usando esta equação foi aplicada como incrementos na deformação normal para elementos saturado, como previamente descrito acima, resulta em incrementos da poropressão.

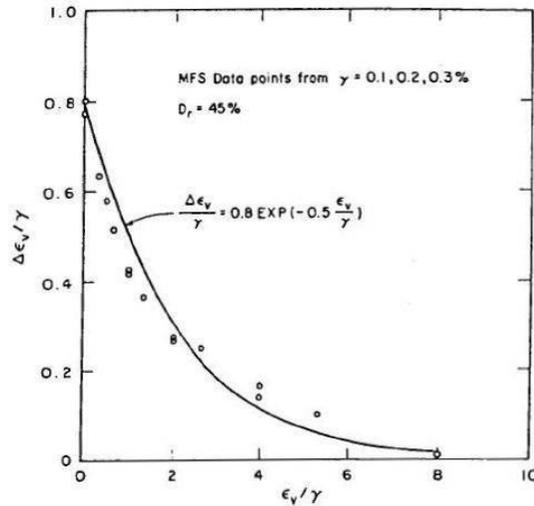


Figura 3.14 - Deformação Volumétrica Incremental Normalizada

De acordo com Byrne (1991), a constante  $C_1$  na equação 3.31 controla a quantidade do incremento de deformação volumétrica e  $C_2$  controla a forma da curva de deformação volumétrica. Estas constantes são estimadas dos dados de deformação volumétrica obtidas de testes de cisalhamento simples cíclicos na areia particular de interes. Quando tais dados não são disponíveis Byrne (1991) indica que as constantes podem ser estimadas usando estas equações:

$$C_1 = 7600 (D_R)^{-2.5} \quad (3.32a)$$

$$C_2 = 0.4 / C_1 \quad (3.33)$$

Onde:

$D_R$  Densidade relativa dos solos em porcentagem

Segundo a equação de Idriss e Boulanger (2003) para correlacionar  $(N_1)_{60}$  e  $D_R$  (equação 3.13) a equação para  $C_1$  fica:

$$C_1 = 8.7 (N_1)_{60}^{-1.25} \quad (3.32b)$$

### 3.2.3.

#### Modelo UBCSAND – Byrne, 1995

O mais simples e realístico modelo para solos é o clássico modelo elástico-plástico de Mohr-Coulomb como apresentado na Figura 3.15. Solos são modelados como elásticos debaixo da envoltória de resistência e plástico sobre a envoltória de resistência com incrementos de deformações cisalhantes plásticas e

volumétricas relacionadas pelo ângulo de dilatação,  $\psi$ . Este modelo é muito simples para solos devido que as deformações plásticas também ocorrem para estados de tensões por debaixo da envoltória de resistência. O modelo tensão-deformação do UBCSAND modifica o modelo de Mohr-Coulomb para capturar as deformações plásticas que ocorrem em toda a etapa de carregamento.

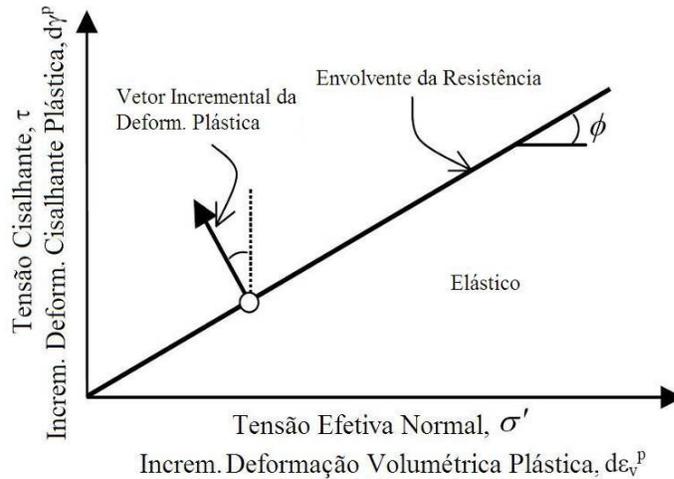


Figura 3.15 - Modelo Clássico de Mohr-Coulomb

O modelo UBCSAND foi desenvolvido pelo Professor Peter M. Byrne e seus colegas da Universidade da British Columbia, Vancouver, Canadá (Byrne et al., 1995; Beaty & Byrne, 1998; Byrne et al., 2004a), e é capaz de simular o comportamento tensão-deformação do solo sob carregamento estático ou cíclico para condições drenadas ou não drenadas usando uma formulação elásto-plástico, onde o módulo cisalhante tem componentes elásticas e plásticas.

O ponto de escoamento é suposto ser uma linha radial de razão de tensão constante como mostrado na Figura 3.16. O descarregamento é suposto elástico. Re-carregamento induz resposta plástica, mas com um módulo de cisalhamento plástico rigidizado.

A característica fundamental do UBCSAND é a simplicidade e a robustez para propósitos práticos. No entanto, não considera o descarregamento como plástico nem o efeito da rotação das tensões principais associadas com cisalhamento simples com diferentes  $K$ . Um modelo melhorado do UBCSAND foi implementado por Park (2005), chamado de UBCSAND2, o qual combina um modelo convencional de plasticidade com um modelo de tensões planas multi-laminar baseado em muitos planos mobilizados ou de contacto.

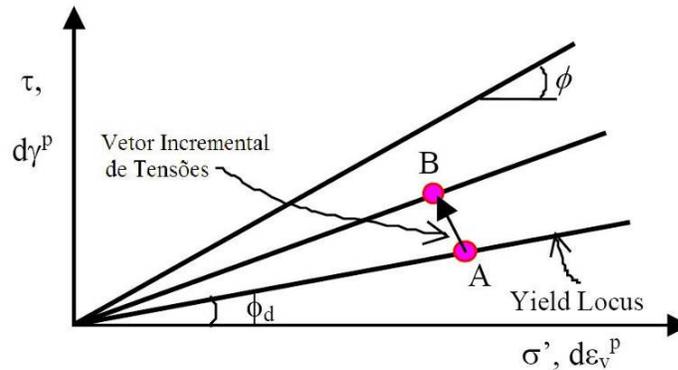


Figura 3.16 - Modelo UBCSAND

O comportamento mecânico é calculado considerando o estado de tensões em dois planos mobilizados, um plano de máximas tensões cisalhantes, o qual rota ou oscila como a direção das tensões principais rota, e um plano horizontal o qual é espacialmente fixado. Este novo modelo captura o comportamento complexo do esqueleto durante um carregamento cíclico incluindo rotação das tensões principais e os efeitos do descarregamento plástico. Foram validados para condições de deformação plana e é relativamente simples para ser usado em problemas de desenho práticos já que envolve uns poucos parâmetros que podem ser obtidos de testes de penetração in situ ou de testes de laboratório. Lamentavelmente este último modelo UBCSAND2 não foi possível ser usada nesta pesquisa por não contar ainda com a rotina de programação.

### 3.2.3.1. Comportamento elástico

A relação de tensão-deformação elástica numa forma incremental é expressa pela lei de Hooke de deformação plana. Muitos problemas geotécnicos tais como túneis, barragens, taludes e muros de retenção são analisados como uma condição de deformação plana. A lei do Hooke foi formulada em termos do módulo de Young,  $E$ , e a razão de Poisson,  $\nu$ . Porém, é mais fundamental o uso do módulo cisalhante elástico  $G$ , e o módulo de deformação volumétrica,  $B$ , os quais dividem a deformação elástica: na parte cisalhante e numa parte volumétrica, respectivamente. A componente elástica da resposta é assumida para ser isotrópica, e especificada para um módulo cisalhante  $G$  e um módulo de deformação volumétrica  $B$  que são dependentes do nível de tensões.

### Módulo cisalhante elástico

O módulo cisalhante elástico  $G^e$  é freqüentemente estimado da velocidade de onda cisalhante ou através de correlações com a resistência à penetração.  $G^e$  pode ser expressa como uma modificação da correlação de Seed et al. (1986):

$$G^e = k_G^e P_a \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{n_e} \quad (3.34)$$

Onde:

- $P_a$  Pressão atmosférica (100 kPa)
- $\sigma'_m$  Tensão de confinamento efetivo médio definido como  $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
- $n_e$  Expoente do módulos cisalhante elástico que varia entre 0.4 e 0.6, e pode ser tomado aproximadamente como 0.5 (Byrne et al. 2004a)
- $k_G^e$  Número do módulo cisalhante elástico que depende da densidade da areia.  
Varia de 500 para areias fofas até 2000 para areias densas.

O valor de  $K$  pode ser obtido diretamente da velocidade de onda cisalhante ou testes de coluna, ou indiretamente de relações empíricas. Baseado em Seed e Idriss (1970),  $k_G^e$  pode ser relacionado com  $K_{2max}$  como segue:

$$k_G^e = 21.7 (K_{2max}) \quad (3.35)$$

Onde  $K_{2max}$  é uma função de  $(N_1)_{60}$  e Seed et al. (1986) sugere  $K_{2max} = 20(N_1)_{60}^{1/3}$ .

### Módulo de deformação volumétrica elástico

Uma medida do módulo de deformação volumétrica elástico é usando medidas de alta qualidade da resposta volumétrica durante descarregamento. Alternativamente, o módulo de deformação volumétrica elástico  $B$  pode ser obtido indiretamente do módulo de cisalhamento elástico  $G$  como uma função da razão de Poisson,  $\nu$ .

$$B^e = k_B^e P_a \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{m_e} \quad (3.36a)$$

ou

$$B^e = \alpha_B G^e \quad (3.36b)$$

Onde

$m_e$  Exponente do módulos de deformação volumétrica elástico, pode ser igual a  $n_e = 0.5$ .

$k_B^e$  Número do módulo de deformação volumétrica elástico.

$$k_B^e = \alpha_B k_G^e \quad (3.37)$$

$$\alpha_B = \left( \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \right) \quad (3.38)$$

Como  $\nu$  varia num intervalo de 0.0 a 0.2,  $\alpha_B$  varia entre 2/3 e 3/4. Os valores geralmente assumidos para  $\alpha_B$  são 0.7 ou a unidade.

### 3.2.3.2. Módulo cisalhante plástico

O módulo de cisalhamento plástico tangente,  $G^p$ , relaciona as tensões cisalhantes e as deformações cisalhantes plásticas com a razão de tensões como mostrado na Figura 3.17. Movimentando a localização do início do escoamento de A para B na Figura 3.16 requer um incremento de deformação cisalhante plástica,  $\Delta\gamma^p$ , como mostrado na Figura 3.17, e é controlado pelo módulo de cisalhamento plástico.

O  $G^p$  decresce gradualmente de seu valor máximo a deformações muito pequenas,  $G_{\max}^p$ , e pode ser calculado usando uma relação hiperbólica formulada como:

$$G^p = G_{\max}^p \left( 1 - R_f \frac{\eta}{\eta_f} \right)^2 \quad (3.39)$$

Onde:

$R_f$  Razão de falha e é igual à razão das tensões na falha,  $n_f$ , dividida pela razão de tensões última para a melhor aproximação hiperbólica para os dados da tensão-deformação dos solos. É sempre menor que a unidade, e os valores de  $R_f=0.99$  e  $R_f=0.92$

foram usados para testes de cisalhamento simples direto cíclicos e monotônicos, respectivamente (Park 2006, nas areias de Fraser River).

- $\eta$  Razão de tensões no plano da tensão de cisalhamento máxima,  
 $\eta_f$  Razão de tensões no plano de falha e igual à  $\text{Sen}\phi_f$ , onde  $\phi_f$  é o ângulo de atrito pico.  
 $G_{\max}^p$  O módulo cisalhante plástico máximo pode ser calculado da seguinte maneira:

$$G^p = k_G^p P_a \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{np} \quad (3.40)$$

Onde

- $np$  é o expoente do módulo cisalhante plástico, varia entre 0.4 e 0.5  
 $k_G^p$  é um número do módulo cisalhante plástico, o qual é adimensional e dependente da densidade do solo. Segundo os modelagens feitos na areia Nevada (Byrne et al. 2004a) a diferentes densidades, encontraram uma relação de  $k_G^p$  com  $k_G^e$  segundo:

$$k_G^p \approx 4.2 (D_r)^4 \cdot k_G^e + 100 \quad (3.41)$$

$D_r$  é expressa em fração

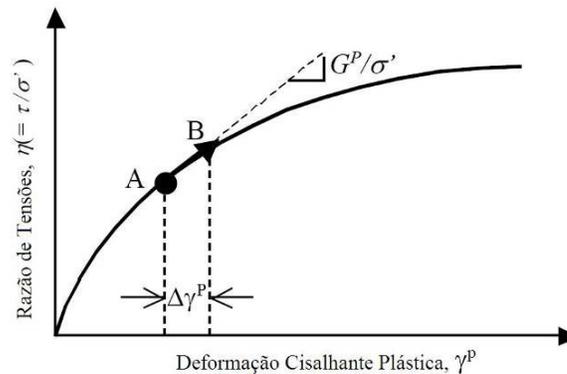


Figura 3.17 - Relação Hiperbólica Tensão-Deformação

### 3.2.3.3. Incremento da deformação cisalhante e volumétrica plástica

Os incrementos da deformação cisalhante plástica,  $\gamma^p$ , são calculados do módulo cisalhante plástico e dos incrementos na tensão de confinamento efetiva que ocorre. Os incrementos da deformação volumétrica plástica,  $\Delta\varepsilon_v^p$ , são calculados usando os incrementos da deformação cisalhante plástica,  $\gamma^p$ , e o ângulo de dilatação,  $\psi$ :

$$\Delta\varepsilon_v^p = \Delta\gamma^p \cdot \text{Sen}\psi \quad (3.42)$$

O ângulo de dilatação está baseado nos dados de laboratório e considerações de energia e é aproximado por:

$$\text{Sen}\psi = (\text{Sen}\phi_d - \text{Sen}\phi_{cv}) \quad (3.43)$$

Onde

$\phi_{cv}$  Ângulo de atrito a volume constante ou ângulo da fase de transformação, e

$\phi_d$  Ângulo de atrito desenvolvido, descreve a atual localização do escoamento.

Um valor negativo de  $\psi$  corresponde à contração. A contração ocorre para estado de tensões debaixo de  $\phi_{cv}$  e a dilatação acima, como mostrada na Figura 3.18.

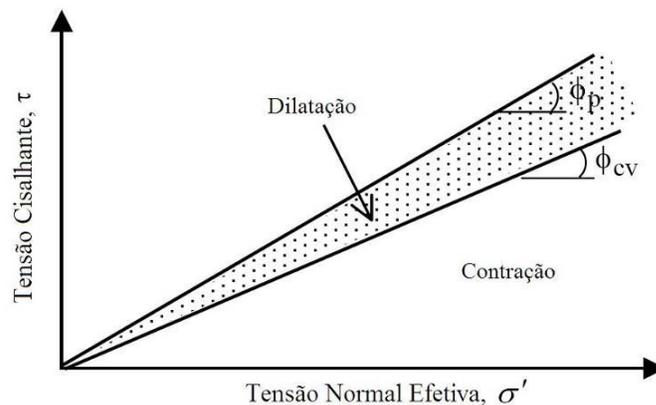


Figura 3.18 - Zona de contração e dilatação por cisalhamento induzido

A posição da localização do escoamento  $\phi_d$  é conhecida para cada elemento ao início para cada passo de tempo. Se a razão de tensões incrementa e a deformação plástica é prevista, então a localização do escoamento para aquele

elemento é incrementado por uma quantidade  $\Delta\phi_d$  como dado pela equação 3.44. O descarregamento da razão de tensões é considerado elástico. Sob recarregamento, a localização do escoamento é inicializada para a razão de tensões correspondente ao ponto de tensão reversa.

$$\Delta(\text{Sen}\phi_d) = \left( \frac{G^p}{\sigma'_m} \right) \cdot \Delta\gamma^p \quad (3.44)$$

A resposta da areia é controlada pelo comportamento do esqueleto. Um fluido (mistura de água e ar) nos poros da areia atua como uma restrição volumétrica sobre o esqueleto se a drenagem é cortada. É esta restrição que causa o incremento das poropressões que pode levar à liquefação. Desde que o esqueleto ou o comportamento drenado é apropriadamente modelado sob condições de carregamento cíclico ou monotônico, e a rigidez do fluido dos poros ( $B_f$ ) e a drenagem são contabilizados, a resposta à liquefação pode ser predita. Este é o conceito incorporado no UBCSAND. Os parâmetros elásticos e plásticos são altamente dependentes da densidade relativa, a qual deverá ser considerada em qualquer modelo de calibração. Estes parâmetros podem ser selecionados por calibração como dados de testes de laboratório. A resposta do modelo pode também ser comparada com uma base de dados de campo considerável de ativação da liquefação sob carregamento sísmico. Esta base de dados deve ser em termos de resistência à penetração, tipicamente de testes de penetração do cone (CPT) ou penetração estandar (SPT). Uma relação comum entre valores de  $(N_1)_{60}$  do SPT e a razão de tensões cíclicas que ativa a liquefação para sismos de magnitudes de 7.5 é dado por Youd et al. (2001).

#### **3.2.3.4. Ângulo de atrito pico**

Embora ensaios de laboratório sejam preferíveis, muitos dados empíricos são disponíveis para o ângulo de atrito pico. Kulhawy e Mayne (1990) têm compilado relações comumente usadas no manual Instituto de Investigação da Potência Elétrica (EPRI) sobre projetos de fundações. A seleção do ângulo de atrito pico  $\phi_f$  deverá considerar os efeitos da densidade relativa e o nível de tensões. Porém, para propósitos de simplicidade do modelo,  $\phi_f$  foi considerado para depender só da densidade relativa e, segundo a calibração feita pela

UBCSAND na areia de Nevada e na areia Fraser (Byrne, pessoal de comunicação, 2004), esta dado por:

$$\phi_f = \phi_{cv} + 11.4 (D_r)^2 \quad (3.45)$$

O ângulo de atrito pico,  $\phi_f$ , pode não ser o mesmo em carregamento não drenado devido à restrição dos fluidos dos poros alterando a trajetória de tensões entre carregamento drenado e não drenado. Nesta análise se considerou que será o mesmo para ambas as condições drenadas e não drenada, e igual aos obtidos dos testes de laboratório.

### 3.2.3.5. Ângulo de atrito a volume constante

O ângulo de atrito a volume constante,  $\phi_{cv}$ , tem sido observado para ser uma única propriedade, e é razoavelmente assumido para estar entre 32 e 33 graus de acordo aos dados de laboratório de Chern, 1985; Negussey et al., 1988; Thomas, 1992. O  $\phi_{cv}$  pode ser assumido para ser o mesmo para condições drenadas e não drenadas. O valor de  $\phi_{cv}$  foi observado que é igual ao ângulo de atrito na fase de transformação sob carregamento não drenado (Negussey et al., 1988). O ângulo de atrito no estado da fase de transformação aparece como único para uma areia dada sem levar em consideração a tensão de confinamento e a densidade relativa (Chern, 1985; Chung, 1985). Nesta análise foi usada a equação 3.45 (Byrne, 2004), tendo como dados o ângulo de atrito pico (dos testes de laboratório reportados nos relatórios prévios) e a densidade relativa expressa como valores de  $(N_1)_{60}$  do SPT (dos relatórios) segundo a equação 3.13.

$$\phi_{cv} = \phi_f - (N_1)_{60} / 4 \quad (3.46)$$

### 3.2.3.6. Parâmetro de forma de endurecimento cíclico, $C_h$

$H_c$  é usado para endurecer os incrementos de deformação volumétrica plástica durante o carregamento cíclico e é dado por:

$$H_c = EXP\left(-C_h \frac{\epsilon_v^p}{\gamma^*}\right) \quad (3.47)$$

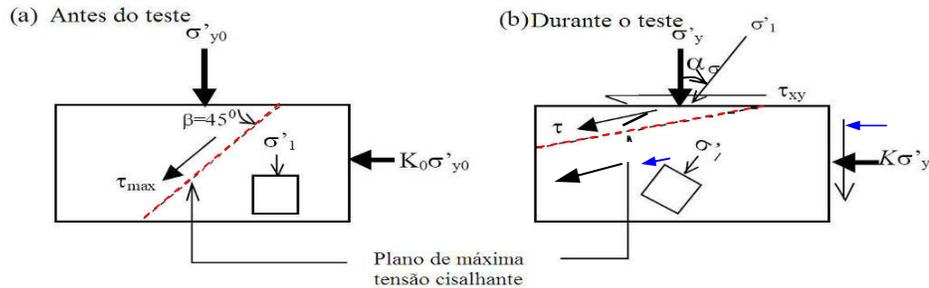
$C_h$ , é designado como parâmetro de forma de endurecimento cíclico, é requerido na função de endurecimento cíclico  $H_c$ . Isto determina a forma de endurecimento e é obtido por ajuste dos dados. Para carregamentos monotônicos,  $C_h$  é zero já que não ocorre carregamento cíclico.  $C_h$  incrementa com a densidade relativa e intervalos entre 1.0 e 2.0 para areias fofas a meios densas (isto é,  $D_r = 40-50\%$ ).

### 3.2.3.7. Limitações do modelo UBCSAND

O UBCSAND é um simples modelo constitutivo plástico baseado em tensões efetivas para avaliar a liquefação dos solos. O procedimento de tensões efetivas do UBCSAND é uma aproximação plástica totalmente acoplada às tensões e fluxo na qual a contração e a dilatação do esqueleto induzidas pelo cisalhamento induzem características de resposta de pré e pós-liquefação. O esqueleto do solo controla a resposta, e o efeito do fluido dos poros é meramente controlar a rigidez de deformação volumétrica e o volume do esqueleto. O modelo UBCSAND é válido na condição de deformação plana por emular a condição de carregamento por cisalhamento simples similar ao carregamento sísmico e tem sido aplicado com sucesso à modelagem segundo o observado em vários testes na centrífuga. (Byrne et al., 2004a, 2004b; Yang et al., 2004a).

O efeito da rotação das tensões principais num teste de cisalhamento simples depende muito do estado inicial de tensões. Se existe um estado de tensões onde  $K (= \sigma'_h / \sigma'_v) = 1.0$ , então o plano horizontal se torna no plano de máxima tensão cisalhante tão logo qualquer tensão cisalhante horizontal é aplicada. Neste caso, o plano de máxima tensão cisalhante é horizontal e essencialmente permanece invariável para manter parte do carregamento, e não há efeitos de rotação. A teoria clássica da plasticidade com um único plano simula esta condição muito bem. Num teste de cisalhamento simples, os espécimes são tipicamente adensados sob condições de  $K_0$  (isto é,  $K = \sigma'_h / \sigma'_v = K_0$ ). Note que a tensão horizontal  $\sigma'_h$  e a tensão vertical  $\sigma'_v$  são iguais a  $\sigma'_x$  e  $\sigma'_y$ , respectivamente. Por exemplo, se  $K=0.5$ , então a maior tensão de cisalhamento atua num plano a 45 graus (é dizer, plano  $\beta = 45^\circ$  na Figura 3.19(a)). Como a tensão cisalhante horizontal é aplicada, o plano de tensão de cisalhamento máximo gradualmente

rota e se torna aproximadamente horizontal na falha (Roscoe, 1970). Pelo tanto, há uma rotação gradual da tensão principal durante o processo de carregamento. A teoria clássica de plasticidade com um único plano não pode capturar a resposta observada neste caso.



Nota: (a) representa o espécime adensado  $K_0$  antes do carregamento cíclico; (b)  $K = \sigma'_x / \sigma'_y$

Figura 3.19 - Teste de Cisalhamento Simples sob condição adensada  $K_0$

Como um exemplo, o UBCSAND calculou dois condições de  $K$  (para 0.5 e 1.0) com a mesma tensão vertical inicial (100 kPa), e foram comparados com o comportamento monotônico drenado da areia fofa do Fraser River na Figura 3.20. Presume-se que amostras para testes de cisalhamento simples são consolidados sob  $K=K_0=0.5$  salvo indicação contrária. A predição baseada em  $K_0=0.5$  da um comportamento mais rígido o qual não é consistente como o comportamento observado.

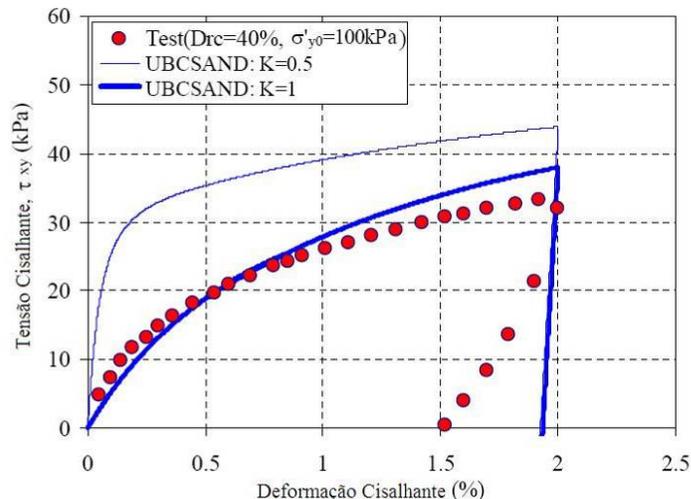


Figura 3.20 - Resultados numéricos e experimentais do comportamento drenado monotônico da areia fofa do Fraser River (Sriskandakumar, 2004)

Quando só um plano de tensões máximas é considerado, o incremento da tensão cisalhante inicial sobre um plano horizontal ( $\tau_{xy}$ ) não causa nenhuma deformação cisalhante plástica significativa sobre o plano de cisalhamento máximo

quando  $K=0.5$  (é dizer, plano  $\beta = 45^\circ$  na Figura 3.19(a)). Pelo tanto, o espécime adensado para  $K=0.5$  predissera uma resposta mais rígida que para o estado  $K=1.0$  como mostrado na Figura 3.20.

Em conclusão, inicialmente uma resposta elástica do material é prevista quando  $K$  é 0.5, e pelo apresentado, o Modelo UBCSAND baseado num único plano de tensão cisalhante máxima, não pode capturar o  $K_0$ -adensado (isto é,  $K=0.5$ ) de espécimes de testes de cisalhamento simples.

Para condições de cisalhamento simples, a resposta predita da teoria clássica de plasticidade será muito rígida se só o plano de cisalhamento máximo é considerado. Incluindo os incrementos da deformação plástica do plano horizontal se pode predisser uma resposta mais mole em concordância com a resposta observada na realidade.

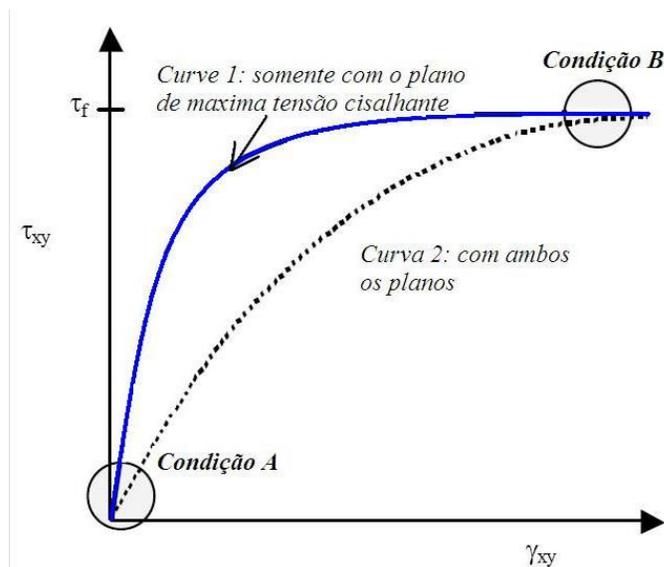


Figura 3.21 - Curva tensão-deformação cisalhante usando dois planos mobilizados sob condição  $K_0$

Além disso, significantes deformações plásticas sempre ocorrem durante a fase de carregamento reverso, e o UBCSAND não pode predisser tal comportamento. O modelo UBCSAND sobre predize a área do loop associado com o carregamento cíclico, e, por conseguinte sobre predize o amortecimento.