

2 LIQUEFAÇÃO, REVISÃO DOS CONCEITOS

Liquefação é um dos mais importantes, interessantes, complexos e controversos tópicos em engenharia geotécnica de sismos.

O termo liquefação, originalmente criado por Mogami e Kubo (1953), tem sido historicamente usado em conjunto com uma variedade de fenômenos diferentes, mas próximos entre si, que envolvem deformações causadas por perturbação monotônica, transiente ou repetitiva em solos de baixa coesão sob condição não-drenada.

A tendência dos solos granulares secos sob carregamento cíclico ou monotônico é de densificação. Mas se os mesmos estiverem saturados, um carregamento rápido ocorre sob condição não-drenada, e a tendência para se densificar causa um incremento ou excesso das poropressões com tensões efetivas decrescentes. Em casos extremos, a poropressão desenvolvida durante o sismo pode aumentar até o ponto em que toda a tensão efetiva tenha sido anulada. Neste estado, a areia não tem resistência cisalhante significativa e deforma-se como um líquido, daí a terminologia liquefação.

O fenômeno de liquefação que resulta deste processo pode ser dividido em dois grupos principais: fluxo por liquefação e mobilidade cíclica. Ambos são muito importantes e uma avaliação de risco de liquefação deve considerar cuidadosamente estes dois casos.

2.1. Fluxo por liquefação

Esse processo ocorre com menos frequência que a mobilidade cíclica, mas seus efeitos são muito mais severos.

O fluxo por liquefação pode ocorrer quando a tensão cisalhante necessária para o equilíbrio estático de uma massa de solo (tensão cisalhante estática) é maior que a resistência cisalhante do solo no seu estado liquefeito. Uma vez

desencadeada as grandes deformações devido ao fluxo por liquefação, as deformações subseqüentes são conduzidas pelas tensões cisalhantes estáticas.

A ruptura por liquefação é caracterizada pela repentina natureza de sua origem, pela velocidade com a qual se desenvolve e pela grande distância que, freqüentemente, os materiais liquefeitos podem se movimentar.

Este fenômeno se desencadeia através do surgimento de altas poropressões em areias saturadas, devidas a carregamentos estáticos ou cíclicos, sob volume constante e só pode acontecer nas areias fofas.

2.2. Mobilidade cíclica

A mobilidade cíclica ocorre sob um amplo intervalo de condições de campo e das características do solo e seus efeitos podem variar de insignificante a altamente prejudicial.

Em contraste com o fluxo por liquefação, a mobilidade cíclica acontece quando as tensões cisalhantes estáticas são menores que a resistência cisalhante do solo liquefeito. As deformações produzidas pela ruptura por mobilidade cíclica se desenvolvem progressivamente durante o movimento sísmico. Outra diferença do fluxo por liquefação é que as deformações produzidas pela mobilidade cíclica são conduzidas por ambas as tensões cisalhantes: estáticas e cíclicas.

Estas deformações são chamadas de *separação lateral* (lateral spreading) e podem ocorrer sobre superfícies ligeiramente inclinadas ou superfícies totalmente planas adjacentes a os corpos de água (por exemplo, praias, lagos entre outros).

Um caso especial de mobilidade cíclica é a *liquefação a nível do terreno*. Como as tensões cisalhantes horizontais estáticas que poderiam conduzir a deformações laterais não existem, a liquefação a nível do terreno pode produzir grandes movimentos conhecidos como *oscilação do terreno* durante o movimento sísmico, mas produz pequeno movimento lateral permanente do solo. A falha por liquefação ao nível do terreno é causada pela subida do fluxo da água que pode ocorrer quando as poropressões induzidas sismicamente se dissipam. As características deste tipo de falha são excessivos recalques verticais e conseqüente inundação do terreno ao nível da superfície do solo e o desenvolvimento dos vulcões de areia.

Este processo caracteriza-se pela progressiva deformação de areias saturadas quando sujeitas a carregamentos cíclicos sob teor de umidade constante. Podem acontecer em ambas as zonas de areias fofas e densas.



Figura 2.1 - Vulcão de areia

2.3.

Revisão do comportamento das areias e sua modelagem

Muitos problemas geotécnicos (por exemplo, fundações contínuas, barragens de terra, etc.) podem ser aproximados como uma análise de deformação plana e as relações tensão-deformação derivadas para a condição plana de deformação. Em tais casos, a rotação das tensões principais ocorre inclusive sob aplicação de carregamento vertical estático (Leroueil e Hight, 2003). Um aparelho de cisalhamento simples é um dos aparelhos de testes mais comuns que incorpora ambas as condições, a deformação plana e a rotação de tensões principais. É importante revisar o típico comportamento drenado das areias sob carregamento cisalhante simples e sua modelagem.

2.3.1.

Aparelho de cisalhamento simples direto

Dois aparelhos de cisalhamento simples direto (DSS) têm sido usados em testes de solos: um desenvolvido em Cambridge (Roscoe, 1953) e outro desenvolvido no Instituto Geotécnico de Noruega, NGI (Bjerrum e Landva, 1966). No aparelho DSS de Cambridge geralmente obtêm-se dados confiáveis do

comportamento tensão-deformação sob carregamento monotônico, e ambos os aparatos têm similar desempenho nas características de deformação sob carregamento cíclico, particularmente para níveis de deformação abaixo de 5%. (Budhu, 1984).

Considera-se adequado simular condições de deformação cíclicas no campo por meio de uma amostra de solo em um ensaio de cisalhamento simples direto, deformada em uma condição de deformação plana. O aparelho de cisalhamento simples simula a rotação das principais tensões como ocorre no campo, o que o torna adequado para o desenvolvimento de modelos constitutivos que possam contabilizar os efeitos da rotação de tensões principais.

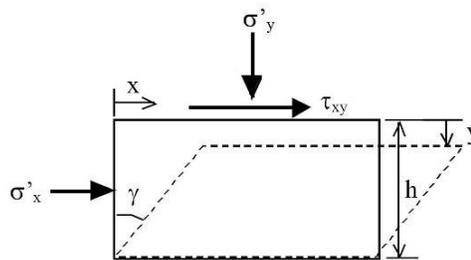


Figura 2.2 - Deformação por Cisalhamento Simples

O aparelho triaxial convencional não pode ser usado para esse propósito pois não permite qualquer rotação das tensões principais. Vários pesquisadores (Peacock e Seed, 1968; Silver e Seed, 1971) sinalizaram que os testes de cisalhamento simples direto cíclico são melhores para simular o carregamento induzido por ondas sobre estruturas de terra e o carregamento sísmico causado pela propagação vertical das ondas cisalhantes. Ishihara e Li (1972) descreveram a diferença entre os testes triaxial e de cisalhamento simples em termos da direção das tensões principais, condição inicial de tensões e a distribuição dentro da amostra.

Num ensaio de cisalhamento simples convencional as tensões laterais não são medidas, porém a tensão lateral ou radial pode ser medida nos aparelhos DSS de Cambridge e do tipo NGI (Budhu, 1984). A tensão cisalhante complementar à vertical num aparato de cisalhamento simples não existe deixando condições de tensões não uniformes. Mas Roscoe (1953) mostrou que as tensões cisalhantes no plano horizontal são aproximadamente uniformes no terço central da amostra numa análise elástica do espécime realizada em um aparelho DSS de Cambridge. Igualmente, Lucks et al. (1972) demonstra, usando análise de elementos finitos

elástico linear, que aproximadamente o 70% da amostra cilíndrica testada no aparelho NGI estaria numa condição de tensões aproximadamente iguais.

Existem outros aparelhos, como o de cisalhamento de torção cilíndrico furado (HCT), que permitem a rotação das tensões principais com uma melhor definição do cisalhamento complementar (Vaid et al., 1990), mas que também podem gerar tensões não uniformes sob certas condições de trajetória de tensões na condição de carregamento.

Com esta revisão, conclui-se que o uso do aparelho DSS é aceitável para compreender o comportamento do solo sob carregamento sísmico para propósitos de engenharia.

2.3.2.

Comportamento da areia sob cisalhamento simples

Casagrande (1936) realizou ensaios em uma caixa de cisalhamento usando amostras de areias fofas e densas, e encontrou que as areias fofas e densas atingem a uma mesma razão de vazios se o cisalhamento é suficientemente grande, como mostrado na Figura 2.3. Baseado nisto, Casagrande (1976) propôs o termo “densidade crítica” ou “razão de vazios crítico” (a linha horizontal M da Figura 2.3) como um estado que permite uma quantidade de deformação cisalhante sem mudança de volume. Tendo por base a idéia de Casagrande, Roscoe et al. (1958) definiu o estado crítico como aquele na qual um solo “continua se deformando a tensão constante e razão de vazios constante”. Schofield e Wroth (1968) formularam este conceito do estado crítico dentro da teoria de plasticidade. Isto tem sido chamado o estado crítico da mecânica dos solos e poderia ser considerado o primeiro modelo que considera a variação de volume durante o cisalhamento.

Assim como o termo estado crítico está associado às condições drenadas, o término “estado constante” ou “steady state” é empregado para as condições não drenadas (Poulos, 1981).

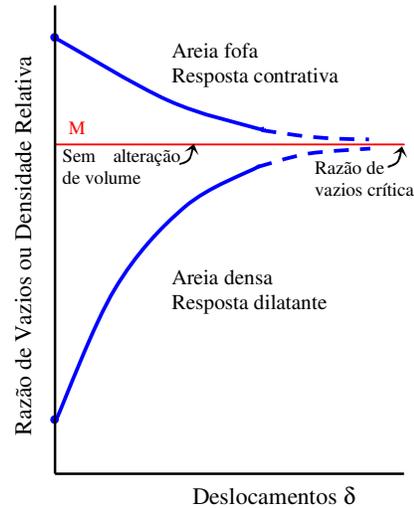


Figura 2.3 - Hipótese de Razão de vazios crítica derivado dos testes de cisalhamento direto (Casagrande, 1976)

Vaid et al. (1981) realizou testes de cisalhamento simples drenados monotônico na areia de Ottawa a diferentes densidades relativas depois de ter sido adensadas sob uma tensão vertical efetiva (σ'_{v0}) de 200 kPa. Na Figura 2.4 se apresenta as características de tensão-deformação cisalhante e alteração de volume na areia, nota-se que o solo se contrai debaixo de certa razão de tensão (isto é, o seno do ângulo de atrito a volume constante, $\text{Sen } \phi_{cv}$) e se expande acima mesma razão.

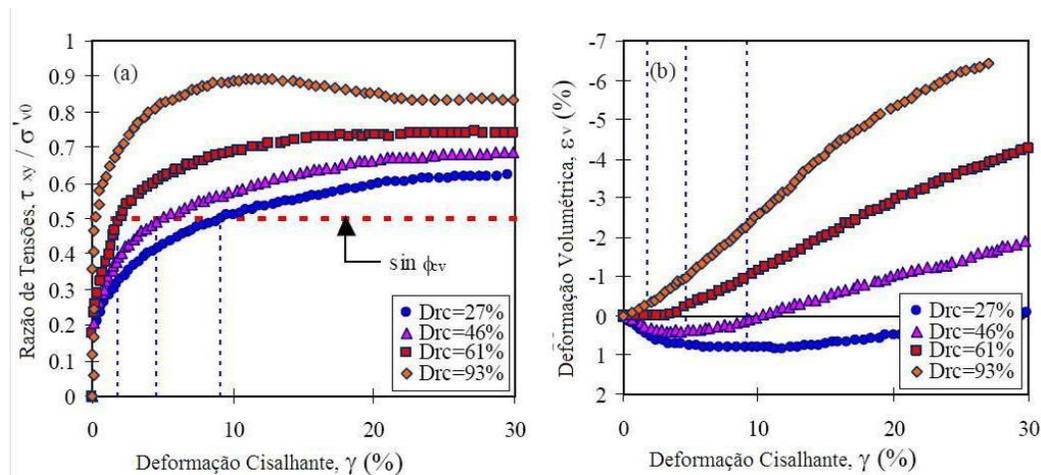


Figura 2.4 - Testes de cisalhamento simples drenados monotônicos nas areias de Ottawa a diferentes densidades e com a mesma tensão inicial (modificado de Vaid et al., 1981)

Skandakumar (2004) realizou testes de cisalhamento simples drenados cíclicos nas areias fofas e densas de Fraser River, que são apresentadas na Figura 2.5. Nessa figura se pode observar o mesmo comportamento que nos ensaios de

Vaid: as areias densas e fofas se contraem para uma razão de tensões abaixo do $\text{Sen } \phi_{cv}$ e se dilatam acima da mesma.

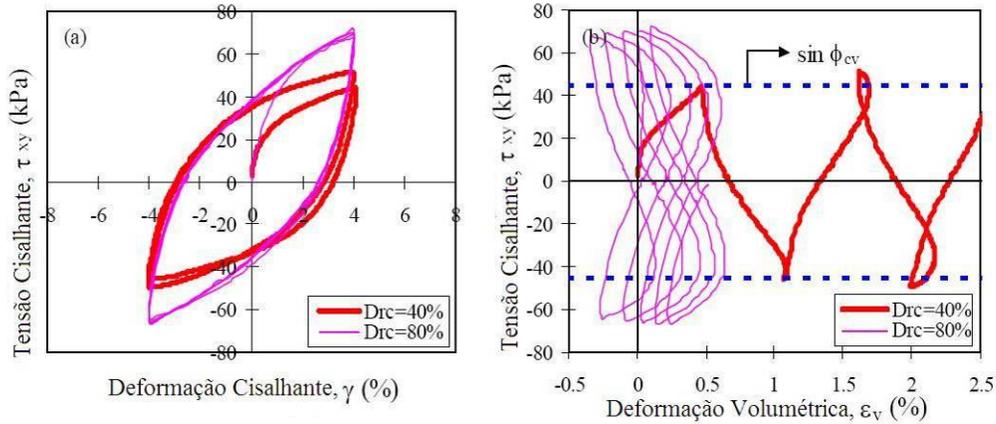


Figura 2.5 - Resultados dos testes de cisalhamento simples drenado cíclico na areia fofa e densa de River Fraser (Sriskandakumar, 2004).

Os incrementos das mudanças de volume induzidos por cisalhamento, chamada de dilatância D , é definida como a razão do incremento da deformação volumétrica, $d\epsilon_v$, e o incremento da deformação cisalhante, $d\gamma$. A dilatância D é expressa também em termos do ângulo de dilatação ψ e definido como $\text{Sen } \psi = d\epsilon_v/d\gamma$ (Hansen, 1958). Uma areia dilata tanto como a tensão efetiva vertical inicial decresce, e como a densidade relativa aumenta, tal como mostrado pelos testes de cisalhamento simples na areia de Leighton Buzzard realizados por Cole (1967) e apresentado na Figura 2.6.

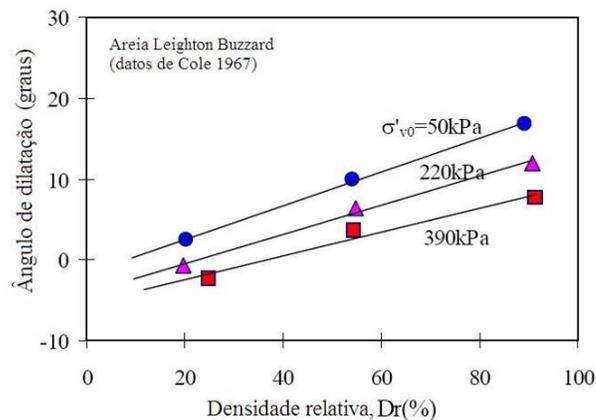


Figura 2.6 - Dependência do ângulo de dilatação da densidade relativa e nível de tensões (de Vaid et al., 1981)

O carregamento monotônico apresentado na Figura 2.4 mostra que a dilatância é uma função da razão das tensões $\eta = t/s'$, onde $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ e $s' =$

$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$, (Rowe, 1962). A dilatância D é igual a zero quando $\eta = \text{Sen } \phi_{cv}$. Então, uma simples expressão para a dilatância D é $D = \text{Sen } \phi_{cv} - \eta$ tanto para amostras fofas como para amostras densas (Park, 2005).

Elementos de solo sob carregamento de ondas ou carregamento sísmico experimentaram descarregamento e recarregamento (isto é, carregamento cíclico ou repetitivo). A Figura 2.7 ilustra esquematicamente como a areia se dilata e se compacta durante o carregamento cisalhante cíclico e, por conseguinte altera a poropressão, apresentada por Youd (1977).

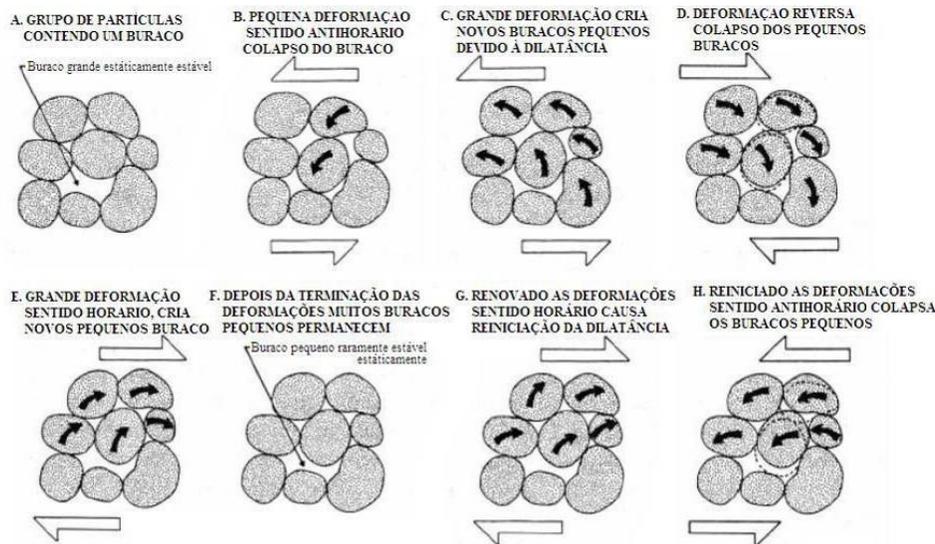


Figura 2.7 - Seção transversal idealizada do grupo de partículas mostrando as mudanças durante um carregamento cíclico (Youd, 1977)

As Figuras 2.5b e 2.7D mostram a característica contrativa das amostras fofas e densas quando as tensões cisalhantes são revertidas (Park 2006). Nos testes de Sriskandakumar (2004) se observa que todo descarregamento foi contrativo. Essas mudanças de volume são a base para deduzir as deformações plásticas durante o descarregamento, mas como se pode notar na Figura 2.5b, no início da aplicação da tensão cisalhante reversa a mudança de volume é bastante pequena, o que sugere uma resposta elástica (antes mencionado por Jefferies, 1997, usando dados dos ensaios triaxiais em areias densas)

2.3.3. Redistribuição das poropressões de água

Quando uma típica areia fofa ($D_R=40\%$) é testada no laboratório com cisalhamento simples cíclico o comportamento é inicialmente contrativo em carregamento e descarregamento. Porém, a grandes deformações em carregamento, o solo torna-se dilatante quando o estado de tensões excede o ângulo de atrito a volume constante, ϕ_{cv} .

Areias densas se comportam de maneira similar exceto pelo fato da resposta dilatante ser muito mais pronunciada. Ambos os solos são sempre contrativos em descarregamento. O resultado do carregamento cíclico é geralmente uma redução no volume da amostra.

Se os poros são cheios com água e são impedidas de escapar da amostra (condição não drenada), então as poropressões aumentam quando o esqueleto do solo tenta se contrair e diminuem quando o esqueleto do solo tenta se dilatar. Como as poropressões aumentam, as tensões efetivas e a resistência cisalhante decrescem, mas quando dilata, a tensão efetiva e resistência cisalhante aumentam. A resposta dilatante ocorre quando a trajetória de tensões excede a fase de transformação ou a linha ϕ_{cv} (Figura 2.4 e 2.5). Com repetidos ciclos a trajetória de tensões pode alcançar a tensão efetiva zero traduzida numa resistência cisalhante zero e ocorrer liquefação. Porém sob cisalhamento monotônico continuado a grandes deformações o solo pode dilatar, subindo a envoltória de falha ganhando resistência também chamada de Resistência Residual que não serão alcançados até:

- (i) Que se produza cavitação dos poros de água e, portanto, permita à amostra incrementar seu volume e alcançar o estado constante, ou
- (ii) Que a alta tensão efetiva média gerada por dilatação suprima a dilatação e o solo alcance sua resistência no estado crítico, ou
- (iii) Que se triturarem os grãos de areia e o solo alcance um estado crítico do material triturado.

A resistência da areia alcançada em (i), (ii) ou (iii) é geralmente muito maior que a resistência residual comumente aceita dos retro-análises de casos históricos e é provavelmente muito maior que a resistência drenada.

Se, no lugar de permitir carregamento não drenado, um pequeno fluxo de água entrando é permitido, este reduzirá ou eliminará a resistência ganha como resultado da expansão. Se o volume de fluxo entrante excede a expansão devido a cisalhamento induzido pela dilatação então o solo rapidamente alcançará o estado de tensão efetiva zero e tem sido liquefeito.

Existem numerosos casos históricos onde a liquefação dos solos ocorreu durante um movimento sísmico, mas a falha por fluxo associada não ocorreu até algum tempo depois de ter finalizado o movimento. Nos exemplos clássicos da barragem de Lower San Fernando e em Niigata, testemunhas reportaram que a viga mestra da ponte de Showa Ohashi começou falhar poucos minutos depois que o movimento sísmico tinha cessado.

2.4. Resistência não drenada dos solos liquefeitos

Procedimentos para estimar a resistência residual, S_r , dos solos não coesivos ou não plásticos que sofreram liquefação têm sido abordados consideravelmente nos últimos 25 anos. Procedimentos que requerem ensaios de laboratório são geralmente muito complicados, já que necessitam amostras que tenham sido obtidas por técnicas de congelamento (Robertson et al., 2000) ou amostras obtidas com técnicas de amostragem de alta qualidade, conjuntamente com procedimentos para corrigir a resistência por cisalhamento para estimar as mudanças de volume que ocorrem durante a amostragem e o teste (Castro, 1975; Castro e Poulos, 1977; Poulos et al., 1985). Outro procedimento seria estimar S_r “in-situ” dos solos liquefeitos através da retro-análise dos casos históricos de deslizamentos por liquefação de fluxo, como apresentado inicialmente por Seed (1987) e posteriormente modificado por vários pesquisadores, por exemplo: Davis et al., 1988; Seed e Harder, 1990; Ishihara, 1993; Write et al., 1999; Olson e Stark, 2002; Idriss e Boulanger, 2007.

Whitman (1985) descreveu situações onde percolações nos poros de água devido a excessos dos gradientes de poropressões induzidas por sismos, podem levar a amolecimentos localizados do solo liquefeito ou redistribuição dos vazios, que podem resultar num S_r muito menor em campo que os que poderiam ser

obtidos de testes de laboratório com amostras com razão de vazios antes de um sismo.

Um número de definições tem sido usado na literatura para a resistência cisalhante de solos liquefeitos. A resistência cisalhante última ou resistência no estado crítico, que é medido em testes de laboratório não drenado é denotada como S_{cs} , enquanto a resistência cisalhante no estado quase-constante, a qual corresponde ao mínimo local na curva tensão-deformação de testes de laboratório não drenado, é denotado como S_{qss} . A resistência cisalhante residual, usada aqui para a resistência dos solos liquefeitos, refere-se à resistência cisalhante que um solo liquefeito mobiliza no campo, a qual pode ser complicada pela redistribuição dos vazios e outros mecanismos de campo que não podem ser replicados nos testes de laboratórios. Estas três resistências são fundamentalmente diferentes desde um ponto de vista mecânico e, portanto é essencial manter uma distinção.

Idriss e Boulanger, 2007, apresentaram relações baseados no SPT e CPT para estimar a razão da resistência cisalhante residual com a tensão vertical efetiva inicial, S_r/σ'_{vo} , para solos não plásticos liquefeitos, baseados na revisão de casos históricos de outros pesquisadores nos últimos 20 anos. Posteriormente, estas relações recomendadas para projetos foram avaliadas com ensaios de laboratório e recentes descobertas com respeito aos mecanismos de redistribuição dos vazios.

As retro-análises de casos históricos envolvem análises de estabilidade estática pós-sismo das estruturas de terra destinando a cada zona de solo não liquefeito a melhor estimativa da resistência cisalhante, enquanto a zona que liquefaz é destinada uma resistência cisalhante desconhecida de S_r (com $\phi_u=0$). O maior valor de S_r é aquele que dá um fator de segurança contra o deslizamento igual a 1.0 para a geometria indeformada do talude. Outra estimativa de S_r é similarmente obtida para a geometria deformada final do talude, se esta geometria deformada é razoavelmente documentada e se as camadas de solo não têm sido seriamente modificadas no processo de deformação. Vários procedimentos têm sido usados para interpolar entre estas duas estimativas de S_r tentando contabilizar o papel de parâmetros envolvidos, tais como: inércia ao deslizamento, geometria, perda de resistência devido à mistura com corpos de água adjacentes, e outros fatores. Por exemplo, Olson e Stark (2002) calcularam para a barragem de Lower San Fernando, valores de S_r de 36 e 5 KPa para cada geometria respectivamente, e um valor interpolado de 19 KPa. Isto ilustra como a interpolação das resistências

entre a geometria deformada e indeformada é um passo muito significativo e incerto na interpretação dos casos históricos, somado à já grande incerteza na estimativa dos valores de S_r . Deve-se ter em mente que é necessário para seguintes aplicações, a estimativa de S_r durante as primeiras fases de instabilidade, e não em algum estágio posterior (isto é, logo que significantes misturas tenham ocorrido).

2.4.1.

Correlações baseados no SPT para determinar a resistência residual

A resistência cisalhante residual S_r , tem sido normalizada com respeito à tensão vertical efetiva inicial, σ'_{vo} (Stark e Mesri, 1992; Ishihara, 1993; Wride et al., 1999; Olson e Stark, 2002; Idriss e Boulanger, 2007), baseado na observação que esta fornece uma base razoável para descrever o comportamento tensão-deformação até níveis moderados de deformação nos ensaios de laboratório não drenados. Em adição, recentes estudos sugerem que os efeitos da redistribuição dos vazios, os quais são afetados por numerosos fatores, podem também ser bem representados por uma correlação de S_r/σ'_{vo} ao invés de usar S_r diretamente (Idriss e Boulanger, 2007).

Os valores de S_r/σ'_{vo} dos casos históricos foram plotados como uma função de $(N_1)_{60cs-Sr}$ por Idriss e Boulanger (2007), recomendando duas curvas para estimar o S_r/σ'_{vo} : uma curva para condições onde os efeitos da redistribuição são esperados para ser insignificantes, e outra curva onde os efeitos da redistribuição dos vazios serão significantes. Isto é mostrado na Figura 2.8, onde também pode se notar a continuação da curva para valores de $(N_1)_{60cs-Sr}$ maiores de 14, os quais estão além da faixa de dados disponíveis dos casos históricos.

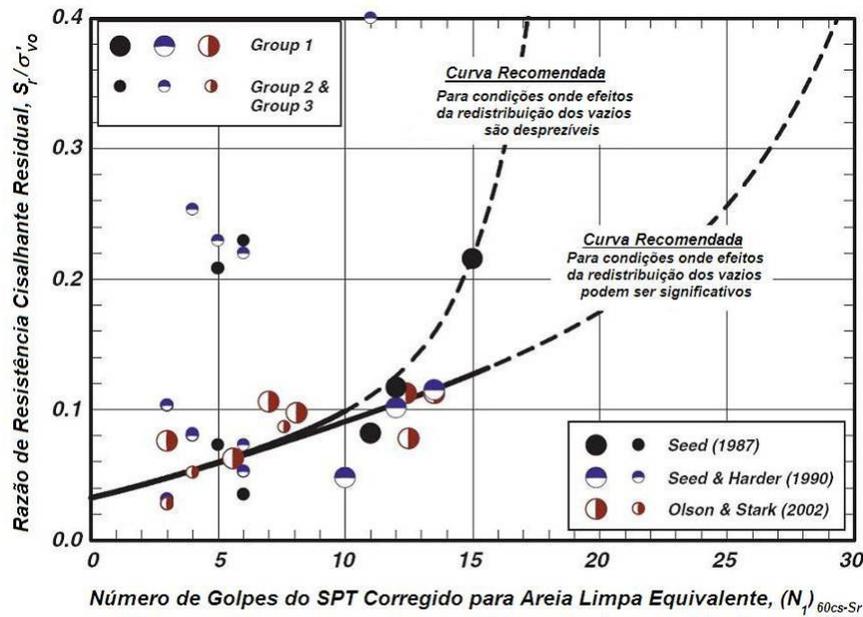


Figura 2.8 - Razão de Resistência Cisalhante Residual S_r/σ'_{vo} , do solo liquefeito versus o N do SPT corrigido para uma areia limpa equivalente para σ'_{vo} menores que 400 kPa. Grupo 1: dados de SPT e geometria completos; Grupo 2 & 3: dados de SPT ou geometria incompletos (Idriss e Boulanger, 2007)

A linha inferior da Figura 2.8 corresponde às condições onde os efeitos da redistribuição dos vazios podem ser significativos, isto é, para os lugares onde uma camada de espessura significativa de solo liquidificável deita sob uma camada de solo de baixa permeabilidade que poderia impedir a dissipação, depois de ter acontecido o sismo, dos excessos de poropressões induzidos pelo sismo. Esta relação pode ser expressa pela seguinte equação:

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs-Sr}}{16} + \left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr} - 16}{21.2} \right)^3 - 3.0 \right] \leq \tan \phi' \quad (2.1)$$

A linha superior da Figura 2.8 corresponde à condição onde os efeitos da redistribuição dos vazios podem ser considerados desprezíveis. Isto inclui os lugares onde a estratigrafia não impedirá a dissipação dos excessos das poropressões, e esta dissipação poderia estar acompanhada pela densificação do solo em toda a profundidade. Neste caso, segundo os dados recopilados por Idriss e Boulanger e as correlações entre densidades relativas e $(N_1)_{60cs-Sr}$ indicam que a resistência cisalhante não drenada poderia se incrementar rapidamente tanto como $(N_1)_{60cs-Sr}$ se aproxime de 16 ou 17 ($D_r \approx 60\%$). Esta relação pode ser expressa pela seguinte equação:

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = \exp\left[\frac{(N_1)_{60cs-Sr}}{16} + \left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr} - 16}{21.2}\right)^3 - 3.0\right] \times \left[1 + \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr}}{2.4} - 6.6\right)\right] \leq \tan\phi' \quad (2.2)$$

O papel potencial da redistribuição dos vazios ou outros mecanismos de perda de resistência nos casos históricos não está totalmente claro. Modelos físicos e analíticos indicam que a redistribuição dos vazios é mais severa para areias fofas, assim sugere que as duas relações deveriam ser algo diferente para resistências à penetração baixas, mas o estado atual de conhecimento não fornece a base para incorporar qualquer diferença nesta vez (Idriss & Boulanger, 2007).

Valores de S_r/σ'_{vo} para $\sigma'_{vo} > 400$ kPa são esperados ser menores do que os recomendados na Figura 2.8. Os resultados de ensaios de compressão triaxial de Yoshimine et al. (1999) mostrou que a razão S_r/σ'_{vo} , para uma D_r dada, foram relativamente independentes de σ'_{vo} até um valor de σ'_{vo} de 500 kPa, mas decresceu para altos valores de σ'_{vo} .