

## 2

## O Fenômeno da liquefação

### 2.1

#### Noções sobre fluxo por liquefação e mobilidade cíclica

A história registra ao longo dos séculos inúmeros casos de ruptura catastrófica de maciços de solos arenosos, com consideráveis prejuízos econômicos, perdas de vidas humanas e danos ao meio ambiente, causados pela liquefação de areias saturadas. Uma característica comum nestes casos é que as areias responsáveis pelos desastres poderiam ser consideradas fofas por qualquer sistema de classificação baseado em número de golpes do ensaio *SPT*, penetração no ensaio de cone ou densidade relativa *Dr*.

Algumas das rupturas foram desencadeadas por carregamentos sísmicos e outras por um aumento monotônico das tensões de cisalhamento na massa de solo (liquefação estática ou monotônica), resultando em ambos os casos no fluxo da areia como um líquido denso. O fato deste tipo de ruptura se assemelhar ao comportamento de um líquido é devido à substancial perda de resistência em regiões da massa de solo e não apenas ao longo de determinada superfície de ruptura. Como resultado, taludes são achatados para inclinações de baixos ângulos, edificações sofrem severos recalques e estruturas leves parecem flutuar na massa de solo.

Hazen (1920) foi o primeiro a usar o termo *liquefação* para explicar a ruptura da barragem de Calaveras, Califórnia, em 1918, construída com a técnica de aterro hidráulico, mas a literatura também registra a terminologia mobilidade cíclica introduzida por Casagrande (1971). De modo geral liquefação (ou mais estritamente fluxo por liquefação) designa o grupo de fenômenos que apresentam em comum o surgimento de altas poropressões em areias saturadas, devidas a carregamentos estáticos ou cíclicos, sob volume constante, enquanto que mobilidade cíclica designa a progressiva deformação de areias saturadas quando sujeitas a carregamentos cíclicos sob teor de umidade constante.



plotando-se o índice de vazios médio versus a tensão efetiva  $\sigma'_3$  cada vez que o ciclo de carregamento passar por zero (tensão de desvio nula). Neste caso, o ponto se movimentará horizontalmente para a esquerda porque o índice de vazios médio na amostra se mantém constante e a poropressão crescerá devido ao carregamento cíclico. O valor desta poropressão dependerá da intensidade do carregamento cíclico, do número de ciclos e do tipo de ensaio, entre outros fatores, mas eventualmente o ponto  $B$  onde  $\sigma'_3 = 0$  poderá ser atingido. Durante o processo, grandes deformações podem ocorrer, dizendo-se então que a amostra de areia desenvolveu mobilidade cíclica. Evidências de laboratório demonstram uma redistribuição do índice de vazios no solo, aumentando no topo e decrescendo na base da amostra, representando, portanto, a linha horizontal  $\overline{DB}$  uma condição média durante o ensaio.

As deformações tornam-se progressivamente maiores à medida que mais ciclos de carregamento são aplicados, e durante cada ciclo a poropressão torna-se igual à tensão confinante quando a tensão de desvio é nula, decaindo em seguida quando carregamentos de compressão ou de extensão forem aplicados.

Logo, para amostras de areia saturada localizadas acima da linha de estado permanente, poderá ocorrer fluxo por liquefação se o carregamento aplicado, monotônico ou cíclico, sob condição não drenada, for suficientemente grande para que a linha de estado permanente seja atingida. Quanto mais à direita o ponto inicial  $C$  estiver, maiores serão as deformações associadas com o fenômeno da liquefação; se o ponto estiver localizado acima de  $Q$ , a resistência residual após a liquefação será nula.

Para amostras de areia saturada localizadas abaixo da linha de estado permanente, com tendência de comportamento dilatante, o ponto inicial  $D$  se movimentará para a direita se o carregamento for monotônico, e para a esquerda na aplicação de carregamento cíclico. Se o número de ciclos e a amplitude dos mesmos forem suficientemente grandes, dentre outros fatores, poderá ser atingido o ponto onde o acréscimo de poropressão torna-se igual à tensão efetiva confinante inicial, provocando deformações do material, porém sem perda significativa de resistência, como no fenômeno do fluxo por liquefação. Seed e Lee (1966) definiram este ponto como de *liquefação inicial*, terminologia que

erroneamente induz a idéia de que fluxo por liquefação pode acontecer tanto em solos densos quanto fofos.

De acordo com o exposto, fluxo por liquefação somente poderá ocorrer em areias saturadas fofas, sob carregamentos estáticos ou dinâmicos que provoquem tensões cisalhantes na massa de solo, como em taludes, sob as fundações de edificações ou nas vizinhanças de uma estrutura enterrada mais leve do que o solo escavado. Para um dado índice de vazios, a suscetibilidade de liquefação aumenta com a tensão confinante e com as tensões cisalhantes geradas pelo carregamento.

Mobilidade cíclica pode ser induzida em laboratório mesmo para areias bastante densas, e a resistência à mobilidade cíclica para uma areia saturada com dado índice de vazios aumenta com a tensão confinante, aqui considerando-se resistência à mobilidade cíclica como a tensão de desvio necessária para produzir certa deformação sob determinado número de ciclos. De acordo com alguns autores (Castro, 1975; Castro e Poulos, 1977) as deformações resultantes da mobilidade cíclica em amostras de laboratório decorrem principalmente da redistribuição do índice de vazios durante o carregamento cíclico.

Finalmente, um comentário sobre a linha de estado permanente e a linha de estado crítico utilizada nos conhecidos modelos de estado crítico (Schofield e Wroth, 1968), como no modelo Cam Clay Modificado, para estudo do comportamento mecânico de areias e argilas normalmente adensadas. Na literatura houve discussões se ambas as linhas são coincidentes (Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Sladen, d'Hollander, Krahn e Mitchell, 1985; Alarcon-Guzman, Leonards e Chameau, 1988) visto que a linha de estado permanente é obtida para areias fofas (contrativas) sob solicitação não drenada em ensaios triaxiais de tensão controlada, enquanto que a linha de estado crítico é geralmente obtida em ensaios com areias densas (dilatantes) sob solicitação drenada em ensaios de deformação controlada. De acordo com Been, Jefferies e Hachey (1991), após análise dos resultados de extenso programa de ensaios triaxiais drenados e não drenados em areia, as linhas de estado permanente e de estado crítico são realmente coincidentes e independentes das trajetórias de tensões.

## **2.2 Critérios de suscetibilidade à liquefação**

Há muitos critérios publicados na literatura para estimativa da suscetibilidade de liquefação de areias, sendo alguns deles apresentados a seguir (Kramer, 1996):

### **2.2.1 Critério geológico**

Os processos geológicos que formam e transportam partículas relativamente uniformes, produzem depósitos de solo de baixa densidade relativa e altamente suscetíveis à liquefação. Conseqüentemente, depósitos fluviais, coluviais e eólicos, quando saturados, podem sofrer liquefação por carregamentos estático ou cíclico. A suscetibilidade em depósitos antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes. Assim, solos do período Pleistoceno são menos suscetíveis à liquefação do que solos do período Holoceno. Como a liquefação ocorre somente em solos saturados, quanto mais profundo for o nível d'água subterrâneo, tanto menor sua suscetibilidade à liquefação. Ocorrência de liquefação é geralmente observada em maciços onde o nível d'água situa-se poucos metros abaixo da superfície. Depósitos formados pela ação do homem merecem também atenção especial pois, quando pouco compactados (por exemplo, barragens de rejeito, aterros hidráulicos), são bastante suscetíveis à liquefação.

### **2.2.2 Critério de composição de material**

Por muitos anos acreditou-se que liquefação estava restrita a depósitos de areia, apenas. Solos de granulometria mais fina foram considerados incapazes de gerar altos valores de poropressão, comumente associados com a liquefação, enquanto que solos de granulometria mais grossa foram, por sua vez, considerados muito permeáveis para manter acréscimos de poropressão por um tempo suficiente para o processo de liquefação se desenvolver. Mais recentemente, os limites dos critérios baseados em granulometria foram expandidos. Liquefação de siltes não plásticos foi observada (Ishihara, 1984, 1985), tanto em laboratório como em campo, indicando que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica no caso de solos finos. De acordo com Wang (1979), solos finos que satisfazem cada uma das seguintes condições

do *critério chinês* podem ser considerados suscetíveis à liquefação: a) fração mais fina do que  $5 \mu \leq 15\%$ ; b) limite de liquidez  $LL \leq 35\%$ ; c) teor de umidade  $w \geq 0,9LL$ ; d) índice de liquidez  $\leq 0,75$ . Para considerar diferenças da prática americana, a U.S. Army Corps of Engineers recomendou adaptar o *critério chinês* por meio das seguintes modificações: a) decréscimo da fração de finos em 5%; b) acréscimo do limite de liquidez em 1%; c) acréscimo do teor de umidade natural em 2% (Finn, 1994).

Quanto a solos grossos, liquefação em pedregulhos também foi observada em campo (Coulter e Migliaccio, 1966; Chang, 1978; Wong, 1984; Youd et al., 1985; Yegian et al., 1994) e em laboratório (Wong et al., 1975; Evans e Seed, 1987). Quando a dissipação das propressões for impedida pela presença de camadas impermeáveis, podem então ser estabelecidas condições para uma solicitação não-drenada e, conseqüentemente, propiciar a ocorrência de liquefação neste tipo de solo.

A suscetibilidade à liquefação é influenciada pela distribuição granulométrica também. Solos bem graduados são geralmente menos suscetíveis porque o preenchimento dos vazios pelas partículas menores resulta numa menor variação volumétrica, sob condição drenada, e em menores valores de poropressão, na condição não drenada. Evidências de campo indicam que a maioria dos casos de ruptura por liquefação aconteceu em depósitos de solo com granulometria uniforme.

A forma da partícula pode igualmente influenciar a suscetibilidade à liquefação. Solos com partículas arredondadas tendem a tornarem-se menos densos com maior facilidade do que aqueles formados por grãos angulares, logo apresentando uma maior suscetibilidade. Depósitos com partículas arredondadas ocorrem geralmente em ambientes de deposição fluvial e aluvionar, onde areias saturadas fofas são freqüentemente encontradas, formando áreas de alto potencial de liquefação.

### 2.2.3 Critérios de estado

Mesmo se um solo satisfazer a todos os critérios de suscetibilidade anteriormente citados, a liquefação pode ou não se desenvolver. A suscetibilidade

à liquefação depende ainda fortemente de um critério de estado, dependente da densidade relativa e das tensões iniciais no maciço de solo.

Historicamente, os seguintes critérios de estado foram apresentados na literatura:

**a) Critério do índice de vazios crítico.** Casagrande (1936) executando ensaios triaxiais drenados (deformação controlada) em amostras de areia fofa e densa verificou experimentalmente que sob uma mesma tensão efetiva a densidade relativa do solo se aproximava de um valor constante à medida que as amostras eram cisalhadas sob grandes deformações. O índice de vazios correspondente a este estado final de volume constante foi denominado *índice de vazios crítico*,  $e_c$ . Com a execução de ensaios adicionais sob diferentes tensões de confinamento, Casagrande (1936) constatou também que o índice de vazios crítico podia ser unicamente relacionado com as tensões de confinamento através da linha de índice de vazios crítico da figura 2.2. Ainda que equipamentos necessários para medição de poropressão não estivessem disponíveis à época (1936), Casagrande sugeriu que a linha de vazios crítico também poderia ser interpretada como uma fronteira entre regiões de desenvolvimento de excessos de poropressão positiva (contração de volume, solos fofos) e de poropressão negativa (expansão de volume, solos densos).

Admitindo-se então que a linha de índice de vazios crítico delimita uma fronteira entre comportamentos de contração e expansão de volume, esta foi também considerada como um critério de suscetibilidade de liquefação (figura 2.2). Solos saturados com índices de vazios altos o suficiente para serem localizados acima desta linha eram considerados suscetíveis à liquefação, enquanto que os plotados abaixo dela eram classificados como não suscetíveis. Todavia, quando a barragem de Fort Peck (Montana, EUA) sofreu processo de ruptura por liquefação estática no talude de montante durante sua construção, em 1938, uma investigação posterior mostrou que o estado inicial do solo tinha sido plotado abaixo da linha de índice de vazios crítico, devendo, como na época o tinha sido, ser considerado não suscetível à liquefação (Middlebrooks, 1942). Casagrande atribuiu esta discrepância à inabilidade dos ensaios triaxiais drenados sob deformação controlada em representar adequadamente todos os aspectos que

influenciam o comportamento do solo sob as condições reais não drenadas de tensão controlada que ocorrem na liquefação em campo.

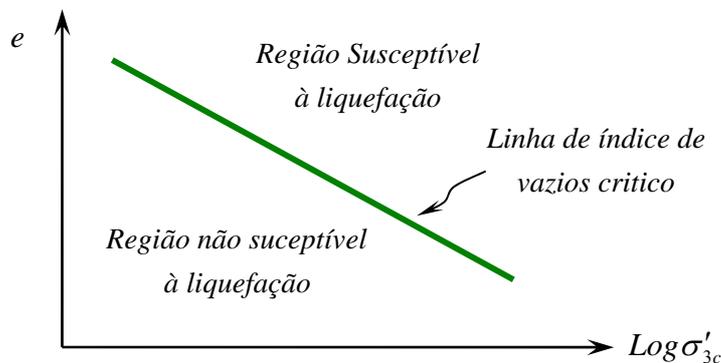


Figura 2.2 Linha de vazios crítico (Casagrande, 1936).

**b) Critério do estado de deformação.** Castro (1969), estudante de pós-graduação de Casagrande, executou um programa de ensaios triaxiais de tensão controlada, não drenados, estáticos e cíclicos, em amostras de areia consolidadas isotropicamente e anisotropicamente. Três diferentes tipos de curvas tensão-deformação para amostras consolidadas anisotropicamente estão representadas na figura 2.3. Solos fofos (amostra *A*) tipicamente exibiram um pico de resistência não drenada para baixos níveis de deformação, colapsando rapidamente para fluir sob pequenos valores de tensão de confinamento e de tensão de desvio  $q$ . Solos densos (amostra *B*) apresentaram inicialmente contração de volume, seguido por expansão volumétrica mesmo sob tensões de confinamento relativamente altas, atingindo consideráveis valores de resistência ao cisalhamento. Para as amostras com densidade relativa intermediária (amostra *C*) o pico de resistência no início do ensaio foi seguido por uma região de amolecimento intermediária que terminou a partir do momento em que a variação de volume foi novamente de expansão, caracterizando o chamado ponto de transformação de fase (Ishihara, 1975). Com acréscimos de carregamento subsequentes o solo da amostra *C* continuou a apresentar dilatação de volume sob altas tensões de confinamento, bem como altos valores de resistência ao cisalhamento. O tipo de comportamento da amostra *C* foi denominado de *liquefação limitada*.

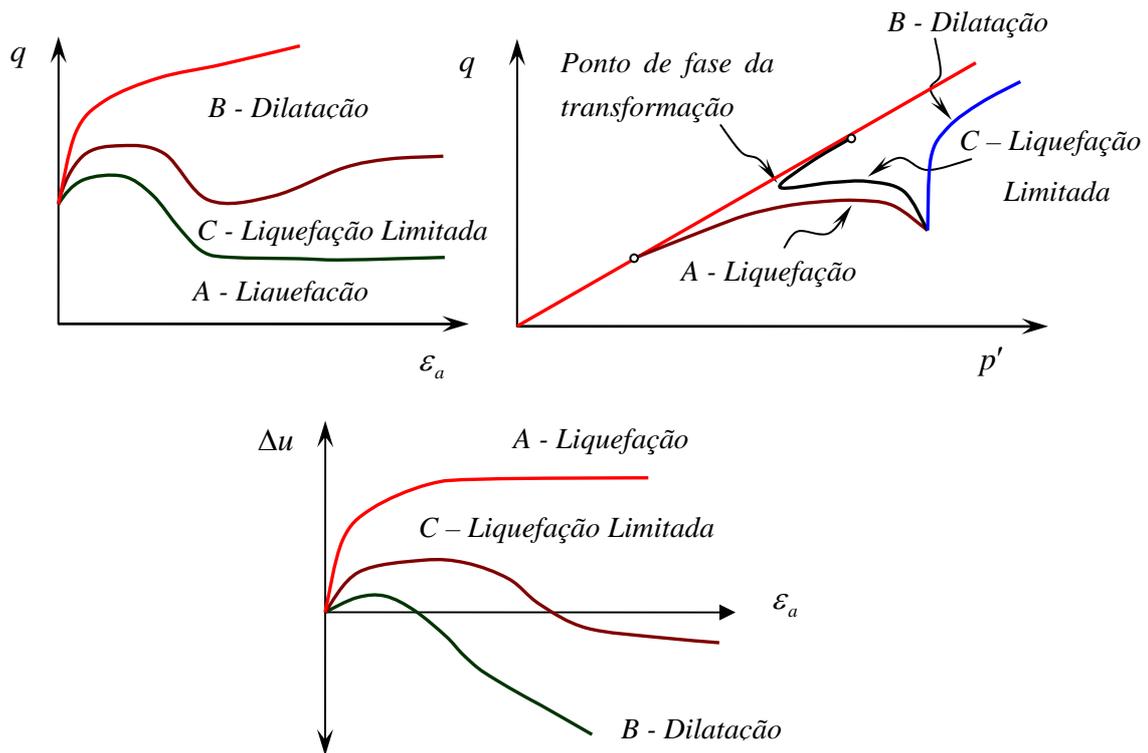


Figura 2.3 Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969).

O programa de ensaios de Castro (1969) mostrou existir uma relação única entre índice de vazios e tensão confinante sob grandes deformações que, graficamente, é plotada paralelamente mas abaixo da linha de índice de vazios crítico de Casagrande (1936) obtida com ensaios triaxiais drenados de deformação controlada. O estado no qual o solo flui continuamente sob tensão cisalhante constante, volume constante e velocidade constante foi então definido como linha de estado permanente (Castro e Poulos, 1977; Poulos, 1981).

Mais recentemente, tem-se comprovado que a linha de estado permanente não é unicamente definida pela densidade relativa do solo, sendo diferente para trajetórias de tensão de compressão e de extensão, particularmente se a estrutura do material for marcadamente anisotrópica (Vaid et al., 1990; Reimer e Seed, 1992; Vaid e Thomas, 1995), recomendando-se, portanto, que o ambiente do depósito e a situação de carregamento sejam representados o mais próximo da realidade quanto possível na investigação das condições de estado permanente em ensaios de laboratório.

De maneira geral, a linha de estado permanente (*SSL – steady state line*) pode ser visualizada como uma curva no espaço tridimensional  $e - \sigma' - \tau$  (ou

$e-p'-q$ ) ou projetada em planos de  $\tau$ ,  $\sigma'$  ou  $e$  constante (figura 2.4). Adicionalmente, como a resistência não drenada  $S_u$  é proporcional à tensão efetiva de confinamento na condição permanente, uma linha *SSL* baseada em resistência não drenada do solo apresenta-se paralela à linha *SSL* baseada em tensão confinante efetiva, quando ambas são plotadas em escala logarítmica (figura 2.5).

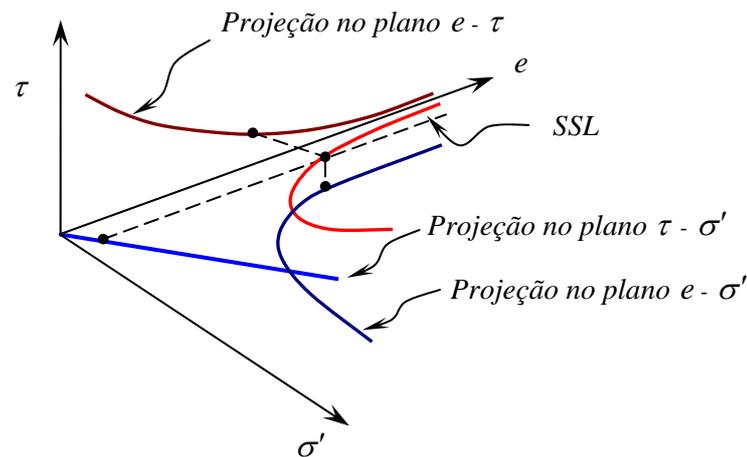


Figura 2.4 Linha de estado permanente em representação tridimensional no espaço  $e-\tau-\sigma'$  e nos planos  $\tau-e$ ,  $\tau-\sigma'$ , e  $e-\sigma'$  (Kramer, 1996).

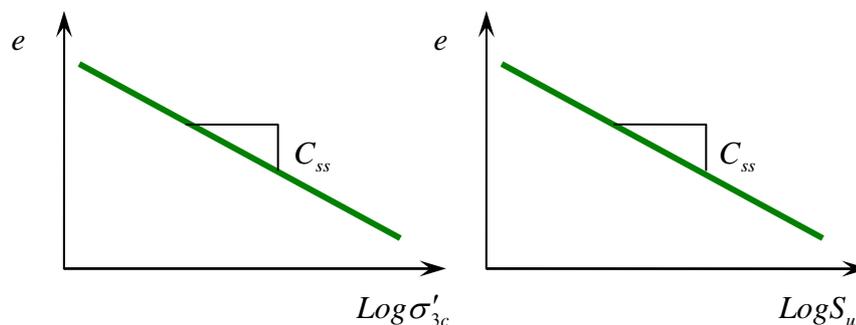


Figura 2.5 – Proporcionalidade entre a linha *SSL* baseada em resistência não drenada  $S_u$  e a linha *SSL* baseada em tensão efetiva de confinamento (em escala logarítmica).

A linha *SSL* é útil para identificação das condições sob as quais um solo pode ser suscetível ao fluxo por liquefação (figura 2.6). Um solo cujo estado é plotado abaixo da linha *SSL* não é considerado suscetível à liquefação, enquanto que para um solo representado acima de *SSL* a liquefação poderá ocorrer se as tensões cisalhantes necessárias para equilíbrio estático da massa de solo forem maiores do que a resistência ao cisalhamento residual (estado permanente). Como a linha *SSL* pode ser usada também para avaliar a resistência ao cisalhamento não

drenado do solo liquefeito, então também seria possível empregá-la para uma estimativa dos potenciais efeitos do fenômeno da liquefação.

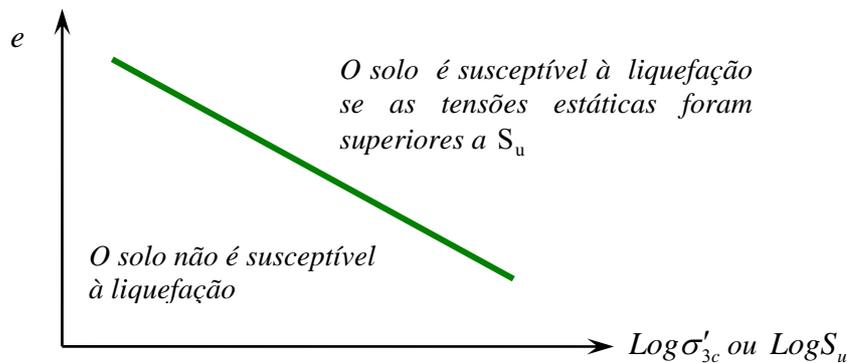


Figura 2.6 Estimativa da suscetibilidade de liquefação pela linha de estado permanente (Kramer, 1996).

c) **Parâmetro de estado** – densidade relativa ou índice de vazios apenas tem aplicabilidade limitada quando se pretende estimar a suscetibilidade de liquefação de solos, como bem ilustra a linha *SSL*. Um elemento de solo com um particular índice de vazios (i.e. com determinada densidade relativa) pode ser susceptível à liquefação sob altas tensões confinantes mas não susceptível caso estas sejam baixas.

Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, definido por

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

onde  $e_{ss}$  é o índice de vazios na linha de estado permanente sob a tensão efetiva confinante de interesse (figura 2.7). Quando  $\psi$  é positivo, o solo exibe comportamento contrativo e pode ser susceptível à liquefação, enquanto que para valores negativos de  $\psi$  a variação volumétrica é negativa (dilatação) e o solo não é considerado susceptível ao fluxo por liquefação. O parâmetro de estado foi relacionado com ângulo de atrito do solo, ângulo de dilatância, resultados de ensaios de campo (*CPT*, *DMT* – ensaio de dilatômetro) de acordo com Been et al. (1986, 1987), Sladen (1985), Ishihara (1993), entre outros.

A possibilidade de determinar o valor do parâmetro de estado  $\psi$  pela execução de ensaios in situ tem grande apelo prático, mas a precisão de sua determinação depende da precisão com que a posição da linha *SSL* pode ser obtida.

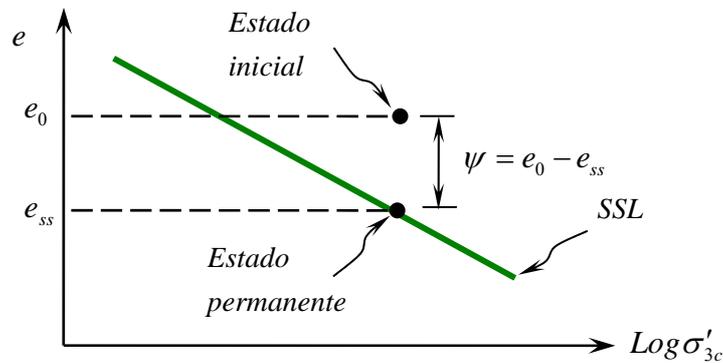


Figura 2.7 Definição do parâmetro de estado  $\psi$ .

### 2.3 Iniciação do fluxo por liquefação

O fato de que um depósito de solo seja suscetível à liquefação não significa necessariamente que esta ocorrerá, pois sua iniciação depende das características do carregamento, estático ou dinâmico, aplicado no maciço.

A liquefação de solos granulares pode ser iniciada sob várias circunstâncias. Sob carregamento estático (monotônico) foi observada em depósitos de solos naturais (Koppejan et al., 1948; Andersen e Bjerrum, 1968; Bjerrum, 1971; Kramer, 1988), aterros (Middlebrooks, 1942; Cornforth et al., 1975; Mitchell, 1984), depósitos de rejeitos de mineração (Kleiner, 1976; Jennings, 1979; Eckersley, 1985). Sob carregamento dinâmico, além de fontes sísmicas, foi também constatada como efeito de vibrações causadas pela cravação de estacas (Jakobsen, 1952; Broms e Bennermark, 1967), por tráfego de veículos (Fellenius, 1953), exploração geofísica (Hryciw et al., 1990), e explosões (Conlon, 1966; Carter e Seed, 1988).

**Superfície de fluxo por liquefação** - considere a resposta de uma série de amostras de areia saturadas submetidas a ensaios triaxiais não drenados (carregamento estático). Como todas as amostras foram consolidadas isotropicamente para o mesmo índice de vazios, sob diferentes valores de tensão

confinante, devem então atingir o mesmo estado de tensões efetivas na condição permanente, ao longo de várias trajetórias de tensão (figura 2.8). O estado inicial das amostras A e B localizam-nas abaixo da linha *SSL*, com comportamento dilatante sob cisalhamento, enquanto que as amostras C, D, E, situadas acima da linha de estado permanente, exibem comportamento contrativo, atingindo um pico de resistência não drenada e deformando-se rapidamente em seguida para atingir a linha *SSL*. Os picos de resistência das amostras C, D, E definem pontos de início de liquefação que, unidos, definem uma linha reta que se projeta pela origem do plano  $p':q$ , chamada de *superfície de fluxo por liquefação* – *FLS* (*flow liquefaction surface*) conforme Hanzawa et al. (1979), Vaid e Chern (1983). Como a liquefação não pode ocorrer abaixo da linha *SSL* então a superfície *FLS* deve ser interrompida no ponto de estado permanente (figura 2.9).

A superfície *FLS* marca uma fronteira entre estados estáveis e instáveis. Se as condições de tensão em um elemento de solo atingir *FLS* sob condição não drenada, quer sob carregamento estático ou sísmico, o fenômeno de liquefação será iniciado.

Portanto, o fluxo por liquefação ocorrerá em duas etapas: na primeira, que acontece sob baixos níveis de deformação, a geração de poropressão será suficiente para a superfície *FLS* ser atingida, tornando o solo instável. A segunda etapa, controlada pelas tensões de cisalhamento necessárias para garantir equilíbrio estático, envolve a ocorrência de amolecimento (*strain softening*) com geração adicional de poropressão e desenvolvimento de grandes deformações enquanto a trajetória de tensões efetivas move-se de *FLS* para a linha *SSL*. Se a primeira etapa levar o solo à superfície *FLS* sob condições não drenadas, controladas por tensão, então a ocorrência da segunda etapa será inevitável.

O estado de ruptura em fluxo por liquefação é portanto identificado pela superfície *FLS* e sua iniciação é facilmente reconhecida em campo, enquanto que para a situação de mobilidade cíclica a definição de estado de ruptura é imprecisa – um certo nível de deformação decorrente da mobilidade cíclica pode ser aceitável em alguns maciços de solos mas excessivo em outros, sendo impossível de caracterizar um ponto distinto no qual a “ruptura” por mobilidade cíclica inicia em campo. A ruptura por mobilidade cíclica é geralmente reconhecida quando as poropressões tornam-se suficientemente grandes para produzir oscilações do

terreno, escorregamento laterais em maciços pouco inclinados próximos a depósitos de água e evidências de danos na superfície do terreno como “sand boils”.

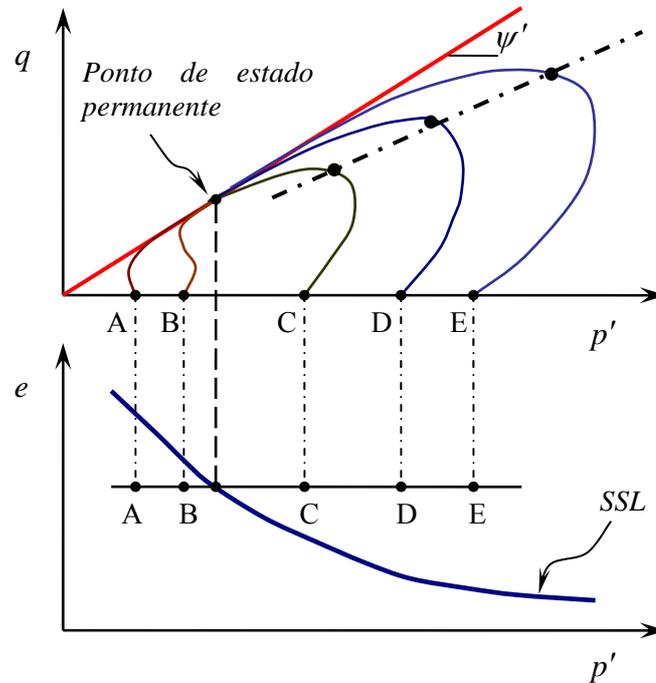


Figura 2.8 Liquefação é iniciada nas amostras C, D, E nos pontos marcados que a superfície *FLS* (reta tracejada).

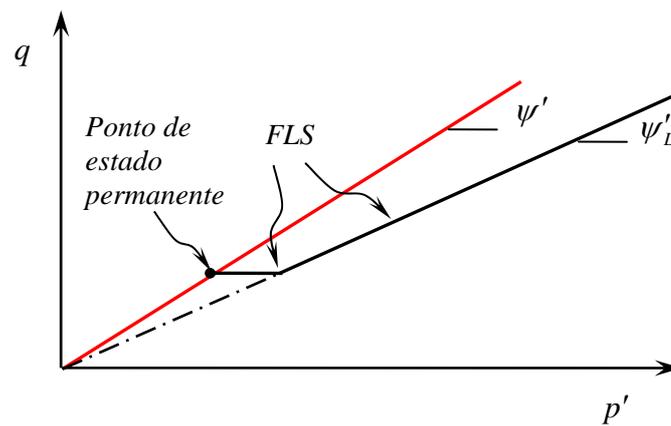


Figura 2.9 Superfície de fluxo por liquefação no plano  $p' : q$  (Kramer, 1996).

## 2.4 Resistência ao cisalhamento de solos liquefeitos

Quando as tensões cisalhantes necessárias para manter o equilíbrio estático de um depósito de solo excedem a resistência ao cisalhamento disponível, o solo deforma-se até atingir uma configuração de equilíbrio onde as tensões não ultrapassem o valor da resistência. A quantidade de deformação experimentada pelo material neste processo é fortemente influenciada pela diferença entre as tensões cisalhantes existentes e a resistência ao cisalhamento do solo liquefeito.

A avaliação da resistência de areias liquefeitas é um dos problemas mais difíceis da engenharia geotécnica contemporânea. Conceitos de estado permanente são úteis para entender o comportamento de solos sob liquefação, mas a resistência no estado permanente pode ser dependente da trajetória de tensões. No campo, a ruptura geralmente envolve diferentes trajetórias de tensão, e conseqüentemente diferentes resistências no estado permanente, em diferentes partes do maciço de solo, além da possibilidade de que drenagem pode também ocorrer durante a ruptura. Considerados estes fatores, não é surpreendente que a resistência de solos liquefeitos seja difícil de ser determinada com precisão.

Três diferentes abordagens foram desenvolvidas para avaliação da resistência ao cisalhamento de solos liquefeitos: a) ensaios de laboratório para determinação da resistência no estado permanente; b) ensaios de laboratório para determinação da resistência residual; c) resistência residual normalizada.

### 2.4.1 Ensaios de laboratório para determinação da resistência no estado permanente

O comportamento de solos liquefeitos é governado pela resistência ao cisalhamento do solo no estado permanente. Teoricamente, esta depende apenas da densidade relativa do solo, mas evidências experimentais indicam que pode ser influenciada pela trajetória de tensão e outros fatores. Para muitos solos, a resistência ao cisalhamento no estado permanente é extremamente sensível à densidade relativa, i.e. pequenas variações da densidade podem resultar em grandes mudanças de resistência.

Se solos granulares pudessem se amostrados perfeitamente a resistência não drenada  $S_u$  na condição permanente poderia ser avaliada através de um único

ensaio triaxial, consolidando o solo sob as tensões de campo e cisalhando a amostra ao longo da trajetória de tensão mais apropriada, sob condição não drenada. Infelizmente, os efeitos de amostragem, transporte, manuseio e consolidação causam variações na densidade da amostra e, conseqüentemente, no valor da resistência não drenada medida no ensaio.

Poulos et al. (1985) propuseram os seguintes passos para obtenção da resistência ao cisalhamento na condição permanente através de ensaios de laboratório. O método pode ser acompanhado também na figura 2.10.

**i) Determinação do índice de vazios de campo.** Considerando-se uma ou mais amostras “indeformadas”. Este é o passo mais difícil e crítico de todo o procedimento, devido ao extremo cuidado com que a operação de amostragem deve ser executada.

**ii) Localização da linha de estado permanente usando amostras compactadas.** Como a inclinação de *SSL* é fundamentalmente influenciada pela forma dos grãos, uma série de ensaios em amostras “compactadas” deve apresentar a mesma inclinação do que a do solo de campo. Ensaios em amostras consolidadas sob tensões iniciais bastante acima da *SSL* são recomendados, de modo a assegurar um comportamento contrativo do solo ensaiado.

**iii) Determinação da resistência no estado permanente utilizando a amostra indeformada.** Considerando-se as amostras “indeformadas”. Onde novamente, para garantir que o estado permanente será atingido sob níveis razoáveis de deformação, consolidar a amostra sob elevada tensão de confinamento para produzir um comportamento contrativo da amostra. Pelo ponto determinado no passo iii) traçar uma paralela à linha *SSL* obtida no passo ii). O valor corrigido da resistência no estado permanente pode ser finalmente obtido considerando-se, nesta linha paralela, assim o valor da resistência corresponde ao índice de vazios medido em i).

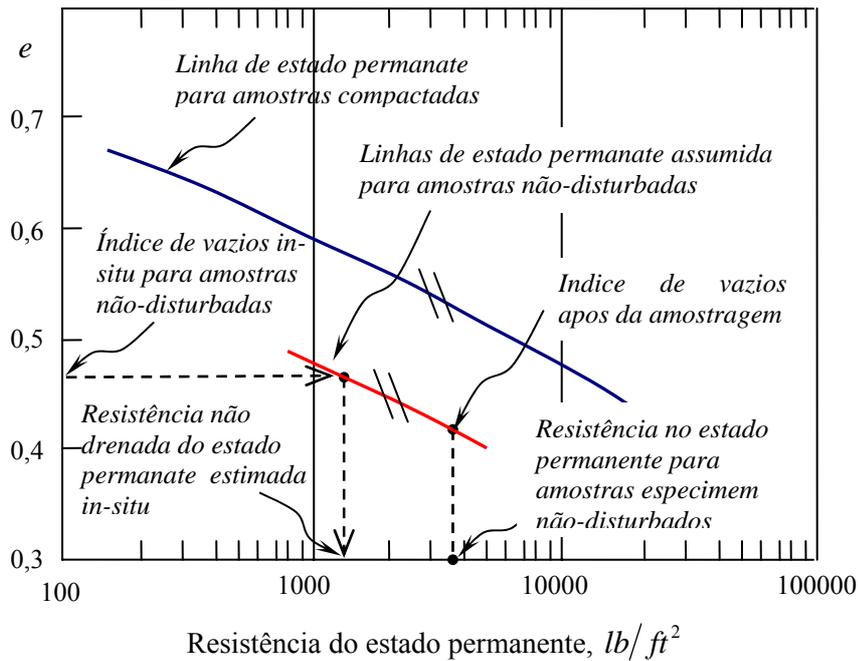


Figura 2.10 Procedimento para estimar a resistência não drenada na condição permanente (Poulos et al., 1985).

#### 2.4.2 Correlação com ensaios SPT para cálculo da resistência residual em solos arenosos

Seed e Harder (1990) apresentaram uma correlação entre a resistência no ensaio *SPT* em areias limpas e a a resistência ao cisalhamento retrocalculada em casos históricos de fluxo por liquefação (figura 2.11). Como não há garantia de que em campo todas as condições de estado permanente foram satisfeitas – como a ocorrência de drenagem parcial durante o fluxo (Stark e Mesri, 1992) – a resistência determinada foi chamada de resistência residual. Para areias com porcentagem de finos igual ou superior a 10%, a figura 2.11 deve ser utilizada com base no número de golpes equivalentes  $N^{eq}$  em areia limpa, definido por

$$N^{eq} = N + N^{corr} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

onde  $N^{corr}$  é a correção da tabela 2.1, com base nas pesquisas de Seed e Harder (1990) e Stark e Mesri (1992).

O procedimento para cálculo da resistência residual não é simples, com muitas hipóteses e aproximações envolvidas. Combinada a variabilidade dos resultados do ensaio *SPT* com a dificuldade de seleção de um único valor de  $N$

representativo, compreende-se, portanto, que o valor estimado da resistência residual é apenas um valor aproximado, como aliás já sugere o grande afastamento entre as curvas da figura 2.11.

Tabela 2.1 – Correção do número de golpes do ensaio *SPT* com base na porcentagem de finos

Porcentagem de finos	$N^{corr}$	
	Seed - Harder	Stark e Mesri
0	0	0
10	1	2,5
15	-	4
20	-	5
25	2	6
30	-	6,5
35	-	7
50	4	7
75	5	7

### 2.4.3 Resistência residual normalizada em solos coesivos

O conceito de resistência normalizada é bastante aceito na prática da engenharia geotécnica no caso de solos coesivos (Ladd e Foott, 1974). Este conceito também pode ser estendido para a resistência residual de solos liquefeitos, com a vantagem de que, com esta abordagem, a estimativa da resistência a partir de valores de tensão efetivas iniciais é bastante mais fácil do que com base em índices de vazios.

Se a curva de consolidação e a linha de estado permanente de um solo são paralelas, então a resistência no estado permanente deve ser proporcional à tensão de consolidação ( $S_u/\sigma'_{1c} = \text{constante}$ ). Se a aplicação deste conceito for feito considerando-se amostras de laboratório com o mesmo índice de vazios e a mesma estrutura do solo em campo sob tensões efetivas iniciais comparáveis, então a resistência residual medida pode ser representativa da condição de campo. Vasquez-Herrera et al. (1990) determinaram a razão  $S_u/\sigma'_{v0} = 0,12$  em amostras de areia siltosa da barragem San Fernando; Byrne et al. (1993) usaram amostras da barragem Duncan para calcular  $S_u/\sigma'_{v0} = 0,21$ . O método da resistência residual normalizada foi também empregado com medição da resistência em

campo através de ensaios de palheta. Por exemplo, Finn et al. (1991) obtiveram a razão  $S_u/\sigma'_{v0} = 0,075$  para o solo silte argiloso da fundação da barragem Sardis.

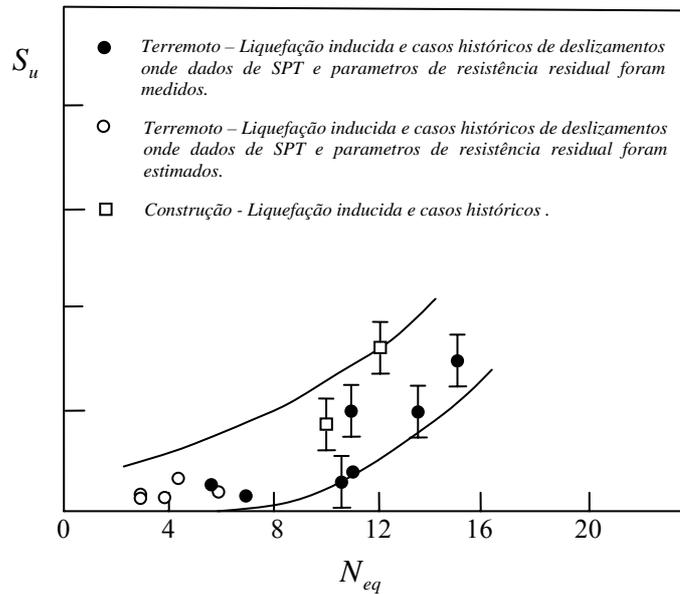


Figura 2.11 Relação entre resistência não drenada residual e o número de golpes corrigido do ensaio *SPT* (Seed e Harder, 1990).

É lógico esperar que diferentes tipos de solo tenham diferentes resistências residuais normalizadas como, por exemplo, esperar-se que a resistência residual normalizada em uma areia bem graduada de grãos angulares seja superior ao de uma areia uniforme de grãos arredondados. Assumindo que os fatores que influenciam a resistência residual normalizada também afetam os resultados de ensaios de campo, é possível relacionar a resistência residual normalizada com os parâmetros de campo, como no caso do ensaio *SPT* conforme Stark e Mesri (1992).

$$S_u/\sigma'_{v0} = 0,0055N^{corr} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

onde  $N^{corr}$  é calculado usando as correções da tabela 2.1.