

### 3

## Liquefação e Pós-Liquefação Dinâmica em Solos Saturados

### 3.1

#### Introdução à liquefação dinâmica

A *Liquefação em solos* é um fenômeno no qual os solos perdem grande parte da sua resistência por geralmente curto tempo, todavia, longo o suficiente para a liquefação causar muitas rupturas que inclui morte e grandes perdas financeiras. Essa perda da sua rigidez é devida à diminuição progressiva da resistência efetiva dos solos sob ação de forças transientes (monotônicas, dinâmicas, repetitivas ou cíclicas) no solo não coesivo sob condições não drenadas. Este fenômeno manifesta-se comumente em depósitos de areias saturadas que, submetidos a tensões cisalhantes, apresentam comportamento contrativo cuja tendência a diminuir de volume se vê refletida no incremento progressivo da poropressão, devido a sua condição não drenada induzida. A geração do excesso de poropressão sob condições não drenadas é a “marca” de todos os fenômenos de liquefação (Kramer, 1996).

O conceito de liquefação em solos tem sido atribuído a diferentes autores como Terzaghi (1925), Casagrande (1936), Terzaghi & Peck (1948) ou Mogami & Kubo (1953), mas a sua importância prevalece desde séculos atrás quando engenheiros alemães já reconheciam o fenômeno e trabalhavam esforçadamente para proteger seu país do mar, explicam Jefferies & Been (2006). Escorregamentos por fluxo no litoral (perto de uma ponte ferroviária em Weep em 1918) iniciaram-se por vibração, como o passar do trem. Nessa mesma época, Hazen (1918) reportou a ruptura da barragem Calaveras reconhecendo o fenômeno de liquefação e a importância das poropressões e da tensão efetiva. Já na década de 30, Casagrande (1936) abordaria a liquefação baseado no conceito do índice de vazios crítico quando avaliara a estabilidade contra liquefação de uma barragem. A partir dessa época, têm sido reportados muitos casos de liquefação induzida por terremotos, como por exemplo, os listados na Tabela 1.1.

Nos últimos 45 anos a liquefação em solos não coesivos tem sido extensivamente estudada por muitos pesquisadores no mundo e grandes esforços foram feitos para entender os mecanismos da liquefação. Olson (2001) aponta que parte das dificuldades no entendimento da liquefação é causada pelo uso da mesma terminologia para descrever diferentes fenômenos, e usar diferentes terminologias para descrever o mesmo fenômeno. Mas, mesmo com as dificuldades, o estudo de liquefação tem evoluído grandemente, em parte devido a um melhor entendimento da sismologia (incrementado os níveis de projeto sísmico) e por outra parte devido a um melhor entendimento do comportamento dos solos, que mudaram muito o tradicional enfoque da liquefação.

Dessa forma, alguns pesquisadores como Ishihara (1993) e Boulanger *et al.* (1998), advertem que areias relativamente densas que eram consideradas seguras à não-ocorrência da liquefação, agora poderiam ser consideradas potencialmente liqueficáveis. Solos com maior teor de finos são agora conhecidos ser suscetíveis à ocorrência de liquefação. Atualmente a abordagem do estado crítico de mecânica dos solos tem ajudado ao entendimento relacionado ao comportamento dos solos e trajetória de tensões que permitem ter resultados mais reais do que ocorre no campo. Dessa forma, uma vez que é aceito que a liquefação é um comportamento constitutivo sujeito a leis da física, torna-se necessário descrever os mecanismos matematicamente e a polêmica é irrelevante, afirmam Jefferies & Been (2006).

A liquefação sísmica é estudada no laboratório por meio do carregamento dinâmico em areias (criando tensões cisalhantes ciclicamente reversíveis) capturando dois efeitos importantes: 1) a geração de forças inerciais transientes e 2) o desenvolvimento da poropressão; que em ambas as condições induzirão deformações. Purssell (1985) explica que a extensão das deformações resultantes de mudanças nas poropressão durante o carregamento cíclico dependerá da magnitude do incremento da poropressão e do mecanismo de geração da poropressão: Fluxo por Liquefação (*flow liquefaction*) ou Mobilidade cíclica (*cyclic mobility*), que devem ser totalmente entendidos (item 3.4.1).

O estudo da liquefação tem consistido principalmente em três diferentes áreas: 1) observações de campo e/ou retroanálises de manifestações de campo, 2) ensaios de laboratório, e 3) estudo teórico com o modelamento numérico do comportamento de liquefação em solos.

A abordagem de “índice de estado crítico” de Casagrande (1936) é talvez a hipótese científica que expressa as condições sob o qual a liquefação poderia ocorrer. A teoria do estado crítico é baseada em parâmetros de estado do solo (item 3.2). O conceito de parâmetro de estado foi desenvolvido por Been & Jefferies (1985) em relação ao estado crítico das areias, para caracterizar o comportamento das areias. Este parâmetro basicamente incorpora uma combinação de índice de vazios, estado de tensões, e a orientação relativa com relação à linha do estado crítico.

Neste capítulo, aborda-se primeiramente a base teórica que descreve o fenômeno de liquefação em areias sob carregamento sísmico, fundamentada na teoria do estado crítico e parâmetros de estado. A caracterização dos mecanismos que desenvolvem o início da liquefação, que é uma parte essencial na caracterização deste fenômeno (fluxo por liquefação e mobilidade cíclica), é estudada, bem como os procedimentos usados na avaliação qualitativa do início de liquefação. A avaliação quantitativa do início de liquefação é feita avaliando a resistência cíclica das areias à liquefação por abordagens simplificadas baseadas em diferentes ensaios de laboratório e/ou ensaios de campo. Esta avaliação permite também estimar o potencial de liquefação quantitativamente, em termos de fator de segurança contra liquefação. Adicionalmente, descreve-se as diferentes metodologias para avaliar a pós-liquefação em areias, em termos de resistência liquefeita (ou residual) mobilizada a grandes deformações, por diferentes técnicas baseadas principalmente em ensaios de campo. E finalmente, descreve-se um procedimento simplificado de análise completa (liquefação e pós-liquefação), como um projeto de avaliação quantitativa da liquefação sísmica em areias.

Finalmente, é oportuno ressaltar o mencionado por Jefferies & Been (2006) a respeito da avaliação da liquefação, que advertem que esta é somente considerada meritória se esta mudar uma decisão de engenharia. Ensaios e análises para a avaliação do potencial de liquefação são submetidos, na prática, no contexto de um projeto em particular. Como será visto ainda neste capítulo, a liquefação é um processo de alteração da estrutura intrínseco e o método observacional não deve ser usado.

### 3.2 Parâmetros de estado na abordagem do estado crítico

De acordo com Jefferies & Been (2006), o solo é um material o qual existe ao longo de uma ampla faixa de estados. Medir esse estado é o primeiro requisito na avaliação do comportamento do solo. O conceito de densidade relativa é exatamente isso, uma medida do estado da areia relativo a condições de referência.

O estado crítico (conceitualizado no item 2.3) em uma areia define um estado de referência, e a distância a partir do estado de referência, no espaço de tensões e índice de vazios ( $e$  versus  $p'$ ), é uma medida de primeira ordem da estrutura daquela areia (Figura 2.4). A observação feita por Casagrande sobre o comportamento do solo adverte que uma areia se dilata ou se contrai quando estas são cisalhadas até que o estado crítico é atingido, e que quanto mais afastado do estado crítico final, a dilatância ou contração ocorre mais rápido. O parâmetro de estado,  $\psi$  (dilatância), é definido como uma medida daquela variação em termos de índice de vazios no plano ( $e$  versus  $p'$ ):

$$\psi = e - e_c \quad (3.1)$$

onde,  $e$  é o índice de vazios atual do solo e  $e_c$  é o índice de vazios do estado crítico na mesma tensão média. Usando  $e_c$  na definição, capturam-se os efeitos de mudanças na estrutura do solo (referência) enquanto que usando  $e$  captura-se a densidade.

Altos níveis de tensão confinante tendem a diminuir a dilatância. A definição de parâmetro de estado deve levar em consideração o nível de tensão. É a magnitude da dilatância (item 2.2) que determina a resistência, e não o índice de vazios ou densidade na qual a dilatância ocorre.

O parâmetro de estado,  $\psi$ , pode também ser expresso em termos de taxa de dilatância, baseado na definição de deformação volumétrica em termos de índice de vazios,

$$\epsilon_v = -\frac{\Delta e}{1 + e_i} = -\frac{e_f - e_i}{1 + e_i} \quad (3.2)$$

onde os subscritos  $i$  e  $f$  referem-se as condições inicial e final, respectivamente; e para este caso, a linha do estado crítico seria o estado final (isto é,  $e_f = e_c$ ). Introduzindo a definição de parâmetro de estado  $\psi = e_i - e_c$  dada na Equação 3.1, a Equação 3.3

representa a mudança de volume total a partir de uma condição inicial a uma condição crítica durante o cisalhamento;

$$\varepsilon_v = \frac{\psi}{1 + e_i} \quad (3.3)$$

Baseado nos fundamentos teóricos do estado crítico, em que no estado crítico existe uma condição de equilíbrio na qual muitas das partículas do solo se movem entre os espaços vazios e se deslocam para fora destes por cisalhamento, Been & Jefferies (1985) expõem em que seria razoável que este tipo de balanço dinâmico requeira de deslocamentos de no mínimo 2 ou 3 diâmetros de partículas para mobilizar a condição em uma zona de cisalhamento. Se estas zonas de cisalhamento forem de aproximadamente 10 partículas de espessura, estas considerações geométricas puramente do estado crítico, (ignorando as medições de deformação formal) seriam também dadas, isto é,  $\varepsilon_q = 0.2 - 0.3$  como uma primeira aproximação. Portanto, a dilatância média para uma trajetória de estado aproximada seria então:

$$D_{ave} = \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_q} \approx 3 \frac{\psi}{(1 + e)} \quad a \quad 5 \frac{\psi}{(1 + e)} \quad (3.4)$$

Da Equação 3.4<sup>9</sup> pode-se observar que a dilatância é aproximadamente linearmente relacionada com o parâmetro de estado. Esta expressão também permite observar que é independente do nível de tensão ou tipo de material.

Algumas considerações devem ser mostradas quando o comportamento do solo é baseado em termos de parâmetros de estado, a seguir:

- 1) O ângulo de atrito pico indica a resistência pico que um solo pode apresentar. Esta componente pode ser atribuída ao comportamento tensão-dilatância. A deformação volumétrica na resistência pico é de grande interesse na avaliação da liquefação devido a que se a deformação volumétrica é compressiva no cisalhamento drenado então em um caso não drenado a poropressão será positiva e consequentemente a resistência não drenada de uma areia seria menor do que a resistência drenada. Poropressão positiva na resistência pico poderia indicar o potencial de grandes deformações e rupturas rápidas.

<sup>9</sup> Os coeficientes da Equação 3.4 viram de resultados experimentais.

- 2) Sabe-se que a dilatância controla o comportamento das areias, mas não o suficiente para indicar uma completa descrição do comportamento do solo. Existe uma boa influência da estrutura na resistência das areias<sup>10</sup>. A influência da estrutura da areia no comportamento destas areias é normalmente considerada um efeito de segunda ordem, mas para o caso de carregamento cíclico isto não é necessariamente apropriado.
- 3) A razão de pré-adensamento OCR é frequentemente considerada ser um parâmetro de estado em argilas. O efeito do OCR em areias sobre o ângulo de atrito e dilatância mostram que a influência pode ser considerada insignificante, não apresentando modificação do ângulo de atrito desde que o parâmetro de estado é calculado baseado no índice de vazios inicial. Se o parâmetro de estado é calculado sobre a superfície de escoamento (tensão média máxima no passado), então a influência do OCR é insignificante em termos de estado.

O conceito de parâmetro de estado é um dos mais significativos desenvolvimentos na avaliação do comportamento dos solos. Este conceito físico fundamental tem ampla aplicabilidade, tanto como parâmetro normalizador como para aspectos de modelamento do comportamento de solos na avaliação da liquefação em areias.

### **A linha do estado crítico e a sua unicidade**

O principal mérito desta teoria é que esta captura a densidade do solo como uma variável de estado em vez de propriedade, onde a definição de parâmetro de estado é totalmente independente da equação particular usada (ou idealização semi-logarítmica) para representar a linha do estado crítico, CSL. Desta forma, é comum tratar a CSL como uma fronteira semi-logarítmica<sup>11</sup> para todos os solos (ao menos como uma aproximação de engenharia aceitável):

---

<sup>10</sup> Arthur & Menezes (1972) mostraram a importância da estrutura inicial no comportamento da areia com uma diferença de quase 200% na deformação axial para atingir uma dada relação de tensões para uma areia de um mesmo índice de vazios e nível de tensão, encontrando finalmente que existe uma variação típica de  $\pm 2\%$  no  $\varphi$  como uma função da estrutura.

<sup>11</sup> A validade da CSL como uma configuração de referência não depende da aproximação semi-logarítmica, já que isto é apenas um detalhe de modelamento.

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p'_c) \quad (3.5)$$

sendo  $\Gamma$  e  $\lambda$  propriedades intrínsecas do solo. O parâmetro  $\Gamma$  tem um nível de tensão associado o qual é  $p' = 1\text{kPa}$ , por convenção. Existem variações mais sofisticadas (idealizações de ordem mais altas que permitem capturar a curvatura<sup>12</sup> da CSL) desta curva, como a Equação 3.6 obtida por Verdugo (1992):

$$e = 0.9325 - 0.019 \left( \frac{p'}{p'_{ref}} \right)^{0.7} \quad (3.6)$$

A Equação 3.6 representa a CSL para a areia de Toyoura. Não existe uma razão particular para escolher a forma da Equação 3.5 (expressão mais familiar) do que a Equação 3.6, desde o ponto de vista físico ou matemático. Muitos trabalhos publicados usam a forma da Equação 3.5 (aceitada como uma aproximação de engenharia). Todavia a Equação 3.6 representa simplesmente uma forma de ajustar melhor os resultados, obtida experimentalmente.

A teoria do estado crítico forma uma abordagem básica ao estudo da Liquefação. A aplicação do conceito na avaliação da liquefação requer que a CSL seja única e independente das condições do ensaio ou trajetória de tensões seguida para atingir o estado crítico (embora o efeito da taxa de deformação seja permissível). Alguns aspectos têm de ser aclarados:

- a) Existe uma única CSL (Been *et al.* 1991; Ishihara, 1993).
- b) Algumas observações foram levantadas por Vaid & Eliadorani (1998) (item 2.3) sobre a unicidade da CSL sugerindo que esta dependeria de muitos fatores que incluem o estado inicial, a estrutura, história de tensões de adensamento, e a trajetória de carregamento. Konrad (1993) sugeriu também que uma banda de estados representa condições de estados permanentes que dependem da densidade inicial e do nível de tensões, tornando a CSL com uma região em vez de uma linha. Estas observações representam nada mais do que erros de interpretação e é o típico caso de confusão do estado quase permanente com o estado crítico.

<sup>12</sup> A CSL não é necessariamente linear em escala semi-logarítmica, em particular para tensões na faixa de 1000kPa ou mais, a faixa de interesse para propósitos engenhares é de 20 a 500kPa. Portanto, é possível tratar a CSL como ser linear em muitos casos.

- c) A CSL é independente do método de preparação da amostra (Been *et al.*, 1991). A estrutura das amostras afeta o comportamento não drenado das areias. Os métodos de preparação das amostras que resultarem em diferentes anisotropias podem gerar confusão a respeito, já que estas podem resultar erradamente em trajetórias de tensões diferentes e diferentes estados críticos como no caso de Vaid *et al.* (1990).
- d) A taxa de deformação afeta a CSL (Hird & Hassona, 1990).

Modelos constitutivos para a previsão do comportamento de solos e liquefação em areias (formulados a partir da teoria da plasticidade modificada) levam em consideração a unicidade da CSL, além da influência da estrutura do solo e condições de drenagem.

### **3.3 Mecânica da Liquefação**

O termo “Liquefação” tem sido usado para descrever diferentes fenômenos relacionados ao processo de “*strain-softening*” (perda de resistência com a deformação) causado pelo incremento do excesso de poropressão em solos sem coesão e saturados. O fenômeno de liquefação que resulta desse processo pode ser dividido em dois grandes grupos: “fluxo por liquefação” e “mobilidade cíclica”. No campo, o fluxo por liquefação ocorre menos frequente do que a mobilidade cíclica, mas seus efeitos são muito mais severos. A mobilidade cíclica, por outro lado, ocorre em uma ampla faixa de solos e condições de campo do que o fluxo por liquefação, mas seus efeitos podem ir desde insignificantes a altamente demandáveis. Sendo assim, qualquer avaliação do risco de ocorrência de liquefação em um lugar em particular requer que o potencial de cada mecanismo seja cuidadosamente identificado. Quando identificado, uma avaliação do potencial de risco de liquefação deverá ser realizada (Kramer, 1996).

A avaliação da suscetibilidade dos solos à ocorrência da liquefação é uma parte essencial na sua caracterização. No caso de suscetibilidade de liquefação, o estudo do risco de liquefação envolve dois assuntos importantes: (1) a possibilidade do “Início da Liquefação” pela movimentação (vibração) do solo causado por um terremoto, e (2) as consequências potenciais do processo de início da liquefação por qualquer dos mecanismos desenvolvidos.

Nesta seção abordam-se, de forma clara, os procedimentos usados para a avaliação qualitativa do início da Liquefação por meio de correlações de resultados de ensaios de laboratório e de campo para sua avaliação, bem como o estudo dos mecanismos de desenvolvimento para dar início à liquefação.

### 3.3.1 Mecanismos de Início de Liquefação

O termo “fluxo por liquefação” e “mobilidade cíclica”, como mencionado anteriormente são dois diferentes fenômenos associados a deformações significativas decorrentes do incremento da poropressão. Os vulcões de areia (*sand boils*) e a espalhamento lateral (*lateral spreading*) são casos especiais que manifestam a presença da mobilidade cíclica.

A distinção entre liquefação e mobilidade cíclica é necessária devido ao mecanismo de desenvolvimento de deformações envolvidas em cada um destes mecanismos, que são inteiramente diferentes. No fluxo por liquefação as grandes deformações são controladas pelas tensões cisalhantes estáticas atuantes, enquanto que na mobilidade cíclica as grandes deformações são controladas por ambas as tensões cisalhantes estáticas e cíclicas (Kramer, 1996).

#### 3.3.1.1 Fluxo por liquefação

Fluxo por Liquefação é um processo de perda de resistência com a deformação de somente solos não coesivos contrativos em condições saturadas durante o cisalhamento não drenado em carregamentos estáticos ou sísmicos, ou melhor, monotônico ou cíclico, esquematicamente mostradas na Figura 3.1.

Pursell (1985) explica que embora a massa de solo possa suportar tensões cisalhantes *in situ* sob condições drenadas, esta romperá quando uma suficiente tensão de “início” ou carregamento cíclico seja aplicada em condição não drenada. Olson (2001) descreve que o fluxo por liquefação ocorrerá no campo se a tensão cisalhante<sup>13</sup> requerida

---

<sup>13</sup> Essa tensão cisalhante não é a tensão cisalhante resultante de condições de tensões  $K_0$  desenvolvidas durante deposição. A deposição não gera tensões cisalhantes sobre planos horizontais.

para manter o equilíbrio de uma massa de solo for maior do que a resistência residual liquefeita, fundamentada por Poulos *et al.* (1985). A manifestação desse comportamento pode ser observada na ruptura (fluxo por liquefação) de um talude, barragem ou fundação. As condições de tensões efetivas para início do fluxo por liquefação pode ser verificada no gráfico de trajetória de tensões na Figura 3.1, que Olson (2001) refere-a como Envoltória de Resistência (*Yield Strength Envelope*), Kramer (1996) chama-a de Superfície de Fluxo por Liquefação (*Flow Liquefaction Surface, FLS*) e Ishihara (1996) como a Linha de Transformação de Fase (*Phase Transformation Line, PTL*) em concordância com o conceito do estado permanente.

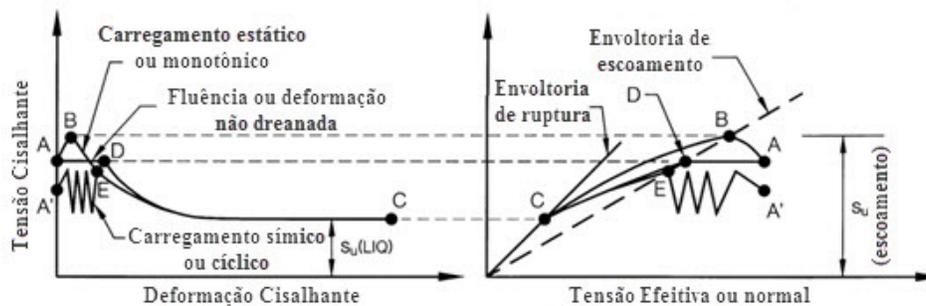


Figura 3.1 – Esquema de resposta não drenada de um solo arenoso, contrativo e saturado (Olson, 2001).

Kramer (1996) explica que o desenvolvimento do fluxo por liquefação ocorre em dois (2) estágios, o 1º estágio ocorre a pequenos níveis de deformação, envolvendo a geração de excesso de poropressão ( $r_u = u_{excess} / \sigma'_{3c} < 1$ ) necessária para mover a trajetória de tensões do ponto inicial para a FLS, ponto B ou E na Figura 3.1. Esse excesso de poropressão pode ser gerado por carregamento monotônico ou cíclico. Quando a trajetória de tensões efetiva tiver atingido a FLS o solo torna-se inerentemente instável e o 2º estágio é iniciado.

O 2º estágio envolve “*strain-softening*”, a geração adicional de excesso de poropressão ( $r_u = u_{excess} / \sigma'_{3c} = 1$ ) e a formação de grandes deformações, tudo isto governado pela tensão cisalhante requerida para manter o equilíbrio estático, desde que a trajetória de tensões efetivas se desloque desde a FLS para a condição de estado permanente, ponto C na Figura 3.1. Se no 1º estágio a trajetória de tensões do solo em

direção da FLS é sob condições não drenadas e condições de tensões controladas, a realização do 2º estágio é inevitável.

No caso de carregamento cíclico, a magnitude e taxa de incrementos da poropressão durante o carregamento cíclico dependerá da magnitude do carregamento cíclico, número de ciclos aplicado, tensão de confinamento efetiva e nível de tensões cisalhantes estáticas no solo. Chern (1985) explica que o valor máximo da poropressão durante o carregamento cíclico será maior do que o valor residual,  $U_r$ , dado na Equação 3.7, desenvolvida depois de terminado o carregamento cíclico.

$$U_r = \sigma'_{3c} \left( 1 - \frac{(Kc - 1)(1 - \sin \phi')}{2 \sin \phi'} \right) \quad (3.7)$$

Alguns exemplos de rupturas por fluxo induzidas por carregamento estático e deformações não drenadas incluem a barragem de Calaveras (Hazen, 1918) e a barragem de Fort Peck (Casagrande, 1936), e exemplos de rupturas por fluxo por carregamento sísmico incluem a barragem de Lower San Fernando (Castro *et al.* 1989; Seed *et al.*, 1989) e a barragem de Sheffield (Seed *et al.*, 1969).

### 3.3.1.2 Mobilidade cíclica

A mobilidade cíclica refere-se à formação de grandes deformações como resultado de incrementos de excessos de poropressão e degradação da rigidez cisalhante decorrentes de um carregamento sísmico ou cíclico, como mostrado esquematicamente na Figura 3.2. Diferentemente da liquefação, a tensão cisalhante estática no caso da mobilidade cíclica é menor do que a resistência ao cisalhamento liquefeita do solo. Este fenômeno não requer que uma perda da resistência ao cisalhamento ocorra para que a mobilidade cíclica seja iniciada. Embora a mobilidade cíclica geralmente ocorra em areias medianamente densas, as quais exibem comportamento dilatante em vez de contrativo, este fenômeno também se desenvolve em areias densas (Olson, 2001) e fofas (Purssell, 1985); em densas quando o carregamento é forte e longo o suficiente e as condições de campo forem favoráveis, e em areias fofas depois de cessada a liquefação quando suficientes deformações se desenvolvam para causar dilatância em posteriores deformações.

Como na liquefação, a mobilidade cíclica é iniciada quando o estado de tensões efetivas do solo alcança um valor crítico de razão de tensões efetivas. O valor crítico dessa razão de tensões efetivas para o caso de mobilidade cíclica é maior do que para o caso de liquefação. Vaid & Chern (1983) mostrou que as razões de tensões efetivas que definem o início de mobilidade cíclica em areias densas e o fim de liquefação em areias fofas, coincidem. A poropressão que é desenvolvida durante a mobilidade cíclica flutua em redor do valor da poropressão residual definido por Chern (Eq. 3.7). A poropressão residual é determinada pelo nível de tensão cisalhante estática e é independente de ser resultante de mobilidade cíclica ou liquefação (Vaid & Chern, 1983).

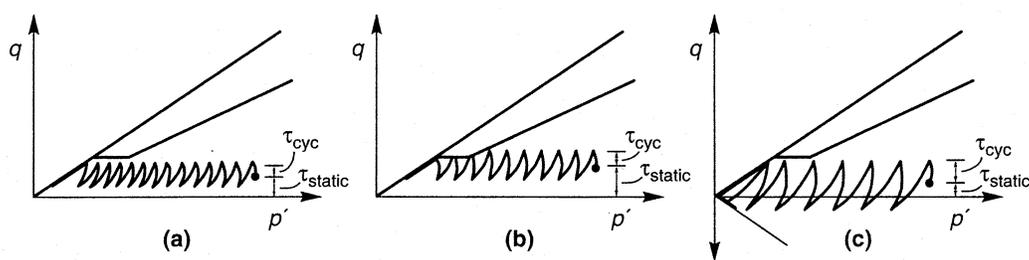


Figura 3.2 – Três casos de mobilidade cíclica mostrado no espaço de trajetória de tensões: (a) sem reversão de tensões e tensões cisalhantes cíclicas e estáticas combinadas menores do que a resistência no estado permanente; (b) sem reversão de tensões e períodos temporários onde as tensões cisalhantes cíclicas e estáticas combinadas excederam a resistência no estado permanente; e (c) com reversão de tensões e tensões cisalhantes estáticas e cíclicas combinadas menores do que a resistência no estado permanente (Kramer, 1996).

A suscetibilidade de um solo à mobilidade cíclica é influenciada pela tensão de confinamento e pelo nível de tensão cisalhante estática. Como no caso da resistência à liquefação, a resistência de um solo à mobilidade cíclica varia com o nível de *bias* estáticas no solo, mas não na mesma forma. Enquanto altos níveis de tensão estática reduzem a resistência do solo à liquefação, sua resistência à mobilidade cíclica tende a incrementar com o nível de tensão cisalhante estática. Esse comportamento está relacionado à ocorrência e magnitude das reversões das tensões cisalhantes como mostrado na Figura 3.2c (estados instantâneos de tensão efetiva zero ou  $r_u = u_{excess} / \sigma'_{3c} = 1$ ). Castro & Poulos (1977) encontraram que sem a reversão das tensões, as grandes deformações que constituem a mobilidade cíclica, não ocorreriam. Para Kramer (1996),

não existe um ponto claro onde se observe o início da mobilidade cíclica, a diferença do processo de fluxo por liquefação.

Alguns casos de rupturas por mobilidade cíclicas são tipicamente subdivididos dentro de casos de deformações limitadas (*limited deformation*) onde as forças cisalhantes estáticas são significantes, por exemplo, a barragem de Upper San Fernando (Seed *et al.*, 1973), e no caso de espalhamento lateral (*lateral spreading*) onde as forças cisalhantes estáticas são menores, tem-se como exemplo o caso da estrada Heber (Youd & Bennett, 1983).

### 3.3.2 Susceptibilidade à liquefação

Antes de qualquer análise de liquefação dos solos é primordial analisar o risco da sua ocorrência. Para isto, é necessário que seja avaliada a suscetibilidade dos solos à liquefação. Se o solo não fosse suscetível, o risco de ocorrência de liquefação não existiria e, portanto, não seria necessário um estudo posterior; caso contrário, proceder-se-ia a uma análise do “início de liquefação” e suas consequências correspondentes (Kramer, 1996).

A literatura mostra que os sedimentos não coesivos como pedregulho, areias e siltes de baixa plasticidade em condições saturadas são suscetíveis à ocorrência de liquefação, sendo que os sedimentos mais suscetíveis abrangem depósitos aluvionais, fluviais, marinhos, deltaicos, e de impacto pelo vento. Idriss & Boulanger (2008) afirmam que os sedimentos mais suscetíveis à liquefação são aqueles que foram depositados recentemente, tornando-se mais resistentes com o passar do tempo. Este discernimento é representado no critério recomendado por Youd & Perkins (1978), onde os autores fizeram um mapeamento de diferentes regiões, para avaliar o potencial de ruptura do solo por liquefação induzida, em depósitos de solos do tipo: continental, litoral e de depósitos artificiais. Estes depósitos de solos estudados são sedimentos não coesivos que quando saturados tornam-se suscetíveis à liquefação durante um carregamento sísmico. As idades dos solos vêm desde o Pré-Pleistoceno até menos de 500 anos atrás.

Tem muitos critérios por meio dos quais a suscetibilidade à liquefação (fluxo por liquefação ou mobilidade cíclica) pode ser julgada. Kramer (1996) identifica 4 critérios

que incluem: o geológico, o histórico, de composição e de estado. Rapidamente destaca-se:

- a) O critério geológico requer um estudo da geologia local, caracterização dos depósitos de solo, assim como o conhecimento da natureza, identificação do ambiente hidrogeológico, idade do depósito do solo e possível extensão dos solos que são suscetíveis à liquefação em um determinado lugar. A inspeção superficial (geológica) também pode ajudar a reconhecer áreas suscetíveis à liquefação, onde a identificação da ocorrência de liquefação de anteriores eventos indica uma alta probabilidade que essas regiões de solo possam liquefazer novamente em subsequentes terremotos. Outros recursos que podem ser usados se fossem disponíveis, são as fotografias aéreas que permitem evidenciar processos sedimentários locais e areias de material de preenchimento (Idriss & Boulanger, 2008)

Uma vez que a liquefação tem sido comumente associada com depósitos superficiais, ocorrência de 15m de profundidade (tipicamente jovens considerados mais suscetíveis), Towhata (2008) explica que a liquefação a grandes profundidades, todavia, pode ocorrer sem ser detectado na superfície, e que em muitos casos esses depósitos são usados, indesejavelmente como fundação de barragens e outras construções.

- b) O critério histórico, fundamentado em casos históricos onde ocorrera liquefação, cujos registros podem ser usados para identificar sítios específicos que poderiam ser suscetíveis à ocorrência de liquefação em futuros terremotos. Desta forma, qualquer avaliação de ameaça ou risco de liquefação em um determinado sítio (isto é, dentro de uma distância próxima da fonte sísmica) se poderá beneficiar significativamente com a elaboração de mapas de suscetibilidade. Este mapeamento poderá ser feito a partir de uma revisão da avaliação pós-sismo de registros históricos de casos anteriores ocorridos na região em estudo, mas estes resultados não garantirão a não ocorrência em lugares mais distantes aos estudados.
- c) O critério de composição é associado com alto potencial de mudanças de volume do material e conseqüentemente associado com alta suscetibilidade à liquefação. A gradação, estrutura e características de plasticidade pode determinar a

suscetibilidade à liquefação de um solo como têm sido observado no laboratório e no campo. Isto é, evidências de campo indicam que os solos mais suscetíveis à ruptura por liquefação têm envolvidos solos uniformemente graduados, da mesma forma, solos de grão arredondado são usualmente mais suscetíveis à liquefação do que solos de grão angular<sup>14</sup>. Kramer (1996) descreve as diferenças nos critérios Chinês e da prática Estadunidense (*U.S. Army Corps of Engineers*) a ser satisfeito para considerar suscetibilidade à perda da resistência.

- d) O critério de estado é um importante identificador de suscetibilidade à liquefação, devido a que esta suscetibilidade depende fortemente do estado inicial do solo (isto é, seu estado e características de densidade no momento do terremoto). Atualmente, a teoria do estado crítico dos solos seria a abordagem mais adequada para avaliar a suscetibilidade de ocorrência de liquefação. Grande progresso no entendimento deste fenômeno deve-se principalmente ao avanço desta metodologia que vem desde o pioneiro Casagrande (1936) como o “índice do estado crítico”, Ishihara *et al.* (1975) com “a linha de transformação de fase”; Castro e Poulos (1977), Poulos (1981) com “o estado permanente de deformação” até Been & Jefferies (1985) com “os parâmetros de estado”.

### **3.4 Avaliação do início de liquefação**

A avaliação do potencial de início de liquefação é uma das partes mais importantes em uma avaliação de risco de liquefação. Um solo considerado suscetível à liquefação (item 3.4.2) pode não liquefazer se o nível de excitação sísmica não for forte o suficiente para conseguir superar a resistência à liquefação inerente do solo.

No contexto do estado da prática, a avaliação do potencial de início de liquefação, referido daqui para à frente como “Potencial de Liquefação”, envolve a comparação do nível de carregamento do terremoto em determinado sítio com a resistência à liquefação do solo naquele sítio. A avaliação quantitativa é feita por meio de abordagens

---

<sup>14</sup> Partículas arredondadas ocorrem mais frequentemente em ambientes aluviais e fluviais.

simplificadas<sup>15</sup>, como a *análise de tensões cíclicas*, amplamente explorada e de grande aceitação e aplicabilidade por conferir resultados bem aproximados em projetos de engenharia geotécnica de terremotos.

### *Análise de Tensões Cíclicas*

Nesta tese, optou-se por usar e descrever a abordagem simplificada de *análise de tensões cíclicas* por ser conceitualmente mais simples. O carregamento induzido pelo terremoto é expresso em termos de tensão cisalhante cíclica. A principal assunção desta abordagem está em que a geração do excesso de poropressão está relacionada com a tensão cisalhante cíclica induzida, com sua amplitude e duração. Adicionalmente, a tensão cisalhante cíclica é comparada com a resistência à liquefação do solo, também expressa em termos de tensões cisalhantes cíclicas, esperando-se que onde o carregamento exceder a resistência, a liquefação ocorra.

Quando a *análise de tensões cíclicas* foi desenvolvida, uma pequena distinção foi feita entre os dois fenômenos de liquefação (fluxo por liquefação e mobilidade cíclica), embora a definição de estado de ruptura seja imprecisa apenas para o caso de mobilidade cíclica, mas ambos os fenômenos foram juntados sob um cabeçalho geral, Liquefação.

Nesta técnica é importante a maneira na qual as *condições de carregamento* (ou demanda sísmica expressada em termos de CSR) e a *resistência à liquefação* (capacidade do solo a resistir liquefação expressada em termos de CRR) são caracterizadas para poder estimar e avaliar a resistência à liquefação dos solos.

Cabe destacar rapidamente que diferentes simbologias têm sido usadas por diferentes pesquisadores para denotar a razão de tensões cíclicas ou razão de tensões cíclicas requerida para gerar liquefação. Por exemplo, Seed & Harder (1990) usou o símbolo de CSR<sub>i</sub>, Youd (1993) por sua parte usou CSRL, Kramer (1996) usou CSR<sub>L</sub> enquanto que Youd *et al.* (2001) denotaram a razão de tensões cíclicas requeridas para causar liquefação como a razão de resistência cíclica, CRR. Atualmente, este último termo é mais usado na prática da engenharia.

---

<sup>15</sup> Várias técnicas têm sido desenvolvidas na avaliação do potencial de liquefação, das quais duas técnicas destacam-se, a análise de tensões cíclicas (*cyclic stress approach*), e a análise de deformações cíclicas (*cyclic strain approach*), cada uma com suas vantagens e limitações. O potencial de liquefação é medido apenas usando uma única técnica. Recomenda-se consultar Kramer (1996) e/ou Idriss & Boulanger (2008).

### Caracterização do Carregamento de Terremoto (CSR)

O nível de excesso de poropressão requerido para iniciar a liquefação está relacionado com a amplitude e duração do terremoto. A geração do excesso de poropressão está fundamentalmente relacionada com as tensões cisalhantes cíclicas, desde que o carregamento sísmico esteja expresso em termos de tensões cisalhantes cíclicas. Em termos gerais, o carregamento induzido pode ser previsto de duas formas: por meio de *análises de resposta do solo*, ou baseada em *técnicas simplificadas*.

As **análises de resposta do terreno** (item 5.2) usam histórias de carregamento do terremoto de características transiente e irregulares para predizer histórias de tensões cisalhantes (excitação sísmica) e outras respostas na superfície do terreno ou a diferentes profundidades dentro de um depósito de solo ou geoestrutura. Este tipo de análise usualmente emprega o método linear equivalente para solos (ou alguma outra técnica não-linear) e é baseada na propagação vertical de ondas de tensão de cisalhamento.

As **técnicas simplificadas** desenvolvem-se como práticas padrão para a avaliação da resistência à liquefação dos solos, baseadas primeiramente na conversão de histórias irregulares (amplitudes) de tensões cisalhantes induzidas sismicamente para uma série equivalente de ciclos de tensões uniformes<sup>16</sup>. Um dos procedimentos mais empregados é aquele elaborado por Seed & Idriss (1971) (Anexo A, item A1), onde a estimativa da tensão cisalhante máxima na profundidade de interesse é feita a partir da aceleração pico na superfície do solo e a aplicação de um fator de redução que represente a variação da amplitude da tensão cisalhante com a profundidade para perfis de solo típicos.

Qualquer que seja o método empregado, a demanda sísmica (Equação 3.8<sup>17</sup>) é dada em termos de razão de tensões cíclicas (CSR) que implica a normalização da tensão cisalhante cíclica máxima (pico) na profundidade de interesse pela tensão vertical efetiva inicial;

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} \quad (3.8)$$

<sup>16</sup> Como por exemplo as verificadas na Figura 2.10 para a areia de Sacramento River em ensaios não drenado triaxial cíclico.

<sup>17</sup> A Equação 3.8 poderia tomar a forma da Equação A1.1 caso esta for relacionada com o método simplificado de Seed & Idriss (1971).

Cabe ressaltar que a demanda sísmica (ou registro sísmico) deve ser obtido a partir de uma análise (determinística ou probabilística) de ameaça sísmica específico do local em estudo (item 4.4).

### **Caracterização da Resistência à Liquefação, CRR**

A resistência à liquefação de um elemento de solo depende de quanto perto o estado inicial de tensões (e tensão cisalhante estática,  $\tau_s$ ) esteja com referência ao estado de ruptura, e da natureza do carregamento induzido requerido para movimentar esse estado inicial para o estado de ruptura.

Para Ishihara (1996) é considerado razoável a combinação dos efeitos de tensão cíclicas e tensão confinante inicial, expresso em termos de razão de tensões cíclicas, chamado por Youd *et al.* (2001) de *razão de resistência cíclicas* (CRR). A caracterização da resistência à liquefação pode ser feita a partir de ensaios de laboratório e ensaios *in situ* (inclusive ensaios geofísicos). Os resultados de ensaios de laboratório permitem estudar e têm confirmado que a resistência à liquefação em areias limpas e depósitos de areias é influenciada primeiramente pelos fatores de tensão confinante, intensidade do carregamento sísmico (representado em tensões cisalhantes cíclicas e número de ciclos de tensões cisalhantes,  $N$ ), índice de vazios ( $e$ ) ou densidade relativa (DR), além dos efeitos de tensão cisalhante estática ( $\tau_s$ ) prévio ao carregamento cíclico. Como fatores secundários estariam o OCR, a estrutura e/ou método de preparação das amostras alteradas, bem como as técnicas de amostragem empregadas nas amostras inalteradas. Um breve estudo dos principais fatores que afetam a CRR é descrito a continuação:

- 1) A dependência da CRR com a DR e com o  $N$  é mostrado na Figura 3.3<sup>18</sup>, seguindo a forma da Equação 3.9:

$$CRR = a \cdot N^{-b} \quad (3.9)$$

onde os parâmetros  $a$  e  $b$  são determinados por regressão de dados experimentais. O parâmetro  $b$  para areias limpas é tipicamente de 0,34 enquanto que o parâmetro  $a$

<sup>18</sup> No gráfico 3.3, a CRR representa a CSR que é requerida para alcançar a liquefação em um número de ciclos de carregamento. A relação entre a CRR e o  $N$  dentro da faixa de ciclos de interesse para engenharia de terremotos pode aproximar-se de uma linha reta em um gráfico de escala log-log ou de uma curva em um gráfico de escala semi-logarítmica.

depende de vários fatores. A dependência da CRR com o  $N$  significa que qualquer referência para a CRR de uma areia deve especificar o  $N$ . A partir da Figura 3.3 pode-se observar que a CRR de uma areia incrementa com o incremento da DR, mas ao mesmo tempo a CRR também depende da tensão confinante efetiva, a qual reflete o fato, que a tendência de uma areia a dilatar ou contrair depende da tensão de confinamento;

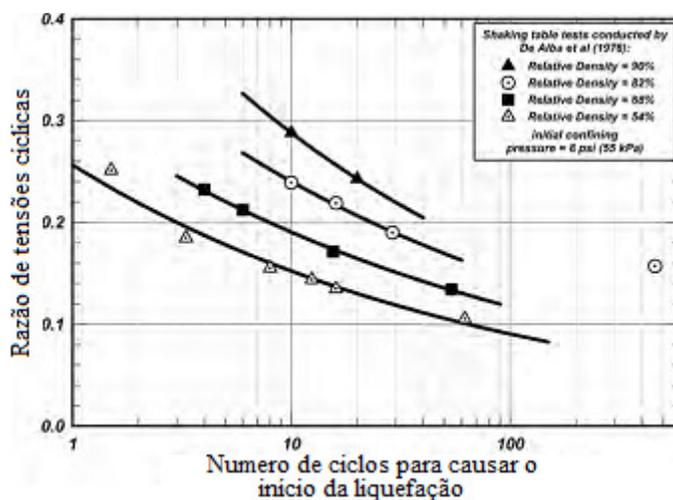


Figura 3.3 – Razão de tensões cíclicas requerida para alcançar o início da liquefação ( $r_u=100\%$ ), de ensaios da mesa vibratória por De Alba *et al.* (1976) (adaptado por Idriss & Boulanger, 2008).

2) A influência da tensão confinante na CRR, como mencionado no item (1), reflete a tendência das areias a dilatar ou contrair. Seed (1983)<sup>19</sup> introduziu um fator de correção por sobrecarga como uma forma de representar a dependência da CRR com a tensão confinamento efetiva, definido como o  $K_\sigma$ :

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_c}}{CRR_{\sigma'_c=1}} \quad (3.10)$$

onde  $CRR_{\sigma'_c}$  é a CRR de um solo sob um valor específico de tensão de confinamento  $\sigma'_c$  e a  $CRR_{\sigma'_c=1}$  é a CRR do mesmo solo quando  $\sigma'_c=100$  kPa (1 atm). Idriss & Boulanger (2004) observaram a partir de dados experimentais que as CRR para uma  $\sigma'_c > 100$  kPa são menores do que as CRR a  $\sigma'_c=100$  kPa. O fator  $K_\sigma$  varia com a DR e com o tipo de

<sup>19</sup> A ideia original de Seed (1983) de introduzir este fator de correção  $K_\sigma$  foi para levar em conta a não-linearidade entre a CRR e a pressão de sobrecarga efetiva, extrapolando o procedimento simplificado para camadas de solos com pressão de sobrecarga efetivas maiores do que 100 kPa (para profundidades menores do que 15 m).

equipamento (isto é, ensaios de cisalhamento simples versus triaxiais). Uma explicação mais detalhada deste fator  $K_\sigma$  é descrito no Anexo A (item A5.1);

3) Como mencionado no item 2.4, a resistência cíclica ou a CRR é afetada pela *razão de tensão cisalhante estática inicial* ( $\alpha = \tau_s / \sigma'_{vc}$ ). Essa influência do parâmetro  $\alpha$  na CRR é devido aos efeitos de DR e tensão confinante. Os efeitos de DR são atribuídos às diferenças na tendência dilatante da areia com a areia tornando-se mais fortemente dilatante com o incremento da CRR (na mesma tensão confinante efetiva), enquanto que o efeito da tensão confinante é similarmente atribuído a sua influência de tendência dilatante da areia, mas com a areia tornando-se mais fortemente dilatante quando cisalhadas a baixas tensões confinantes efetivas (na mesma DR).

Seed (1983) desenvolveu o fator de correção  $K_\alpha$  para representar os efeitos de  $\alpha$  sobre a resistência cíclica.  $K_\alpha$  é definida como a resistência cíclica para valores de  $\alpha$ , dividido pela resistência cíclica de  $\alpha=0$ , como indica a Equação 3.11:

$$K_\alpha = \frac{CRR_\alpha}{CRR_{\alpha=0}} \quad (3.11)$$

Boulanger (2003) e Idriss & Boulanger (2004) estudaram mais profundamente este fator  $K_\alpha$  que depende da DR e da tensão confinante, observando que este fator simplesmente reflete o estado de uma areia com relação ao seu estado crítico. Adicionalmente o  $K_\alpha$  depende do critério de ruptura que é usado para definir a CRR e depende em algo do tipo de ensaio de laboratório<sup>20</sup>. O estudo da dependência da CRR com a DR e tensão confinante, mencionada anteriormente, foi avaliada por Idriss & Boulanger (2008) em função do parâmetro de estado<sup>21</sup> da areia (posição) com relação a sua CSL, chamado de parâmetro de estado relativo,  $\xi_r$ , que representa a diferença entre DR atual e um DR no estado crítico empírico (denotado como  $DR_{cs}$ ) para uma mesma tensão normal média efetiva,  $p'$ . Este parâmetro de estado relativo,  $\xi_r$ , foi introduzido por Boulanger (2003). A CSL empírica e a expressão para  $DR_{cs}$  (Figura 3.4a) foram derivadas usando o índice de dilatância relativo,  $I_{RD}$ , de Bolton (1986) (o parâmetro Q na

<sup>20</sup> Ensaios de cisalhamento simples é preferido a ensaios triaxiais devido a que é mais próximo da rotação de tensões principais *in situ* esperados durante o terremoto.

<sup>21</sup> Been & Jefferies (1985) introduziram o parâmetro de estado em função do índice de vazios atual e índice de vazios do estado crítico para um valor de tensão normal média efetiva,  $p'$  (item 3.2).

Figura 3.4a cai nitidamente<sup>22</sup> indicando o início de significativo esmagamento das partículas). O  $\xi_R$  resultante fornece um significado racional que inclui a iteração da influência dos efeitos da DR e tensão confinante na característica analítica,  $K_\alpha$ , usada para avaliar o potencial de liquefação (Idriss & Boulanger, 2004).

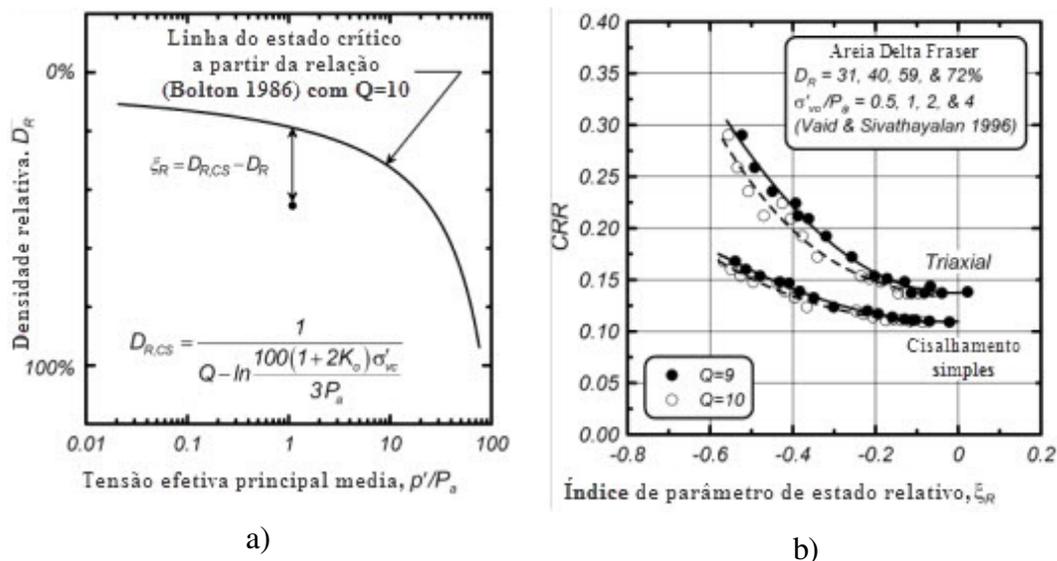


Figura 3.4— (a) Definição do índice de parâmetro de estado relativo,  $\xi_R$  (Boulanger, 2003), (b) CRR versus  $\xi_R$  para amostras reconstruídas da Areia de Fraser Delta (Boulanger, 2003) (Idriss & Boulanger, 2008).

A CRR de uma areia para um dado tipo de ensaio pode ser expresso em aproximadamente uma única função de  $\xi_R$  como ilustrado na Figura 3.4b<sup>23</sup> (dados tirados de Vaid & Sivathayalan (1996) para a areia de Fraser Delta). Esses resultados sugerem que o  $\xi_R$  pode razoavelmente representar efeitos combinados de DR e tensão confinante efetiva,  $\sigma'_{vc}$  sobre a CRR. Uma explicação mais detalhada deste fator  $K_\alpha$  é explicada no Anexo A (item A5.2).

Alguns destes fatores acima mencionados são considerados de Fatores de correção, conhecidos como fatores  $K_\sigma$  e  $K_\alpha$  por levar em consideração a sua influência no valor da resistência cíclica à liquefação, CRR, independentemente de se esta é obtida a partir de resultados de ensaios de laboratório ou de campo. Alguns procedimentos alternativos

<sup>22</sup> O valor do parâmetro de estado depende do tipo de grão, com  $Q \approx 10$  para quartzo e feldspato, 8 para calcário, 7 para antracite e 5,5 para calcário mole (Bolton, 1986).

<sup>23</sup> Esses resultados são de amostras preparadas a DR entre 31-72% sob tensão confinante efetiva de 50 – 400 kPa, com o CRR correspondente ao desenvolvimento de 3% de deformação cisalhante em 10 ciclos de carregamento uniforme.

para a obtenção dos fatores de correção são os procedimentos recomendados por Youd *et al.* (2001) e Idriss & Boulanger (2004) para a estimativa de  $K_\sigma$ <sup>24</sup> e  $K_\alpha$ <sup>25</sup>, apresentados no Anexo A (item A5).

### 3.4.1

#### Caracterização baseada em ensaios de laboratório

A avaliação do potencial de liquefação de areias saturadas sob condições de carregamento sísmico tem sido amplamente estudada no laboratório por diferentes pesquisadores, tais como Seed & Lee (1966), Mulilis *et al.* (1977), Seed (1979), Ishihara *et al.* (1980), Finn (1981), Boulanger (2003). Ishihara (1996) abrange uma grande quantidade de resultados de estudos de resistência à liquefação de diferentes tipos de ensaios (como ensaios triaxial cíclico ACOT, ACT, ICOT; ensaios de cisalhamento simples cíclico consolidado sob condições  $K_0$ , e ensaios torcional cíclico) para diferentes tipos de solos (como em areias limpas, depósitos de areias, areias siltsosas e siltes arenosos com presença de finos, etc.).

Como no caso da CSR (Equação 3.8), a CRR é definida diferentemente para os diferentes tipos de ensaios de laboratório. Dessa forma, para o caso de ensaio de cisalhamento simples cíclico, a CRR é a relação entre tensão cisalhante cíclica e a tensão vertical efetiva inicial, isto é,  $(CRR)_{ss} = \tau_{cyc} / \sigma'_{vc}$ . Para o caso de ensaios triaxiais, esta relaciona a tensão cisalhante cíclica máxima com a tensão confinante efetiva inicial, isto é,  $(CRR)_{tx} = \sigma_d / 2\sigma'_{3c}$ .

As diferenças na medida da CRR em ensaios de cisalhamento simples cíclicos e ensaios triaxiais são amplamente relacionados aos seus diferentes estados de tensão de adensamento. Idriss & Boulanger (2008) apontam a Ishihara *et al.* (1977, 1985) como os autores que mostraram a diferença da CRR de ensaios isotropicamente adensados ( $K_0=1$ ) de ensaios anisotropicamente adensados ( $K_0 \neq 1$ ) para o caso de ensaios de cisalhamento torcional cíclico, relacionando ambas as CRR da seguinte forma:

<sup>24</sup> As curvas recomendadas por Youd *et al.* (2001) para uma obtenção direta do  $K_\sigma$  em função da tensão efetiva vertical e DR são mostrada no Anexo A (item A5.1).

<sup>25</sup> Este fator  $K_\alpha$  é baseado na definição de um parâmetro de estado relativo, como explicado por Idriss & Boulanger (2004), explicado mais detalhadamente no Anexo A (item A5.2).

$$\text{CRR}_{K_0 \neq 1} = \left( \frac{1 + 2K_0}{3} \right) \text{CRR}_{K_0=1} \quad (3.12)$$

que dependendo do caso, incrementaria a CRR consideravelmente. Por exemplo, incrementando  $K_0$  de 0,4 para 0,8, a CRR poderia incrementar até em um 44%.

Da mesma forma, para ensaios de liquefação, as CRR de ensaios de cisalhamento simples,  $(\text{CRR})_{ss}$ , e triaxial (isotropicamente adensados, ICU),  $(\text{CRR})_{tx}$ , poderiam ser relacionadas<sup>26</sup>, levando em consideração o  $K_0$  do solo:

$$(\text{CRR})_{ss} = c_r (\text{CRR})_{tx} \quad (3.13)$$

onde  $c_r$  é um fator de correção, estimado a partir da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valores de Fatores de correção para a CRR,  $c_r$  (adaptado de Kramer, 1996)

Referência	Equação	$c_r$ para:	
		$K_0=0,4-0,5$	$K_0=1,0$
Finn <i>et al.</i> (1971)	$c_r = (1 + K_0)/2$	0,7	1,0
Seed & Peacock (1971)	Variado	0,55 – 0,72	1,0
Castro (1975)	$c_r = 2(1 + 2K_0)/3\sqrt{3}$	0,69	1,15
Idriss & Boulanger (2008)	$c_r = (1 + 2K_0)/3$	0,63-0,67	--

Pyke *et al.* (1974), Seed (1979) e Ishihara (1996) mostraram que a aplicação de uma segunda direção de carregamento em ensaios de cisalhamento simples cíclico reduz a CRR em aproximadamente 10-15%. Pyke *et al.* (1975) também analisaram no laboratório carregamentos sísmicos multidirecionais<sup>27</sup> mostrando que a propressão incrementa-se mais rapidamente do que um carregamento sísmico unidirecional. Esse ajuste é necessário para qualquer ensaio cíclico unidirecional que seja usado para estimar a CRR de areias *in situ*.

Seed *et al.* (1975) sugeriram que a CRR requerida para produzir liquefação inicial no campo é aproximadamente 10% menor do que o requerido no ensaio de cisalhamento simples cíclico unidirecional no laboratório. Portanto, a resistência à liquefação no campo para uma dada razão de tensões cíclicas é corrigida para:

<sup>26</sup> Em ensaios de cisalhamento simples cíclico e ensaio triaxial cíclico as CRR não são equivalentes devido duas razões, a que impõem carregamentos totalmente diferentes, e porque o processo de adensamento das amostras ( $K_0$ ) são diferentes (Idriss & Boulanger, 2008; Kramer, 1996).

<sup>27</sup> Ensaios de laboratório usualmente não aplicam carregamento (tensões cisalhantes) em várias direções como ocorre em um terremoto, apenas unidirecional.

$$(\text{CRR})_{field} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} = 0.9(\text{CRR})_{ss} = 0.9c_r(\text{CRR})_{tx} \quad (3.14)$$

Uma observação é feita a respeito de areias siltosas e siltes arenosos. Maior resistência à liquefação é geralmente exibida em areias contendo boa porcentagem de finos. Sem embargo essa tendência depende da natureza do fino contido na areia. Se os finos consistem de minerais com uma textura superficial seca livre de adesão, então estes permitirão uma fácil separação de partículas individuais e conseqüentemente a areia contendo tais finos exibirá um potencial de liquefação tão alto quanto o que apresentariam as areias limpas. Portanto, a CRR depende também da natureza do fino contidos na areia, como indicado anteriormente (caracterização da CRR).

Um típico exemplo de tais finos são os materiais de mineração. Ishihara *et al.* (1980) explicam que os rejeitos de mineração (consistentes basicamente de rochas trituradas). Estes finos preservam a rigidez da rocha “mãe” com uma superfície seca, porém, estes finos em condições saturadas não possuem coesão significativa e comportam-se como se fosses areias limpas, o que em termos de resistência significaria que, os rejeitos de mineração apresentam baixa resistência à liquefação quanto as areias limpas.

Como mencionado anteriormente, a resistência à liquefação de ensaios de laboratório é muito influenciável por vários fatores<sup>28</sup> que tendem a influenciar o comportamento do solo, sobretudo a baixos níveis de deformação (difícil de replicar no laboratório) associados com o início da liquefação, que sua caracterização se torna muito difícil e tem sido substituída por métodos baseados de resultados *in situ*.

### 3.4.2 Caracterização baseada em ensaios *In Situ*

O estado *in situ* dos solos geralmente não pode ser restabelecido no laboratório. Para evitar dificuldades associadas com amostragem em ensaios de laboratório, os ensaios de campo tem-se tornado o estado da prática de rotina das investigações de liquefação. Diferentes ensaios de campo são usados para a avaliação da resistência à

<sup>28</sup> Densidade inicial, condição de tensões, modo de preparação das amostras,  $K_0$ , OCR apontado por inúmeros autores.

liquefação dos solos, dentre os mais comuns estão o ensaio de penetração padrão (*standard penetration test*, SPT), ensaio de penetração de cone (*cone penetration test*, CPT), ensaios para determinação da velocidade das ondas cisalhantes ( $v_s$ ) e o ensaio de penetração Becker (*Becker penetration test*, BPT). Os ensaios de SPT e CPT são geralmente preferidos devido à extensa base de dados e experiência passada, mas os ensaio de  $v_s$  e BPT são aplicados em locais conformados por sedimentos granulares e/ou onde o acesso a grandes equipamentos é limitado. A Tabela 3.2 elaborada por Youd *et al.* (2001) lista as principais vantagens e limitações para cada um dos ensaios referidos anteriormente.

Para atualizar e melhorar os critérios de resistência à liquefação de cada um desses ensaios de campo 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, para o qual o trabalho é referenciado como de Youd *et al.* (2001).

As diferentes metodologias desenvolvidas para a obtenção da resistência à liquefação, CRR, são feitas normalmente para magnitudes de terremotos  $M_w=7,5$  como um procedimento padrão, como será verificado nas seguintes seções, porém é necessário fazer um escalamento de magnitude do terremoto na CRR para o caso que se queira extrapolar para terremotos de outras magnitudes. A metodologia é explicada no Anexo A (item A4).

Tabela 3.2 – Comparação das vantagens e desvantagens dos vários ensaios de campo para avaliação da resistência à liquefação (Youd *et al.* 2001)

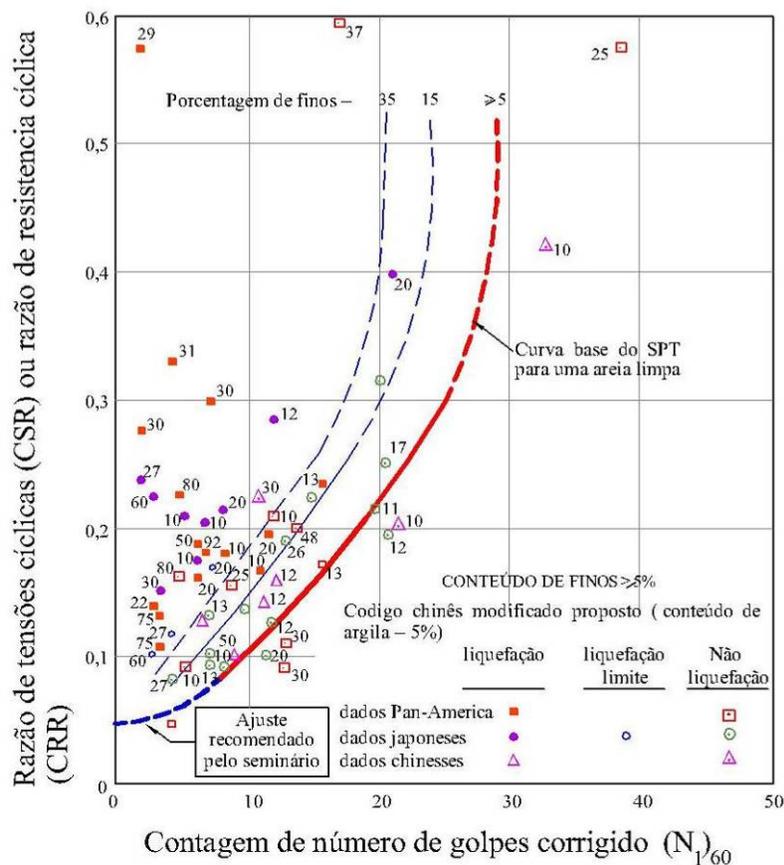
Característica	Tipos de Ensaio de campo			
	SPT	CPT	$v_s$	BPT
a)Registro de medições de liquefação ocorrido no passado	Abundante	Abundante	Limitado	Disperso
b)Tipo de comportamento tensão-deformação influenciando o ensaio	Parcialmente drenado, grandes deformações	drenado, grandes deformações	Pequenas deformações	Parcialmente drenado, grandes deformações
c)Controle de qualidade e repetibilidade	De ruim a bom	Muito bom	Bom	Ruim
d)Detecção da variabilidade em depósitos de solo	Bom em ensaios muito próximos	Muito bom	Aceitável	Aceitável
e)Tipo de solo em que o ensaio é recomendado	Não pedregulho	Não pedregulho	Todos	Principalmente pedregulho
f)Recuperação de amostra de solo	Sim	Não	Não	Não
g)Medida do ensaio em índice ou propriedade de Engenharia	Índice	Índice	Prop. de Engenharia	Índice

### 3.4.2.1 Ensaio de penetração padrão (SPT)

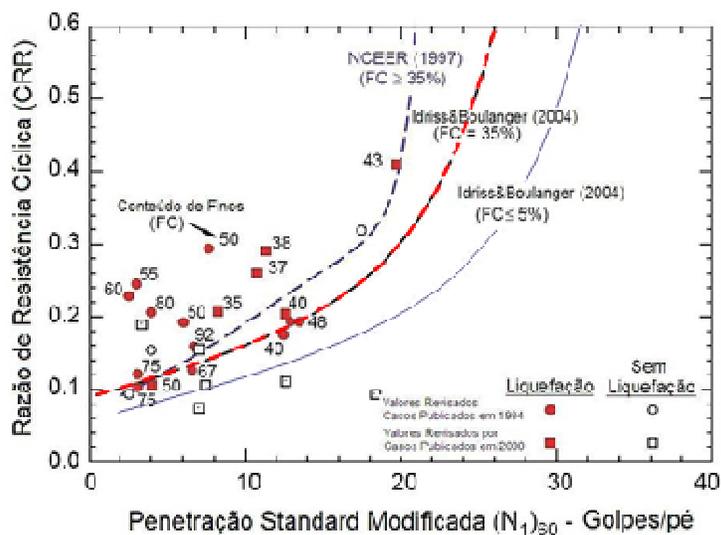
Seed *et al.* (1983) compararam a resistência corrigida SPT,  $N_{1-60}$ , e a razão de tensões cíclicas em locais de areias limpas e areias siltsosas nos quais a liquefação foi ou não foi observada para terremotos de magnitude  $M_w=7,5$ , com o intuito de determinar a razão de tensão cisalhantes cíclicas mínima na qual a liquefação poderia esperar-se que ocorra em uma areia limpa para uma dada resistência de SPT. O valor  $N_{1-60}$ , é a resistência SPT normalizada a uma pressão de sobrecarga (*overburden pressure*) de aproximadamente 100 kPa e uma razão de energia do martelo ou eficiência do martelo de 60%. Os fatores de normalização para essas correções são discutidos no Anexo A (item A2).

As curvas de CRR da Figura 3.5 são válidas somente para terremotos de magnitude  $M_w=7.5$ . Fatores de escala para ajustar as curvas de CRR a outras magnitudes são referidas no Anexo A (item A4).

As Figuras 3.5 permite também a quantificação de CSR para valores de  $N_{1-60}$ . As curvas de CRR nesse gráfico que são consideradas conservativamente posicionadas separam regiões com dados indicativos de liquefação daqueles indicativos de não liquefação. Curvas para solos granulares com teor de finos de 5% ou menos, 15% e 35% foram desenvolvidas, como mostrado também nas Figuras 3.5. A curva de CRR para teor de finos de menos de 5% é considerado ser o critério de penetração básico para o procedimento simplificado (Youd *et al.* 2001), e é referido daqui para a frente como *Curva base para areias limpas do SPT*. Outras correções aplicadas ao valor de  $N_{1-60}$  estão detalhadas no Anexo A (item A2.3), cujas aplicações devem ser tomadas com muito critério e julgamento de engenharia.



(a)



(b)

Figura 3.5– (a) Curva base para areias limpas para ensaios SPT, para magnitude de terremotos de 7,5 com dados extraídos de casos históricos com ocorrência de liquefação (Youd *et al.*, 2001, modificado a partir de Seed *et al.*, 1985); (b) Casos Históricos de SPT para solos sem coesão com FC ≥ 35%, curvas da NCEER (1997) e a recomendada por Idriss & Boulanger (2004).

Desde que Seed & Idriss (1982) projetaram a curva original para areias limpas, esta tem sofrido várias correções. O trabalho de Youd *et al.* (2001) representa melhor aquelas mudanças sob criteriosas recomendações. A primeira modificação é baseada na curvatura da trajetória da *Curva base para areias limpas do SPT* para valores baixos de  $N_{1-60}$ , levando a um intercepto projetado de aproximadamente 0,05<sup>29</sup> no valor de CRR ou CSR, indicado na Figura 3.5. Esse reajuste da *Curva base para areias limpas do SPT* alcança uma maior consistência com as curvas de CRR desenvolvidas a partir do CPT e procedimentos de velocidade da onda de cisalhamento,  $v_s$ .

**Youd *et al.* (2001)** especifica uma equação aproximada para a *Curva base para areias limpas do SPT* atual que pode ser usada em técnicas analíticas ou programas de engenharia:

$$\text{CRR}_{M_w=7,5}^{\sigma'=1 \text{ atm}} = \frac{1}{34 - N_{1-60cs}} + \frac{N_{1-60cs}}{135} + \frac{50}{(10 N_{1-60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (3.15a)$$

A equação 3.15a é válida para  $N_{1-60} < 30$ . Para  $N_{1-60} \geq 30$  considera-se que os solos granulares limpos são muito densos para liquefazer e, portanto, são classificados como não liquidificáveis.

Da mesma maneira, **Idriss & Boulanger (2004)** apresentaram a Equação 3.15b para o cálculo da CRR para o caso de *areias limpas*.

$$\text{CRR}_{M_w=7,5}^{\sigma'=1 \text{ atm}} = \exp \left[ \frac{N_{1-60cs}}{14,1} + \left( \frac{N_{1-60cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{N_{1-60cs}}{23,6} \right)^3 + \left( \frac{N_{1-60cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right] \quad (3.15b)$$

As Equações 3.15a (de Youd *et al.*, 2001) e 3.15b (Idriss & Boulanger, 2004) para o cálculo da CRR estão dadas para tensões de confinamento de 1atm (ou 100kPa) e para sismos de  $M_w$  de 7.5. A interpolação para outras tensões de confinamento e para sismos de outras magnitudes estão detalhados no Anexo A, Seções A5 e A4, respectivamente.

Kramer (2008) adverte que a confiabilidade de qualquer avaliação de risco de liquefação é melhorada pela execução de ambas as análises de potencial de liquefação, as baseadas em SPT e CPT.

<sup>29</sup> Seed & Idriss (1982) projetaram a curva original através da origem, mas poucos dados foram usados para correlacionar a parte inferior da curva.

### 3.4.2.2 Ensaio de penetração de cone (CPT)

Uma das principais qualidades do ensaio CPT é que seus resultados de resistência à penetração, geralmente mais consistentes que outros ensaios de penetração listados na Tabela 3.2, permitem a definição de um perfil contínuo (estratigrafia) das camadas de solo. Todavia, a grande vantagem deste ensaio sobre outros ensaios está em que este permite o desenvolvimento de perfis com valores de resistência à liquefação.

O procedimento para a avaliação da liquefação baseados em ensaios de CPT requer uma correlação da resistência à liquefação e a resistência à ponta do CPT. Este processo de ponta deve ser rapidamente acompanhado pela correção da resistência à penetração do CPT,  $q_{c1}$ .

Dos ensaios de CPT se pode ter acesso ao registro dos valores resistência de ponta,  $q_{cm}$ , e resistência de fuste,  $f_{sm}$ , a partir da qual o valor de  $R_f$  pode ser obtido:

$$R_f = \frac{f_{sm}}{q_{cm}} \cdot 100\% \quad (3.16)$$

A resistência de ponta medida,  $q_{cm}$ , pode ser ajustada por pressão de confinamento da seguinte forma:

$$q_{c1} = C_N \cdot q_{cm} \quad (3.17)$$

onde o valor da correção de  $C_N$  pode ser verificado no Anexo A (item A3.1).

Robertson & Wride (1998) elaboraram uma curva base que relaciona diretamente valores de CRR com valores adimensionais, normalizados e corrigidos de CPT,  $q_{c1-N}$ , chamada de *Curva base para areias limpas do CPT (fine content, FC ≤ 5%)*, com dados de lugares onde aconteceram sismos<sup>30</sup> e a liquefação foi e não foi observada.

A curva base de CRR da Figura 3.6 é considerada mais conservativa que aquela do ensaio SPT, e são válidas somente para terremotos de magnitude  $M_w=7.5$ . Fatores de escala para ajustar as curvas de CRR a outras magnitudes são referidas no Anexo A (item A4).

<sup>30</sup> Dados de casos históricos de vários investigadores como Stark & Olson (1995) e Suzuki et al. (1995).

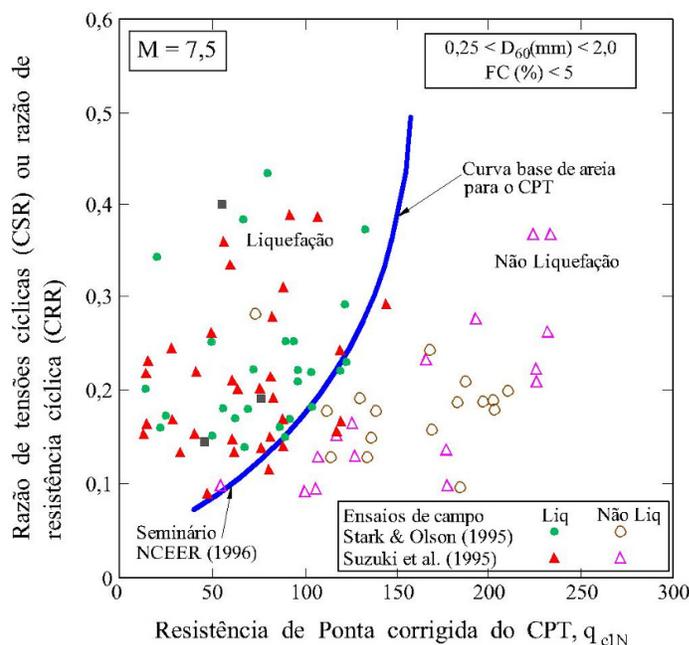


Figura 3.6– Curvas recomendadas para o cálculo da CRR para terremotos de magnitude  $M_w = 7,5$  elaboradas a partir de ensaios CPT baseadas em dados de liquefação (NCEER 1997).

Para **Youd et al. (2001)**, a *curva base para areias limpas do CPT* pode ser aproximada pela seguinte equação (Robertson & Wride, 1998):

$$\begin{aligned} \text{Se } q_{c1-Ncs} < 50 & \quad CRR_{M_w=7,5}^{\sigma=1 \text{ atm}} = 0,833[q_{c1-Ncs}/1000] + 0,05 \\ \text{Se } 50 \leq q_{c1-Ncs} < 160 & \quad CRR_{M_w=7,5}^{\sigma=1 \text{ atm}} = 93[q_{c1-Ncs}/1000]^3 + 0,08 \end{aligned} \quad (3.18a)$$

onde  $(q_{c1-Ncs})$  é a resistência à penetração ao cone para areias limpas normalizada a 100kPa (1 atm).

Já **Idriss & Boulanger (2004)** apresentaram uma expressão para o cálculo direto da CRR em função de  $q_{c1-N}$ :

$$CRR_{M_w=7,5}^{\sigma=1 \text{ atm}} = \exp \left[ \frac{q_{c1-N}}{540} + \left( \frac{q_{c1-N}}{67} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1-N}}{80} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1-N}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (3.18b)$$

Fatores de correção aplicados a resistência de penetração do cone normalizada,  $(q_{c1-N})$ , para o caso de areias siltosas para areias limpas equivalentes,  $(q_{c1-Ncs})$ , baseado no tipo de comportamento do solo ( $I_c$ ) podem ser verificados no Anexo A (item A3). Nesse

anexo também se descreve a correção da resistência à penetração do cone por presença de camadas finas rijas contidas em camadas de solos fofos.

Em qualquer das metodologias a serem consideradas (Equações 3.18a e 3.18b), a correção e/ou interpolação para tensões confinantes diferentes de 1atm (100 kPa) e outras magnitudes de sismos, estão detalhadas no Anexo A, Seções A5 e A4, respectivamente.

### 3.4.2.3

#### Velocidade das ondas cisalhantes, $v_s$

Uma alternativa prometedora que consegue substituir os procedimentos de penetração é dada pela medida da velocidade da onda cisalhante a pequenas deformações,  $v_s$ , obtida a partir de ensaios geofísicos. O uso da  $v_s$ , como um índice de campo que estima a resistência à liquefação em solos é devidamente baseado no fato de que a  $v_s$  e a CRR são ambas influenciadas por muitos dos mesmos fatores (como por exemplo: o índice de vazios, tensão confinante efetiva, história de tensões e idade geológica). Adicionalmente, várias vantagens favorecem sua aplicação, as quais estão bem resumidas na Tabela 3.2, destacando-se que a  $v_s$  é uma propriedade mecânica dos solos e que esta é altamente relacionada com o módulo de cisalhamento a pequenas deformações ( $G_{max}=\rho v_s^2$ ), sendo que este módulo é requerido em procedimentos analíticos para a estimativa da resposta dinâmica dos solos.

O critério para a avaliação da resistência à liquefação segue aquele procedimento padrão de normalização do índice (neste caso,  $v_s$ ) por uma tensão de sobrecarga de referência, usando a seguinte equação (Sykora, 1987; Kayen *et al.* 1992; Robertson *et al.* 1992):

$$v_{s1} = v_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} \quad (3.19)$$

onde  $v_{s1}$  é a velocidade da onda cisalhante corrigida pela tensão de sobrecarga,  $P_a$  é a pressão atmosférica para 100 kPa,  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva nas mesmas unidades que a  $P_a$ . A Equação 3.19 assume implicitamente um valor constante do coeficiente de empuxo de repouso,  $K'_0$  de 0,5, que é um valor aproximado para áreas susceptíveis a liquefação.

Baseados em medições da  $v_s$  medida com a técnica de SASW<sup>31</sup> (realizada em áreas onde ocorreu liquefação, que inclui mais de 70 lugares e 26 terremotos, dados organizados por Andrus *et al.* 1999 por tipo de solo e teor de finos), Andrus & Stokoe (2000) desenvolveram toda uma metodologia para a avaliação da resistência à liquefação para diferentes tipos de solos, baseados em curvas que relacionam CRR com  $v_{s1}$  para diferentes tipos de solos como areias, siltes e pedregulhos, diferenciando regiões liqueficáveis de não liqueficáveis para magnitude de terremotos de 5,9 a 8,3; como mostrado na Figura 3.7. As curvas do gráfico, para solos não cimentados do período do Holoceno organizadas por teor de finos, seguem a Equação 3.20 (para magnitude  $M_w=7,5$ ) proposta por Andrus & Stokoe (1997) que relaciona CRR com  $v_{s1}$ , a seguir:

$$CRR_{M_w=7,5} = a \left( \frac{v_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{v_{s1}^* + v_{s1}} - \frac{1}{v_{s1}^*} \right) \quad (3.20)$$

onde  $v_{s1}^*$  é o valor do limite superior da  $v_{s1}$  para o caso de ocorrência de liquefação, e  $a$  e  $b$  são parâmetros de ajuste das curvas. Para permitir a continuação das curvas CRR acima de valores de 0,35 (ordenada da Figura 3.7), sendo que na CRR de 0,6 valores de  $v_{s1}$  entre 195 e 210 m/s devem ser verificados, deve-se assumir uma variação linear da  $v_{s1}^*$  entre 200 a 215 m/s. Dessa forma, Andrus & Stokoe (2000) recomendaram algumas relações para  $v_{s1}^*$  considerando o teor de finos:

$$\begin{aligned} v_{s1}^* &= 215 \text{ m/s}, & \text{para areias com } FC \leq 5\% \\ v_{s1}^* &= 215 - 0,5(FC - 5) \text{ m/s}, & \text{para areias com } 5\% < FC < 35\% \\ v_{s1}^* &= 200 \text{ m/s}, & \text{para areias e siltes com } FC \geq 35\% \end{aligned} \quad (3.21)$$

Os valores de  $a$  e  $b$  das curvas foram de 0,22 e 2,8.

Segundo Youd *et al.* (2001), as curvas da Figura 3.7 (recomendadas para prática da engenharia desta técnica) estão tracejadas a partir do valor de CRR de 0,35 para indicar que há uma limitação em dados providos do campo, mas também não existem dados de campo para  $v_{s1}$  menor do que 100 m/s (CRR=0,033). Todavia, o valor mínimo da CRR é geralmente consistente com o intercepto de valores de CRR assumidos para procedimentos de SPT e CPT.

<sup>31</sup>Análise espectral das ondas de superfície (*Spectral-analysis-of-surface-waves, SAWS*) (item 2.6)

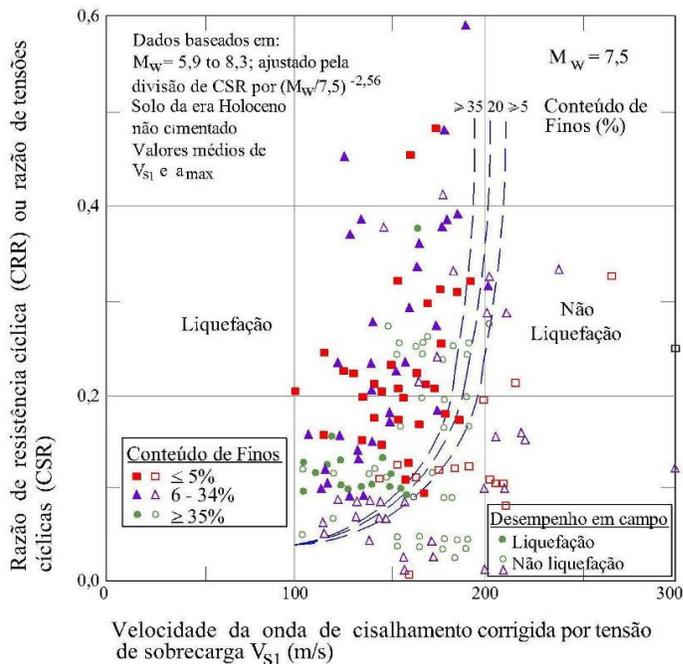


Figura 3.7 – Curvas recomendadas para cálculo da CRR a partir de medidas de  $v_{s1}$  para solos limpos não cimentados baseados em dados históricos (Andrus & Stokes, 2000).

A Equação 3.20 pode ser escalada para outras magnitudes de terremotos através das técnicas de Fator de escala de magnitudes de terremotos, as quais são abordadas no Anexo A (item A4).

Algumas observações foram levantadas por Youd *et al.* (2001) que deveriam ser levadas em consideração quando se avalia a resistência à liquefação usando a  $v_s$ . Sendo assim é prudente mencionar que a grande limitação do uso desta técnica está em que a  $v_s$  é medida a pequenas deformações, enquanto que o incremento da poropressão e o início da liquefação são fenômenos que ocorrem a meias e grandes deformações. Também, é altamente recomendável que a esta técnica lhe acompanhem sondagens *in situ* para detectar e delinear camadas de baixas  $v_s$  de materiais liqueficáveis ou não, bem como a execução ensaios de SPT e CPT necessários para detectar solos fracamente cimentados liqueficáveis que teriam altos valores de  $v_s$ .

### 3.4.3 Fator de segurança contra liquefação

Uma vez que o carregamento cíclico imposto por um terremoto e a resistência à liquefação do solo tenham sido caracterizados<sup>32</sup>, o potencial de liquefação poderá ser avaliado quantitativamente.

A avaliação do potencial de liquefação de um solo (ou depósito de solo) é a relação entre carregamento e resistência. Kramer (1996) esquematizou a zona de liquefação em um gráfico que relaciona a variação da tensão cisalhante cíclica (carregamento sísmico,  $\tau_{cyc}$ )<sup>33</sup> com a profundidade (Figura 3.8). A variação da tensão cisalhante cíclica requerida para causar liquefação (resistência à liquefação,  $\tau_{cyc,L}$ ) com a profundidade é também plotado no mesmo gráfico (os valores de  $\tau_{cyc,L}$  devem corresponder à mesma magnitude de terremoto, ou mesmo número de ciclos equivalentes da  $\tau_{cyc}$ ). A equivalência das componentes desta relação (Equação 3.22) pode ser feita por meio de “fatores de ponderação de magnitude” para a CSR ou por meio de “fatores de escala de magnitude” para a CRR, no Anexo A, Seções A1 e A4, respectivamente.

$$FS_L = \frac{\text{tensão cisalhante cíclica requerida para causar liquefação}}{\text{tensão cisalhante cíclica equivalente induzida pelo terremoto}} = \frac{\tau_{cyc,L}}{\tau_{cyc}} = \frac{CRR}{CSR} \quad (3.22)$$

Espera-se que ocorra liquefação a profundidades ( $z$ ) onde o carregamento (CSR) exceda a resistência (CRR), ou onde o fator de segurança contra liquefação (Equação 3.22) seja menor do que 1.

O fator de segurança contra liquefação,  $FS_L$ , (Equação 3.22) pode também ser relacionado com o excesso de poropressão residual, como especificado por Marcuson *et al.* (1990). A presença de tensões cisalhantes estáticas ( $\alpha > 0$ ) afeta ambas as taxas de excesso de poropressão e a magnitude da poropressão residual (isto é, a residual é a que permanece depois do carregamento cíclico ter cessado). Também, a geração do excesso

<sup>32</sup> A abordagem de tensões cíclicas caracteriza o carregamento sísmico pela amplitude de uma tensão cíclica uniforme equivalente, e a resistência à liquefação é caracterizada pela amplitude da tensão cíclica uniforme para produzir liquefação em um mesmo número de ciclos.

<sup>33</sup> O número de ciclos equivalentes,  $N$  ou  $N_{eq}$ , correspondente à magnitude do terremoto deve ser definido se a resistência à liquefação é caracterizada a partir de resultados de ensaios de laboratório.

de poropressão,  $r_u$ , em carregamentos cíclicos não drenados pode ser relacionada com a razão  $N/N_L$ , levando em consideração  $\alpha$ , como estudada por Lee & Albaisa (1974) e De Alba *et al.* (1975). Estas relações estão explicadas no Anexo A (item A6). Todavia, *relações constitutivas tensão-deformação* (capítulo 5) conseguem prever melhor a geração de poropressão decorrentes de carregamentos cíclicos, a partir de abordagens baseadas em termos de tensões efetivas para análise de liquefação.

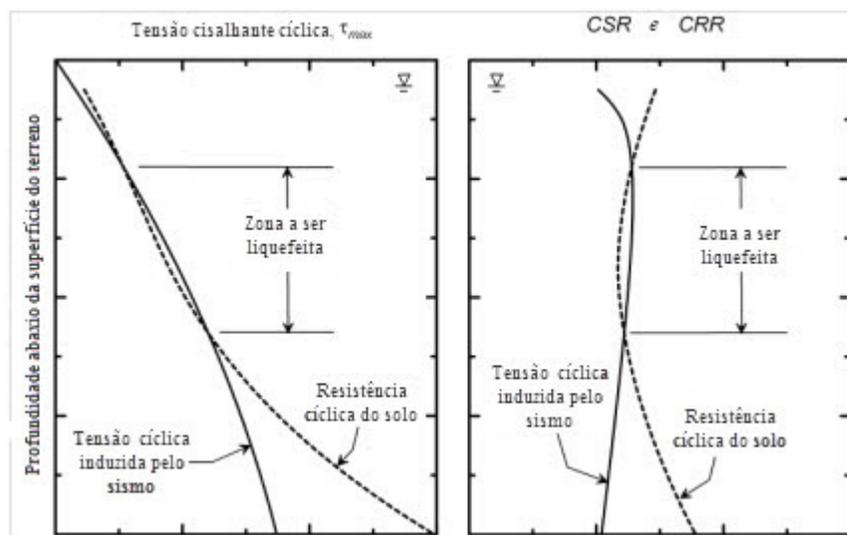


Figura 3.8 – Zona esperada a ser liquefeita determinada pela comparação das tensões cíclicas induzidas por terremotos, com as resistências cíclicas do solo (Idriss & Boulanger, 2008).

### 3.5 Resistência residual mobilizada

A resistência residual mobilizada é a resistência que é desenvolvida depois da ocorrência da liquefação<sup>34</sup> (isto é, é a resistência ao cisalhamento liquefeita ocorrida a grandes deformações) como deduzido a partir de casos históricos inspecionados em campo.

Esta resistência é difícil de medir-se no laboratório devido à complexidade das trajetórias de carregamentos e condições de drenagem aos que estão submetidos os depósitos de solos reais. Uma medida apropriada da resistência residual é importante para

<sup>34</sup> A resistência dos solos liquefeitos durante um terremoto não é necessariamente zero e que essa resistência não zero é mobilizada em um escorregamento de massa quando este começa a desprender-se acompanhando o terremoto. A verificação da estabilidade de massas de solos liquefeitos em condições pós-sismo, também prescinde de um conhecimento da resistência residual.

qualquer abordagem de análise, desta forma, esta pode ser medida por várias técnicas: a) diretamente de ensaios no laboratório em amostras inalteradas, b) indiretamente por ensaios de resistência à penetração e retroanálises, e c) a partir do entendimento teórico desenvolvido de ensaios de laboratório. Qualquer que seja a técnica usada para estimar a resistência residual é necessário conhecer as características do comportamento do material a partir de ensaios de laboratório. Uma abordagem ideal empregada é o Estado Crítico de Mecânica dos Solos (Beatty, 2001).

Ishihara (1996) explica que a resistência no estado quase permanente é definida como a tensão desviadora no ponto A (Figura 3.9b), chamada de resistência residual, a qual pode ser estimada baseada em sugestões e estudos de Castro. A resistência residual  $S_{us}$  pode ser expressa:

$$S_{us} = \frac{q_s}{2} \cos \phi_s = \frac{M}{2} \cos \phi_s \cdot p'_s \quad (3.23)$$

$$M = \frac{6 \sin \phi_s}{3 - \sin \phi_s}$$

onde  $\phi_s$  denota o ângulo na transformação de fase na QSS. As variáveis  $q_s$  e  $p'_s$  indicam a tensão desviadora  $\sigma'_1 + \sigma'_3$  e a tensão principal média efetiva  $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$  na QSS, respectivamente. Normalizando a resistência residual com a tensão confinante isotrópica  $\sigma'_0$ , obtém-se:

$$\frac{S_{us}}{\sigma'_0} = \frac{M}{2} \cos \phi_s \cdot \frac{p'_s}{p'_c} \quad (3.24)$$

onde  $p'_c$  é usado em vez de  $\sigma'_0$  quando referido ao ponto na trajetória de tensões. A relação definida acima é chamada de Resistência residual normalizada. Neste estágio é conveniente introduzir o parâmetro  $r_c$  definido como:

$$r_c = \frac{p'_c}{p'_s} \quad (3.25)$$

onde  $r_c$  representa a relação entre tensão confinante efetiva no estado inicial e o estado quase permanente, referido como relação de estado inicial (*initial state ratio*). Então a Equação 3.25 pode ser reescrita como:

$$\frac{S_{us}}{\sigma'_0} = \frac{M}{2} \cos \phi_s \cdot \frac{1}{r_c} \quad (3.26)$$

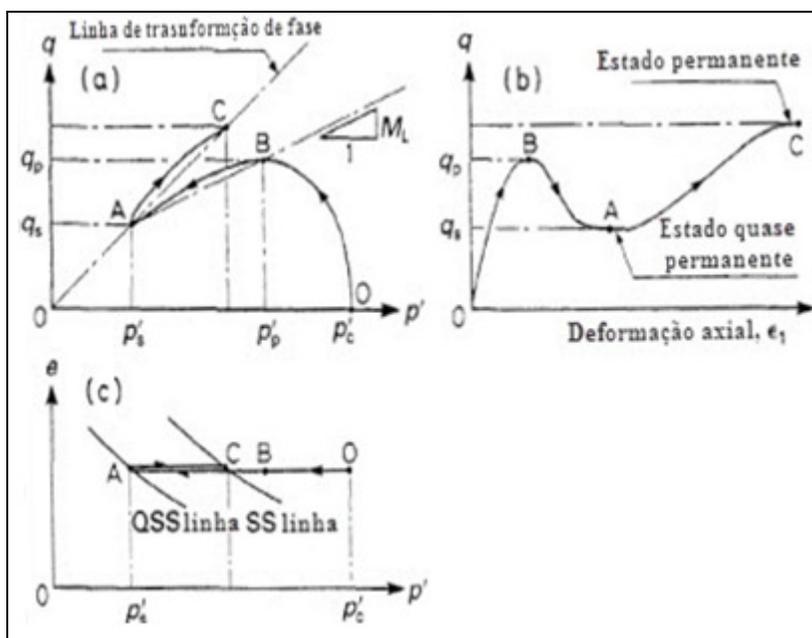


Figura 3.9– Características do comportamento não drenado de areias fofas (Ishihara, 1996).

Na discussão sobre a resistência ao cisalhamento liquefeita dos solos, várias nomenclaturas são usadas por diferentes pesquisadores e é interessante mencionar para evitar posteriores confusões. Desta forma, Olson & Stark (2002) e Stark *et al.* (1998) a definiram como  $S_u(LIQ)$ . Esta resistência é referida também como a resistência ao cisalhamento não drenada do estado quase permanente,  $S_{u,ss}$ , descrita por Ishihara (1993); resistência ao cisalhamento não drenada crítica,  $S_u(critical)$ , por Stark & Mesri (1992); simplesmente de resistência ao cisalhamento residual,  $S_r$ , por Seed & Harder (1990) e Seed (1987); ou de resistência ao cisalhamento não drenada de estado permanente,  $S_s$ , por Poulos *et al.* (1985). Atualmente esta foi resolvida ser chamada de “Resistência ao Cisalhamento Liquefeita” como sendo a mais apropriada.

Retroanálises para obter o valor da  $S_r$  de solos liquefeitos têm sido correlacionados com ensaios de penetração *in situ* pré-sismo e pós-sismo. As correlações resultantes fornecem uma quantidade implícita de vários processos de campo que poderiam ter afetado a resistência cisalhante mobilizada, tal como a redistribuição dos vazios ou intermobilização das partículas (Seed, 1987).

A seleção de uma resistência à penetração representativa pode ser complicada devido a heterogeneidade do solo. Abordagens empíricas baseadas em retroanálises para

a estimativa da resistência residual não drenada *in situ* de areias liquefeitas foram elaboradas primeiramente por Seed (1987) e depois corrigidas por outros pesquisadores como Seed & Harder (1990), Wride *et al.* (1999) e Olson & Stark (2002). Os procedimentos de retroanálises compreendem a execução de análises de estabilidade estática pós-sismo da geoestrutura diferenciando as zonas liquefeitas das não liquefeitas, como a atribuição de valores diferentes de resistência ao cisalhamento<sup>35</sup> sob uma seleção de resistência à penetração representativa de ensaios de CPT e SPT. Um exemplo claro é aquela análise da barragem San Fernando, onde Seed & Harder (1990) selecionaram um valor representativo de  $N_{1-60}$  pós-sismo de 14.5.

Beaty (2001) aponta que embora a resistência residual mobilizada possa ser um valor deduzido de casos históricos no campo, esta é às vezes estimada de ensaios de laboratório (que simulam as condições de campo), onde a estrutura, condições de drenagem, densidade, condições de tensões e trajetória de tensões devem ser simuladas para que a resistência do laboratório seja válida. A metodologia apresentada por Poulos *et al.* (1985) ainda é a mais representativa nesse aspecto.

### 3.6 Método simplificado de análise de liquefação para taludes de solos (Olson & Stark)

Olson (2001) e Olson & Stark (2002, 2003) desenvolveram uma metodologia simples, mas efetiva para analisar problemas de liquefação em solos sujeitos a tensões cisalhantes estáticas, como é o caso de taludes de solos.

Esta metodologia pode ser aplicada para o caso de liquefação estática e dinâmica. O procedimento, de forma geral, implica três (3) passos:

- 1ro - A análise de suscetibilidade à liquefação,
- 2do - A análise de iniciação de liquefação,
- 3ro - A análise de estabilidade depois da iniciação da ruptura por fluxo (pós-liquefação).

---

<sup>35</sup> Um valor bom de Resistência ao cisalhamento para zonas não liquefeitas, e um valor de resistência ao cisalhamento residual (com  $\theta_u=0$ ) para as zonas liquefeitas.

Este procedimento requer do uso da razão de resistência a serem usadas nas 2ª e 3ª fases. Retroanálises foram executadas em diferentes casos históricos onde a ruptura por fluxo por liquefação ocorreu, e estas razões de resistência foram correlacionadas com valores de resistência à penetração normalizadas do SPT e CPT. Para o primeiro passo é baseado em um gráfico que indica a suscetibilidade à liquefação proposto por Olson (2001) e Olson & Stark (2003).

#### Procedimento empregado para obtenção de valores de razão de resistência

Como mencionado no item 3.5, Olson & Stark (2002) estimaram a razão de resistência ao cisalhamento liquefeita,  $S_u(LIQ)$  por meio de retroanálises (análise de estabilidade de taludes) de 33 casos históricos de ruptura por liquefação, amplamente detalhado em Olson (2001), para os quais estiveram disponíveis, ou puderam ser estimados razoavelmente, resultados de SPT e CPT.

Foram executados três tipos de análise de estabilidade, com níveis de complexidade diferentes, para calcular a razão de resistência ao cisalhamento liquefeita: a) Análise de estabilidade simplificada, usando a geometria pós-ruptura, b) Análise de estabilidade rigorosa, usando a geometria pós-ruptura, e c) Análise considerando a cinética da massa de ruptura. O tipo apropriado de análise escolhido foi baseado no nível de detalhe e na quantidade de informações disponíveis para cada caso histórico.

- a) Análise de estabilidade simplificada: usou o método de Ishihara *et al.* (1990) que compreende algumas simplificações<sup>36</sup>, usando a geometria pós-ruptura, considera um material deslizado que tem uma espessura média de  $H$  e um peso específico de  $\gamma_t$ . Portanto, a força do equilíbrio na direção fluxo (similar à análise de talude infinito) indica que  $S_u$  pode ser expresso como:

$$S_u(LIQ) = \gamma_t H \sin \alpha \cos \alpha \quad (3.27)$$

onde o ângulo  $\alpha$  é a inclinação da superfície de escorregamento com a horizontal. A Equação 3.27 permite estimar valores de resistência do solo liquefeito quando não se tem informação suficiente para executar uma análise de estabilidade rigorosa.

<sup>36</sup> Simplificações do método de Ishihara *et al.* (1990): 1) a superfície tanto do terreno como a do material escorregado são aproximadamente paralelas quando a massa está em repouso, 2) as forças laterais se anulam, 3) a resistência ao cisalhamento mobilizada no momento em que a massa entra em repouso é igual à resistência ao cisalhamento liquefeito.

Para o cálculo da razão de resistência ao cisalhamento liquefeita foi adotado um valor representativo da tensão vertical efetiva, estimado a partir da geometria pré-ruptura.

- b) Análise de estabilidade rigorosa: foi empregado o método de Spencer (1967) codificado no programa UTEXAS3 (Wright, 1992). Foi determinada a tensão vertical efetiva pré-ruptura,  $\sigma'_{v0}$ , para o solo liquefeito quanto para o não liquefeito. Para dividir a zona liquefeita da não liquefeita, usou-se um procedimento baseado na discretização da geometria pós-ruptura em segmentos. Assim, em cada segmento da zona liquefeita calculam-se a tensão  $\sigma'_{v0}$  e a resistência  $S_u(LIQ)/\sigma'_{v0}$ , enquanto que na zona não liquefeita usou-se a resistência ao cisalhamento drenada ou não drenada. A razão de resistência do solo liquefeito (onde a resistência ao cisalhamento do solo liquefeito mobilizado ao longo de cada segmento da geometria pós-ruptura é variável) foi variada até que um fator de segurança igual a 1 (um) fosse atingido.
- c) Análise de estabilidade considerando a cinética da ruptura: sob o fundamento da segunda lei de Newton foram utilizados polinômios de terceiro grau que se aproximavam das superfícies de ruptura inicial e final. Uma solução numérica foi empregada atribuindo um valor de resistência ao cisalhamento liquefeita de forma que o deslocamento total e duração do evento foram obtidos. Os valores apropriados para a resistência ao cisalhamento drenada e não drenada dos solos não suscetíveis à liquefação também foram incorporados nesta análise promovendo um ajuste na razão  $S_u(LIQ)/\sigma'_{v0}$ <sup>37</sup>. A resistência ao cisalhamento liquefeita foi então revisada para a obtenção de uma concordância razoável com o deslocamento observado pelo centro da massa de ruptura. O valor encontrado para a resistência ao cisalhamento liquefeita  $S_u(LIQ)$  foi dividido pela média ponderada da tensão vertical efetiva pré-ruptura, calculada ao longo da superfície potencial de ruptura, para a obtenção da melhor estimativa da razão de resistência liquefeita. De acordo com Olson (2001) os valores da resistência ao cisalhamento liquefeita e da razão de resistência ao cisalhamento liquefeita, encontrados neste tipo de análise, são

<sup>37</sup> A derivação matemática, o diagrama de corpo livre usado na análise cinética, o ajuste aplicado à resistência  $S_u(LIQ)$  são detalhadamente descrito no artigo de Olson & Stark (2002).

estimativas mais próximas porque incorporam a cinética da ruptura, efeitos de aquaplanagem e mistura de materiais.

### 3.6.1 Análise de suscetibilidade à liquefação

A análise de suscetibilidade determina se um solo arenoso é contrativo ou dilatante sob condições de tensões prevaletentes. A suscetibilidade à liquefação (em termos de estado do solo) é relacionada às resistências à penetração normalizadas dos ensaios de penetração de cone (CPT) e penetração padrão (SPT). Os autores propuseram um gráfico (Figura 3.10) indicando que o lado esquerdo (o qual é delimitado por uma curva curvilínea) dos gráficos pertence a materiais contrativos e suscetíveis a ocorrer fluxo por liquefação, e do lado direito do contorno encontram-se os solos dilatantes e não suscetíveis a liquefação.

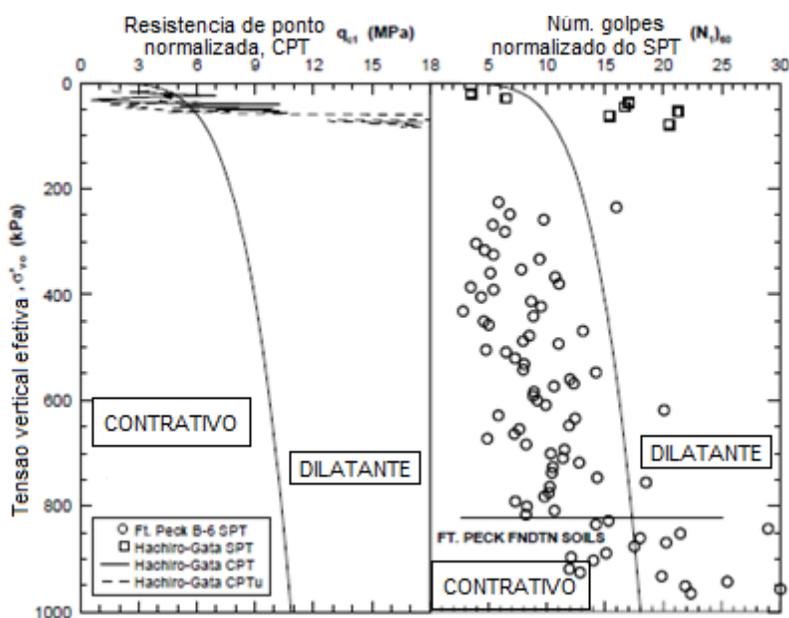


Figura 3.10– Análise de suscetibilidade à liquefação (Olson, 2003)

### 3.6.2 Análise de iniciação de liquefação

Se da análise de suscetibilidade fosse verificado que os solos arenosos são contrativos, então uma análise de Iniciação de liquefação deve ser executada para determinar se o carregamento imposto é ou não suficiente para dar início a liquefação.

A resistência ao cisalhamento do solo para esta etapa de análise é definida usando a razão de resistência de escoamento (Olson, 2001) mostrada na Figura 3.11. A razão de resistência de escoamento é definida como a resistência ao cisalhamento pico normalizada pela tensão vertical efetiva,  $\sigma'_{v0}$ , e é aproximadamente equivalente ao ângulo de atrito mobilizado no escoamento. O procedimento de análise é descrito abaixo:

- 1ro – Realizar análises de estabilidade da geometria pre-ruptura para estimar a tensão cisalhante estática ( $\tau_{driving}$ ) nos solos contrativos. Um valor eventual de resistência ao cisalhamento é assumido para os solos suscetíveis e a partir daí a resistência ao cisalhamento é modificada até que o valor do Fator de Segurança, FS, atinja o valor de 1.
- 2do – Dividir a superfície potencial de ruptura entre 10 a 15 fatias.
- 3ro – Determinar o valor médio ponderado da  $\sigma'_{v0}$ , ao longo da superfície potencial de ruptura e calcular a razão de tensões cisalhantes estáticas,  $\tau_{driving} / \sigma'_{v0}$  (média).
- 4to – Estimar a tensão cisalhante sísmica média ( $\tau_{ave, seismic}$ ) aplicada a cada fatia da potencial superfície de ruptura usando um programa de análise de resposta do terreno (item 5.2) ou usando a Equação (A1.3), expressa aqui na forma normalizada pelo fator de escalamento da magnitude do sismo, MSF.

$$\tau_{avg, seismic} = \left( 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_{v0}(avg) \cdot r_d \right) / MSF \quad (3.28)$$

- 5to – Se possível, estimar outras tensões cisalhantes ( $\tau_{other}$ ) aplicadas a cada fatia da potencial superfície de ruptura usando análises apropriadas.
- 6to – Determinar o valor da razão de resistência de escoamento,  $S_{u(yield)}/\sigma'_{v0}$ , usando a Figura 3.11.

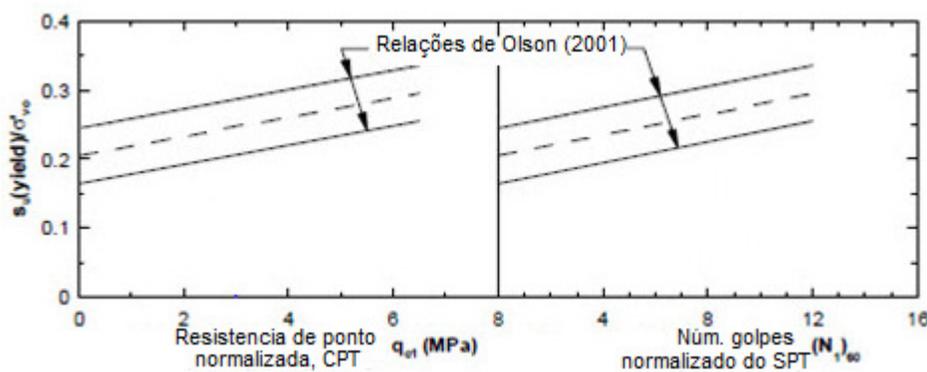


Figura 3.11 – Razão de resistência de escoamento para análise de iniciação de liquefação (Olson, 2003)

7mo – Calcular os valores de  $S_u(\text{yield})$  e  $\tau_{\text{driving}}$  para cada fatia da superfície potencial de ruptura, multiplicando a razão de resistência de escoamento e razão de tensões cisalhantes estáticas pela  $\sigma'_{v0}$  para cada fatia, respectivamente.

8vo – O potencial de iniciação de liquefação em cada fatia pode então ser estimado usando um fator de segurança contra liquefação como:

$$FS_{\text{triggering}} = \frac{S_u(\text{yield})}{\tau_{\text{driving}} + \tau_{\text{avg, seismic}} + \tau_{\text{other}}} \quad (3.29)$$

No caso de alguma das fatias analisadas apresentarem iniciação de liquefação ( $FS_{\text{triggering}} < 1$ ), uma análise de estabilidade pós-liquefação é necessária.

Os autores recomendam que antes de passar para a terceira fase de análise (pós-liquefação), analisar (procedimento completo) para ambas as superfícies potenciais de ruptura, circular e não circular. Devido a que a relação de  $\tau_{\text{driving}}/\tau_{\text{ave, seismic}}$  pode variar entre ambas superfícies potenciais de ruptura.

### 3.6.3 Análise de estabilidade pós-liquefação

Esta última fase é executada no caso de que a análise feita na fase anterior indicara a ocorrência de liquefação. A análise pós-liquefação da estrutura (usando a geometria pre-ruptura) deve ser conduzida para determinar se as forças cisalhantes estáticas excedem a resistência ao cisalhamento dada (incluindo a resistência cisalhante liquefeita).

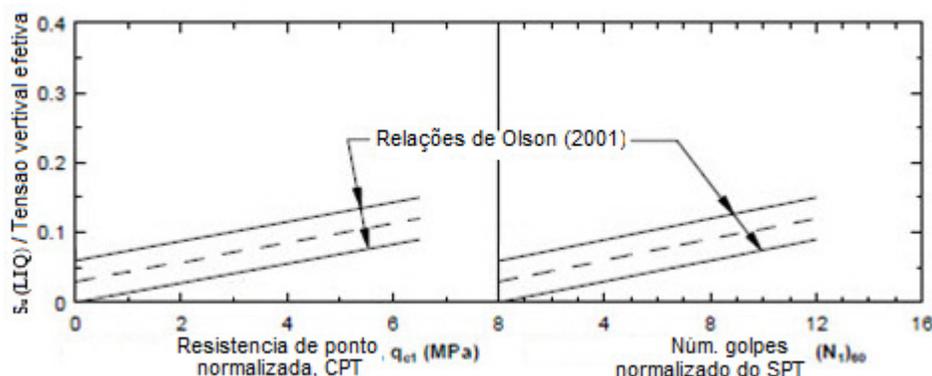


Figura 3.12 – Razão de resistência liquefeita para análise pós- liquefação (Olson, 2003).

A razão de resistência liquefeita é estimada a partir da Figura 3.12, isto é, conhecendo-se o valor da resistência à penetração do SPT ou CPT, a razão de resistência ao cisalhamento liquefeita é calculada, usando o valor de  $\sigma'_{v0}$  de cada fatia e é atribuída à fatia da potencial superfície de ruptura crítica prognosticada a liquefazer. Se forem várias fatias, vários valores de razão liquefeita serão calculados.

Nesta etapa ainda, para os solos que não apresentaram iniciação à liquefação, valores de resistência ao cisalhamento não drenada e drenada mobilizadas são assinadas.

Se o fator de segurança contra liquefação pós-liquefação,  $FS_{flow}$ , determinada a partir de análise de estabilidade fosse menor ou igual a 1, então a ruptura por fluxo da geoestrutura seria prevista ocorrer. Se o  $FS_{flow}$  próximo de 1 ou de 1,1 é calculado, então algumas deformações são esperadas acontecer, e então os autores recomendam reassinar seus valores de resistência ao cisalhamento liquefeita, e uma nova análise de estabilidade pós-liquefação com a determinação de um novo  $FS_{flow}$ .

A análise de estabilidade pós-liquefação é verificada para determinar o pior caso de  $FS_{flow}$  e para ajudar ao julgamento na consideração de uma solução de projeto ou remediação.

### 3.7 Análise de estabilidade pseudo-estática

A partir das soluções de equilíbrio limite, para análise das condições de estabilidade de taludes de solo sob carregamento estático, é possível de serem estendidas soluções para um contexto pseudo-estático, adicionando-se forças aplicadas no centróide da massa instável conservando-se o mesmo módulo, direção, porém, sentido oposto ao das forças inerciais geradas pela propagação da excitação sísmica. Neste tipo de análise geralmente a componente vertical da força de inércia é desprezada em função da hipótese de que as ondas cisalhantes incidentes são verticais, e a componente horizontal é obtida pela multiplicação do coeficiente sísmico horizontal  $k$  pelo peso total da massa de solo instável.

A base teórica do coeficiente sísmico fundamenta-se no *princípio de d'Alembert*: quando uma base de uma estrutura tem uma aceleração,  $a$ , os efeitos dessa vibração na

superestrutura é equivalente a uma força  $(a/g)W$  no sentido oposto à aceleração (excitação sísmica),  $g$  é a aceleração da gravidade. Dessa forma, o coeficiente sísmico  $k$  aparece equivalente a  $a/g$  (Figura 3.13a).

O método pseudo-estático é um método simples que permite que o fator de segurança seja calculado da mesma forma que em uma análise de tensões estática convencional (Figura 3.13b). Não precisando de grandes avanços no procedimento, atualmente vem incorporado em muitos programas computacionais de geotecnia para análise de estabilidade de taludes. Contudo, a grande contribuição do método deve estar no contínuo melhoramento do cálculo (e previsão) do coeficiente sísmico  $k$ , devido a que a precisão de resultados depende de uma escolha apropriada do coeficiente sísmico (Towhata, 2008).

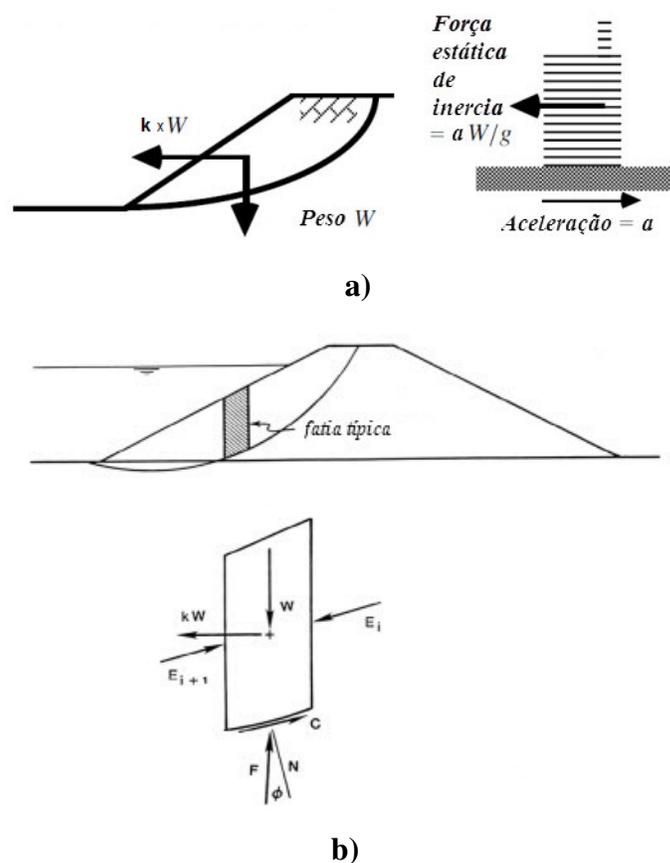


Figura 3.13– Conceitualização do método pseudo-estático (Franklin & Chang, 1977)

A sugestão de Terzaghi (1950) de aplicar a força pseudo-estática no centro de gravidade das fatias implica que a aceleração é constante, mas análises sísmicas em taludes (principalmente de barragens) indicam que a mesma cresce com a altura do

talude, atingindo-se o pico da aceleração na crista do talude <sup>38</sup>. Seed (1979) mostrou essa diferença, contudo, a hipótese de Terzaghi (op.cit.) é levemente conservativa em alguns casos, e de maneira geral a força pseudo-estática é assumida atuar no centro de gravidade da fatia.

### 3.7.1 Coeficiente sísmico, k

De acordo com Morote (2006), a escolha do k representa o passo mais importante e o mais difícil do emprego de métodos pseudo-estáticos. Várias sugestões foram feitas na literatura, comparando-se os resultados de análises pseudo-estáticas com observações de campo e com resultados obtidos através de métodos baseados no cálculo de deformações.

De acordo com Towhata (2008), o valor de k hoje em dia no Japão é de 0,15 a 0.2 ou mais. Existe uma grande variação na determinação do k, que depende da atividade sísmica local, das importâncias das superestruturas e das condições do solo e geológicas locais.

Dos vários critérios e sugestões disponíveis na literatura sobre como selecionar o valor do coeficiente sísmico (resumidos na Tabela 3.3), cinco (5) deles listados a seguir, estabeleceu-se que o valor mínimo aceitável do coeficiente de segurança pseudo-estático varia entre 1 a 1,15. Para aterros de resíduos sólidos (*landfills*) as normas americanas exigem ao menos um valor 1,2 (Bray *et al.*, 1995).

- a) Valores típicos de k foram sugeridos por Terzaghi (1950) apenas para três casos de sismos: severos: 0,1; violentos: 0,25; catastróficos: 0,5.
- b) Seed (1979) recomendou que para aterros compostos por materiais que não apresentam significativa perda de resistência em consequência de carregamentos sísmicos “*é necessário apenas executar uma análise pseudo-estática considerando um coeficiente sísmico igual a 0,1 para terremotos com magnitude 6,5, ou igual a*

---

<sup>38</sup> Neste sentido, para o caso de barragens de enrocamento, Towhata (2008) sugere a aplicação da modificação do coeficiente sísmico que leve em consideração as diferenças tanto as distribuições de massas quanto da amplificação da aceleração ao longo da profundidade (desde o topo à base) da estrutura flexível. O uso de diferentes valores de k na direção vertical é chamado de método modificado do coeficiente sísmico.

0,15 para terremotos com magnitude 8,25, e obter um fator de segurança da ordem de 1,15 para assegurar deslocamentos permanentes suficientemente pequenos”.

- c) Marcuson (1981) sugeriu um valor do coeficiente sísmico para barragens entre 1/3 a 1/2 da aceleração horizontal máxima esperada no solo  $PHA^{solo}$  incluindo, portanto, os efeitos de amplificação (ou atenuação) do solo, o que requer primeiro uma estimativa da resposta sísmica do talude.
- d) Hynes–Griffin e Franklin (1984) recomendaram o valor  $0,5PHA^{rocha}/g$ . Caso o coeficiente de segurança pseudo-estático resulte superior a 1 (considerando o 80% da resistência ao cisalhamento estática), admite-se que o talude não seja susceptível ao desenvolvimento de grandes deformações permanentes. O critério foi desenvolvido para taludes de barragens, considerando materiais não passíveis de liquefação sob ação de sismos de magnitude 8 ou inferior.
- e) Bray *et al.* (1998) recomendaram para aterros o uso do valor  $0,75PHA^{rocha}/g$  considerando os parâmetros residuais de resistência.

Como verificado na Tabela 3.3, não existe uma regra específica para a seleção apropriada do coeficiente sísmico para projetos. Contudo, os diferentes critérios de seleção sugerem que o coeficiente sísmico seja baseado no nível antecipado de aceleração dentro da massa de ruptura e corresponderia a alguma fração da aceleração máxima (Kramer, 1996).

Valores de aceleração máxima do substrato rochoso podem ser obtidos com base em análises de ameaça sísmica (item 4.4) empregando-se geralmente métodos probabilísticos para quantificar a probabilidade de excedência da aceleração ultrapassar um certo valor durante um prazo de tempo determinado (ou período de retorno)<sup>39</sup>.

No Brasil, a Norma Brasileira NBR 15421/2006 classifica o território nacional em cinco zonas sísmicas (Tabela 3.4) em função da aceleração horizontal máxima esperada

---

<sup>39</sup> Recentemente, uma metodologia baseada em mapeamentos de deslocamentos esperados para determinadas áreas (sítios) tem sugerido o cálculo do k a partir de correlações diretas com esses valores, metodologias, como as implementadas pelo *SP 117 Implementation Committee Screening Analysis*. Os trabalhos de Bray & Rathje (1998) e Bray & Travasarou (2007) têm acompanhado esta linha de pesquisa (usa um modelo de deslizamento tipo stick-slip e leva em conta as incertezas na estimativa dos deslocamentos sísmicos).

no embasamento rochoso (classe B de acordo com a classificação do terreno descrita na Tabela 4.5).

Tabela 3.3 – Coeficientes sísmicos (horizontais) recomendados (Melo & Sarma, 2004)

<b>Coeficiente Sísmico Horizontal (<math>k_h</math>)</b>	<b>Descrição</b>	
0,05 – 0,15	Nos Estados Unidos	
0,12 – 0,25	No Japão	
0,10	Terremoto dito severo	Terzaghi [4]
0,20	Terremoto dito violento, destrutivo	
0,50	Terremoto dito “catastrófico”	
0,10 – 0,20	Seed [2]; FOS $\geq 1,5$	
0,10	Terremoto dito principal ; FOS > 1,0	Corps of Engineers [5]
0,15	Terremoto dito elevado ; FOS > 1,0	
½ a ½ de PHA	Marcuson [6]; FOS > 1,0	
½ de PHA	Hynes-Griffin [7]; FOS > 1,0	
FOS = Fator de Segurança; PHA = Aceleração horizontal de pico [g]		

De acordo com Morote (2006), se o material não apresentar suscetibilidade à ocorrência da liquefação, poderia se seguir a recomendação de Hynes-Griffin e Franklin (1984), que recomenda que uma análise pseudo-estática não é necessária caso o fator de segurança estático  $FS_{estático}$  seja superior a 1,7.

Tabela 3.4 – Definição das zonas sísmicas no Brasil (NBR 15421/2006)

<b>Zona sísmica</b>	<b>Valores de <math>a_g</math></b>
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

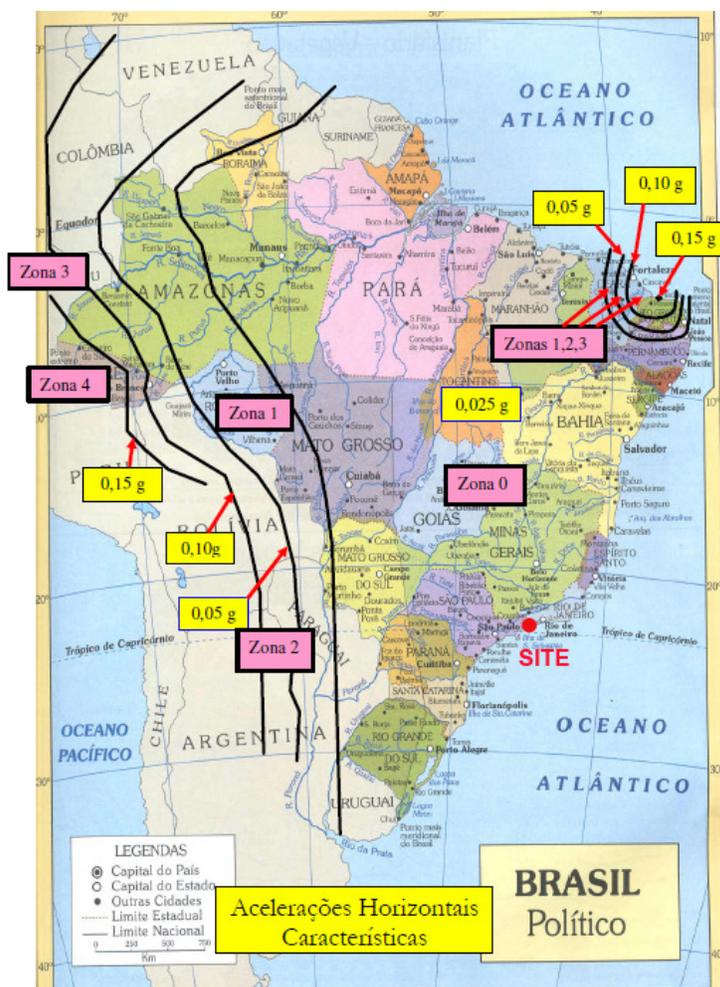


Figura 3.14– Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos de classe B (Rocha) (NRB 15421/2006).

### 3.7.2 Parâmetros de resistência

Makidisi & Seed (1977) recomendaram para solos argilosos, solos granulares secos ou parcialmente saturados e para solos granulares densos saturados, onde não se espera significativa perda de resistência devido ao fenômeno da liquefação, a utilização de 80% da resistência não drenada estática como valor da resistência dinâmica do solo. Estes pesquisadores observaram em ensaios de laboratório um comportamento elástico das amostras de solo quando submetidas a um grande número de ciclos (superior a 100 ciclos) de até 80% da resistência não drenada estática. Deformações permanentes substanciais foram produzidas para carregamentos cíclicos próximos do valor total da resistência não drenada estática. Outros pesquisadores (Hynes-Griffin & Franklin, 1984;

Kavazanjian *et al.*, 1997) também sugeriram uma redução de 20% do valor da resistência ao cisalhamento estática, não drenada, para utilização nos métodos de cálculo pseudo-estáticos.

Duncan & Wright (2005) consideram que esta redução pode ser ignorada para materiais não propensos à liquefação devido aos efeitos da velocidade de aplicação do carregamento sísmico. A maioria dos solos sujeita a rápidos carregamentos cíclicos exibe uma resistência não drenada de 20% a 50% superior àquela determinada em ensaios estáticos convencionais de laboratório, onde o tempo para atingir a ruptura pode ser de vários ou muitos minutos. O aumento da resistência devido à velocidade de aplicação do carregamento dinâmico poderia contrabalançar a redução proposta por Makidisi & Seed (1977) para estimativa da resistência dinâmica de solos argilosos, solos granulares secos ou parcialmente saturados e para solos granulares densos saturados.

### **3.7.3 Análise pós-sismo**

Após a ocorrência do sismo, a estabilidade do talude pode diminuir em consequência da perda de resistência ao cisalhamento do solo devido ao terremoto. Para solos não sujeitos à liquefação, esta redução deve ser estimada em ensaios de laboratório, nos quais as amostras são consolidadas sob tensões comparáveis às de campo antes do terremoto, sujeitas a carregamento cíclico não drenado para simulação do carregamento dinâmico e finalmente cisalhadas até a ruptura sob carregamento estático.

Para alguns solos, a resistência não drenada após o carregamento sísmico representa o valor mínimo de resistência, a qual tende a crescer gradualmente com o tempo após cessado o terremoto. Para outros, especialmente aqueles que dilatam sob cisalhamento, a resistência ao cisalhamento pode diminuir com o tempo, à medida que a água drena das zonas de altas para as de baixas poropressões. Este foi o caso da barragem de Lower San Fernando (Seed, 1979) onde o fator de segurança calculado com a resistência ao cisalhamento não drenada imediatamente após o terremoto foi igual a 1,4 e o fator de segurança calculado após drenagem e redistribuição de poropressões foi somente de 0,8.

Em casos onde as resistências não-drenada e drenada controlam a estabilidade, deve-se executar uma análise de estabilidade com o menor dos valores da resistência, em procedimento semelhante ao caso da análise de estabilidade de taludes de barragens de terra na condição de rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório.

De acordo com o *Federal Guidelines for Dam Safety – Earthquake Analyses and Design of Dams* - FEMA 65 (2005), para taludes de barragens de terra, um fator de segurança estático em análise pós-sismo igual ou superior a 1,25 indica que as deformações serão pequenas e que a barragem operará satisfatoriamente.

### **3.7.4 Comentários finais**

Porque terremotos são de curta duração, é razoável assumir, exceto para pedregulhos e enrocamentos, que a resistência ao cisalhamento não drenada deve ser usada nos métodos pseudo-estáticos para análise da estabilidade de taludes.

O método pseudo-estático, dependendo de uma seleção adequada do coeficiente sísmico  $k$ , é um cálculo aceitável para certos tipos de solos (argilas, solos argilosos, solos granulares secos ou parcialmente saturados, solo granulares saturados densos) que não apresentam degradação da resistência de mais de 20% devido aos ciclos de carregamento impostos pelo terremoto ou por altas poropressões (Seed, 1979).

O método pseudo-estático não deve ser usado em taludes formados por solos granulares saturados fofos ou medianamente densos, necessitando-se de um método mais sofisticado de análise para previsão do desenvolvimento de proropressões, redistribuição com o tempo e total perda de resistência (liquefação). Por outro lado, em solos granulares saturados finos (siltes, areias) há considerável evidência de que a condição crítica de estabilidade nem sempre ocorre durante o terremoto, mas pode, de fato, acontecer minutos ou horas após o sismo, justificando a necessidade de análises pós-sismos especiais com particular atenção à redistribuição das poropressões.

Se métodos pseudo-estáticos demonstraram-se incapazes de prever a ruptura<sup>40</sup>, então algum outro procedimento mais confiável ou uma melhor compreensão de suas

---

<sup>40</sup> Como por exemplo o caso das Barragens de San Fernando nos EE.UU. durante o sismo em 9 de fevereiro de 1971.

limitações eram urgentemente necessários. Outras metodologias foram então desenvolvidas, como os métodos de Newmark (1965), Makdisi & Seed (1978) e Método dos Elementos Finitos, entre outros (capítulo 4); enquanto se buscou um melhor entendimento do comportamento dinâmico dos solos através de ensaios de campo, laboratório e retroanálises de casos históricos como os deslizamentos verificados em Anchorage (terremoto do Alasca em 1964), ruptura da barragem de Sheffield (Santa Bárbara, Califórnia em 1925), barragem de rejeitos em Oshima (Japão em 1978), entre outras, além das barragens de San Fernando.