

2 Fundamentos teóricos da liquefação de solos

2.1 Aspectos gerais

A história registra ao longo do tempo inúmeros casos de rupturas catastróficas de maciços de solos com consideráveis prejuízos econômicos, perdas de vidas humanas e danos ao meio ambiente causados pela liquefação de solos. Uma característica comum nestes casos é que os materiais nos locais dos desastres poderiam ser considerados como solos arenosos ou arenosos com matriz siltosa de baixa ou nula plasticidade, considerados como *fofos* em sistemas de classificação baseados no número de golpes do ensaio de penetração padrão ou SPT (*Standard Penetration Test*) ou do ensaio de penetração de cone ou CPT (*Cone Penetration Test*) ([Douglas, B.J.; Olsen, R.S., 1981], [Robertson, P.K., 1990]) ou nos valores de densidade relativa [Durham, G.N.; Townsend, F.C., 1973]. Uma revisão sobre os tipos de solo suscetíveis à liquefação está apresentada em Seed, R.B. [Seed, R.B., et al., 2003].

Acontecimentos ocorridos, tais como colapsos de fundações de barragens [Seed, H.B., et al., 1975a], movimentos bruscos de taludes naturais [Keefer, D., 1984], recalques severos de edificações e pontes [Ross, G., et al., 1969] e flutuações de fundações [Kawasumi, H., 1968], representam exemplos de rupturas causadas por liquefação. Algumas dessas rupturas foram desencadeadas por carregamentos cíclicos, denominadas de liquefação cíclica [Robertson, P.K.; Wride, C.E., 1998] e outras por um aumento monotônico do carregamento, denominadas liquefação monotônica ou estática ([Kramer, S.L.; Seed, H.B., 1988], [Yamamuro, J.A.; Lade, P.V., 1997], [Olson, S.M., et al., 2000]). A distinção devido ao carregamento aplicado é bem referenciada na literatura por distintos autores ([Vaid, Y.P.; Chern, J.C., 1985], [Hyodo, M., et al., 1994], [Yamamuro, J.A.; Covert, K.M., 2001]).

Por outro lado, conforme ao mecanismo de ruptura, o fenômeno de liquefação pode ser subdividido em dois grupos: fluxo por liquefação e

mobilidade cíclica ([Casagrande, A., 1975], [Castro, G., 1975], [Seed, H.B., 1976], [Ishihara, K., 1993]).

2.2

Fenômeno da liquefação de solos

2.2.1 Definição

A liquefação é um fenômeno que ocorre pela diminuição da resistência efetiva e da rigidez dos solos sob ação de forças externas cíclicas ou monotônicas. Esse fenômeno manifesta-se geralmente em depósitos suscetíveis de materiais saturados que, submetidos a tensões cisalhantes, apresentam tendência de contração de volume. Como os poros do solo encontram-se totalmente preenchidos por água, e o tempo necessário para drenagem é comparativamente maior do que o tempo de aplicação do carregamento, esta tendência de contração de volume na condição não-drenada corresponde a um aumento do valor da pressão do fluido presente nos poros do solo.

Se durante o carregamento a poropressão aumenta gradualmente até um valor igual ao da tensão de confinamento, a tensão efetiva ou inter-granular atuante no esqueleto do material é reduzida a zero e, em conseqüência, o material perde completamente sua resistência ao cisalhamento, comportando-se como líquido viscoso. Uma característica importante deste fenômeno é que este tipo de ruptura ocorre em certas regiões da massa de solo e não apenas ao longo de uma determinada superfície de ruptura.

2.2.2 Fluxo por liquefação e mobilidade cíclica

Com base nas observações do mecanismo de ruptura por liquefação, tanto em laboratório como em campo, o fenômeno da liquefação foi dividido em dois grupos: fluxo por liquefação e mobilidade cíclica [Casagrande, A., 1971]. De modo geral, fluxo por liquefação (ou comumente, apenas liquefação) designa o fenômeno que apresenta surgimento progressivo de altas poropressões no interior do material até a ocorrência da ruptura com presença de grandes deformações, enquanto que mobilidade cíclica indica casos de ruptura com deformações progressivas.

inicial, σ'_{30}) localizado no ponto C, acima da SSL, e terminando no ponto A, sobre a SSL (volume e tensão principal efetiva menor constante, e_{SS} e σ'_{3SS}), onde permanecerá enquanto continuar o escoamento.

No caso da mobilidade cíclica, considere o carregamento monotônico de uma areia densa saturada com comportamento dilatante sob condição não-drenada iniciando o carregamento a partir do ponto D. A correspondente trajetória poderá mover-se levemente para a esquerda, no início, mas então se deslocará horizontalmente para a SSL à medida que o carregamento monotônico aumentar. Se, por outro lado, no ponto D for aplicado um carregamento cíclico, comportamento que pode também ser observado no mesmo gráfico, o ponto se movimentará horizontalmente para a esquerda porque o índice de vazios da amostra se mantém constante (condição não-drenada) 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, dentre outros fatores, mas eventualmente, e de forma seqüencial devido ao ciclo de carregamento, o ponto B poderá ser atingido, ocorrendo gradualmente seqüências de liquefação sempre que $\sigma'_3 = 0$. Durante este processo de carregamento, grandes deformações acumuladas podem aparecer, dizendo-se então que a amostra de areia desenvolveu mobilidade cíclica.

Evidências de laboratório demonstram, no caso da mobilidade cíclica, a existência de uma redistribuição do índice de vazios da amostra de solo, aumentando no topo e decrescendo na base da amostra. A linha horizontal DB representa uma condição média dos índices de vazios durante o ensaio. Durante este tipo de ruptura, 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 de confinamento 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 SSL, poderá ocorrer fluxo por liquefação se o carregamento aplicado, seja monotônico ou cíclico sob condição não-drenada, for suficientemente grande para que a SSL 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 M, a resistência residual após a liquefação será nula. Para amostras de areia saturada localizadas abaixo da SSL, com tendência de comportamento dilatante, o ponto inicial D movimenta-se inicialmente para a esquerda e logo para a direita se o carregamento for monotônico, e para a esquerda se o carregamento aplicado for 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 de confinamento efetiva inicial, provocando deformações do material, porém sem perda significativa de resistência, como ocorre no fluxo por liquefação. Seed, H.B. [Seed, H.B.; Lee, K.L., 1966] definiu 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 monotônicos 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 de confinamento e com as tensões cisalhantes geradas pelo carregamento.

Mobilidade cíclica pode ser induzida em laboratório mesmo para areias bastante densas, onde a resistência à mobilidade cíclica, para um dado valor do índice de vazios, aumenta com a tensão de confinamento. Considera-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, G., 1975], [Castro, G.; Poulos, S.J., 1977]) as deformações resultantes da mobilidade cíclica em amostras de laboratório decorrem principalmente da redistribuição dos vazios durante o carregamento cíclico.

Finalmente, é necessário comentar alguns aspectos sobre a SSL e a *linha de estado crítico* ou CSL (*Critical State Line*) devido a dúvidas e discussões se ambas as linhas são coincidentes ou não ([Casagrande, A., 1975], [Poulos, S.J., 1981], [Sladen, J.A., et al., 1985], [Alarcon-Guzman, A., et al., 1988]). A SSL é obtida para areias fofas (contrativas) sob solicitação não-drenada em ensaios triaxiais de tensão controlada [Poulos, S.J., 1981], enquanto que a CSL é geralmente obtida em ensaios com areias densas (dilatantes) sob solicitação

drenada em ensaios de deformação controlada (inicialmente idealizada para argilas) [Schofield, A.N.; Wroth, C.P., 1968]. De acordo com Been [Been, K., et al., 1991], após análise dos resultados de um extenso programa de ensaios triaxiais drenados e não-drenados em areias, a SSL e a CSL são realmente coincidentes e independentes das trajetórias de tensões.

Cabe ressaltar que a CSL é utilizado nos conhecidos modelos de estado crítico [Schofield, A.N.; Wroth, C.P., 1968], como no modelo Cam Clay Modificado [Roscoe, K.H.; Burland, J.B., 1968], para estudo do comportamento mecânico de areias e argilas normalmente adensadas,

2.3 Comportamento dinâmico não-drenado de areias saturadas

Durante um terremoto, a propagação de ondas cisalhantes no interior de uma camada de solo arenoso gera tensões cisalhantes dinâmicas [Seed, H.B.; Idriss, I.M., 1982]. Se este material for saturado, excessos de poropressões podem ser gerados com diminuição das tensões efetivas, dependendo do comportamento dinâmico do solo.

De acordo com vários autores ([Castro, G., 1975], [Seed, H.B., 1976], [Ishihara, K., 1993]), um solo arenoso saturado, sob um carregamento transiente (dinâmico ou monotônico), pode experimentar dois possíveis comportamentos dinâmicos: contrativo e dilatante, que dependerão fundamentalmente de dois parâmetros de estado: compactidade inicial e estado de tensão atuante.

Para estudar este comportamento dinâmico da areia considere-se um material arenoso submetido a um ensaio de cisalhamento cíclico em condições não-drenadas. Inicialmente, durante o processo de aplicação do carregamento, a estrutura interna do material experimentará um comportamento similar à densificação, com uma tendência de reordenação das partículas sólidas em busca de uma maior compactidade (tendência contrativa). A pressão no fluido (água) presente nos poros do material (*poropressão*) incrementará gradualmente, produzindo uma perda paulatina de tensão efetiva e da resistência ao cisalhamento do sólido. Este comportamento é típico de areias fofas. Por outro lado, se durante esse mesmo carregamento, a areia sofrer uma nova acomodação dos grãos, com uma redistribuição dos vazios e uma equalização das poropressões, o material

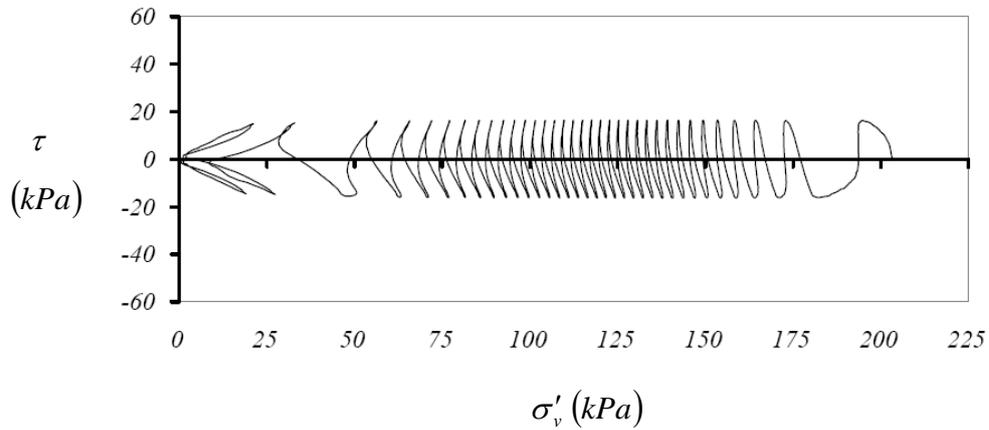
poderá apresentar uma recuperação de sua resistência, com uma mudança da tendência contrativa para a dilatante. Esta mudança repentina para comportamento dilatante em areias fofas dependerá do estado de tensão e da amplitude do carregamento atuante.

Com base nos resultados de ensaios de cisalhamento cíclico não-drenado em areias do rio Fraser [Byrne, P.M., 2005], serão explicados os comportamentos dinâmicos apresentados nas figuras 2.2, 2.3 e 2.4, correspondentes a três amostras (M1, M2 e M3) para diferentes valores da *razão de tensão cíclica* ou CSR (*Cyclic Stress Ratio*), definida como a razão entre a amplitude da tensão cisalhante cíclica e a tensão vertical efetiva inicial. Na parte (a) de cada figura apresenta-se um gráfico que relaciona a tensão vertical efetiva, σ'_v , com a tensão cisalhante, τ , e na parte (b) de cada figura observa-se o incremento da poropressão normalizada, $\delta p_w / \sigma'_{v0}$, em relação ao número de ciclos de carregamento, N_C . Uma descrição detalhada da execução dos ensaios dinâmicos de liquefação pode ser consultada em Prakash [Prakash, S., 1981] ou Ishihara [Ishihara, K., 1995],

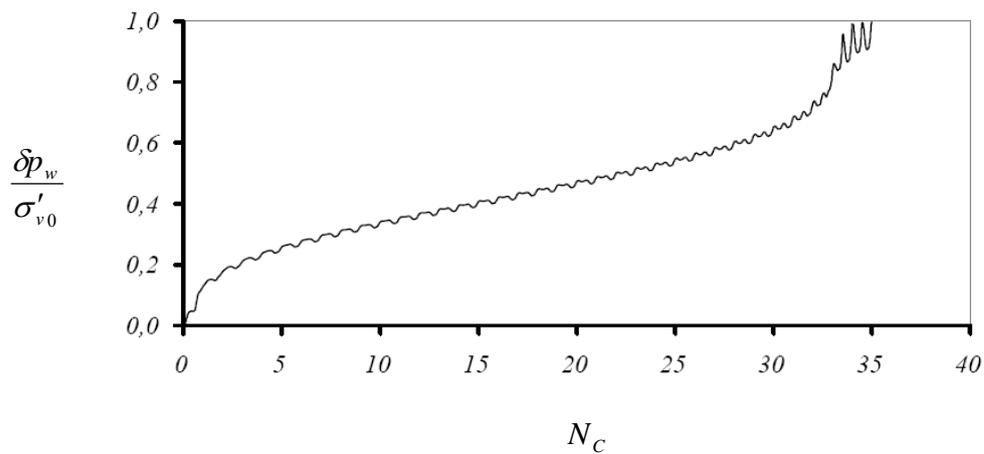
A figura 2.2 apresenta as respostas do ensaio da amostra M1 com densidade relativa, D_r , de 0,44, tensão vertical efetiva inicial, σ'_{v0} , de 200 kPa, e amplitude da tensão cisalhante cíclica $0,08\sigma'_{v0}$ (ou com $CSR = 0,08$). De acordo com a figura 2.2, passados os primeiros 30 ciclos de carregamento, o comportamento dinâmico da amostra é totalmente contrativo e de ciclo para ciclo se produz uma gradual perda da tensão efetiva. A taxa de crescimento da poropressão é inicialmente rápida, apresentando em seguida um longo trecho com taxa de crescimento constante para, finalmente, crescer de forma rápida novamente para altos valores da poropressão normalizada, $\delta p_w / \sigma'_{v0}$. A areia apresenta uma modificação substancial no seu comportamento, observando-se um repentino ciclo de variações da poropressão até a ocorrência da ruptura do material.

A figura 2.3 apresenta as respostas do ensaio da amostra M2 com $D_r = 0,80$, $\sigma'_{v0} = 200 \text{ kPa}$ e $CSR = 0,25$. A figura apresenta um comportamento que, desde o início do ensaio, consiste no crescimento e recuperação da poropressão em cada ciclo, de maneira similar à parte final do ensaio da amostra M1, na figura anterior. Comparando as figuras 2.2 e 2.3 observa-se a influência da

densidade relativa na resposta dinâmica da areia, com a diferença do comportamento de um mesmo material (areia saturada) sob duas densidades relativas distintas, com o solo da amostra M2 (areia densa) oferecendo maior resistência frente à ruptura cíclica.

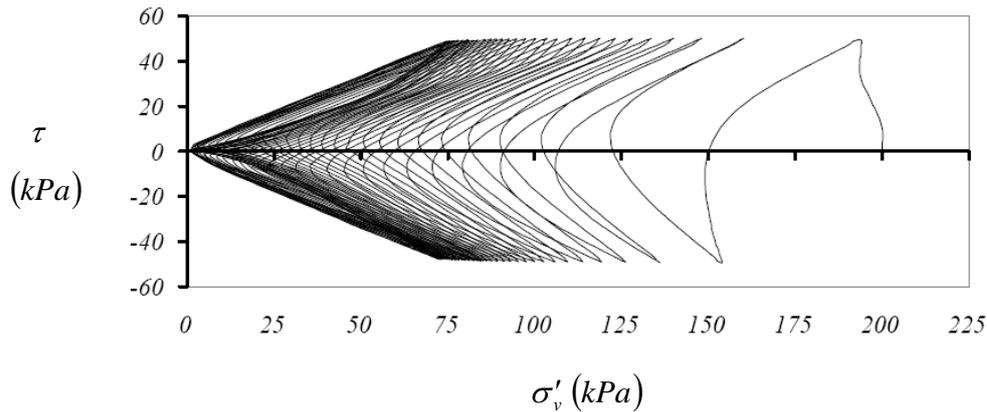


(a)

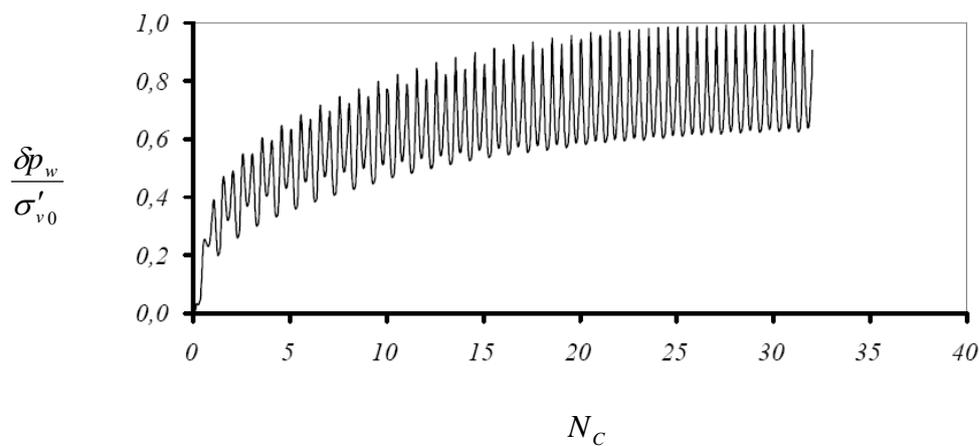


(b)

Figura 2.2 - Amostra M1 com $D_r = 0,44$ e $CSR = 0,08$. Resultados do ensaio de cisalhamento cíclico não-drenado da areia do rio Fraser. (a) Curva $\sigma'_v : \tau$. (b) Curva $N_c : \delta p_w / \sigma'_{v0}$, [Byrne, P.M., 2005].



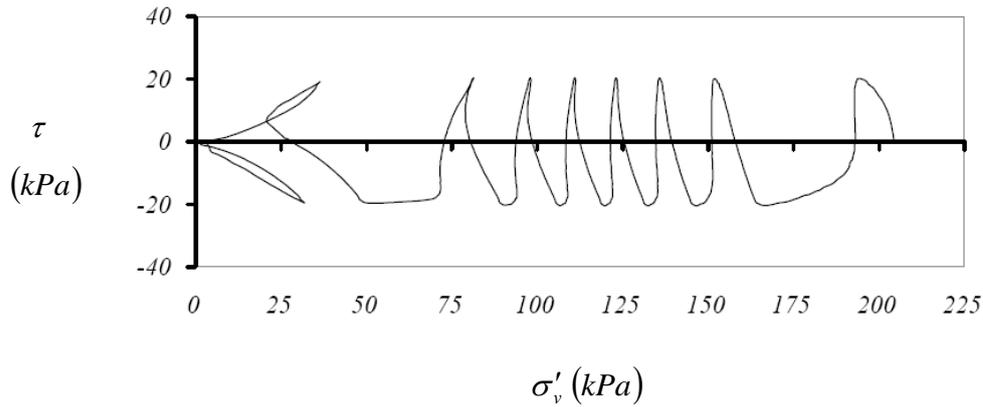
(a)



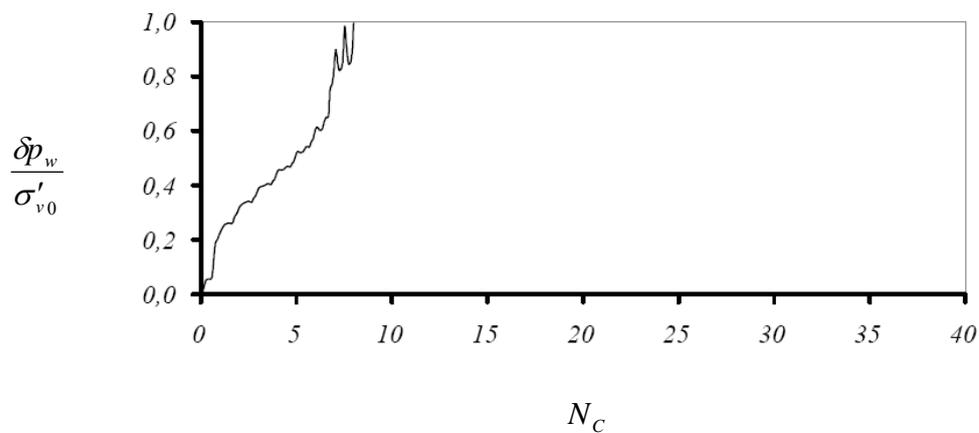
(b)

Figura 2.3 - Amostra M2 com $D_r = 0,80$ e $CSR = 0,25$. Resultados do ensaio de cisalhamento cíclico não-drenado da areia do rio Fraser. (a) Curva $\sigma'_v : \tau$. (b) Curva $N_C : \delta p_w / \sigma'_{v0}$, [Byrne, P.M., 2005].

A figura 2.4 mostra as respostas do ensaio da amostra M3 com $D_r = 0,44$, $\sigma'_{v0} = 200 \text{ kPa}$, $CSR = 0,10$. Nota-se que a única diferença neste ensaio em relação ao da amostra M1 (figura 2.2) é a amplitude da tensão cisalhante cíclica que, neste caso, é ligeiramente superior. Observam-se também outras características que diferenciam a forma das trajetórias de tensão e da evolução da geração de poropressão em ambos os ensaios, embora a liquefação tenha novamente ocorrido. Verifica-se que o número de ciclos para a liquefação da amostra M3 diminuiu, porém apresentando uma maior taxa de crescimento da poropressão até a ruptura. Comparando-se os resultados das figuras 2.2 e 2.4, constata-se que uma maior amplitude da tensão de cisalhamento cíclica produz uma ruptura por liquefação com um menor número de ciclos.



(a)



(b)

Figura 2.4 - Amostra M3 com $D_r = 0,44$ e $CSR = 0,10$. Resultados de ensaio de cisalhamento cíclico não-drenado da areia do rio Fraser. (a) Curva $\sigma'_v : \tau$. (b) Curva $N_c : \delta p_w / \sigma'_{v0}$, [Byrne, P.M., 2005].

Neste ponto cabe mencionar outro critério de ruptura para estabelecer algumas diferenças nos comportamentos observados nas figuras anteriores 2.2 a 2.4. De acordo com Alarcon-Guzman [Alarcon-Guzman, A., et al., 1988], o colapso do material por fluxo por liquefação pode ser identificado através da interseção da trajetória de tensões efetivas (no plano: $\sigma'_v : \tau$) com a *trajetória de tensões monotônicas* ou MSP (*Monotonic Stress Path*), obtida em ensaio triaxial sob carregamento monotônico. Tendo em vista os resultados apresentados e o critério proposto por Alarcon-Guzman, pode-se concluir que a trajetória de tensões efetivas da amostra M2 não interceptou a MSP correspondente, enquanto que a liquefação observada na amostra M3 da figura 2.4 indica que ambas as trajetórias neste caso se interceptaram.

Para densidades relativas altas, as areias dilatam-se desde o início dos ensaios (figura 2.3) enquanto que para densidades relativas baixas o comportamento é marcadamente contrativo. Neste último caso, à medida que a tensão de confinamento efetiva for reduzindo-se para baixos valores, ocorrerá uma alternância entre a contração e a dilatação nos últimos ciclos de carregamento (figuras 2.2 e 2.4). Este comportamento pode ser mais bem compreendido mediante a introdução do conceito da *linha de transformação de fase* ou PTL (*Phase Transformation Line*) [Ishihara, K., 1975]. Esta linha reta é o lugar geométrico dos pontos, no plano: $\sigma'_v : \tau$, que demarca o comportamento contrativo e dilatante do material (figura 2.5).

O fato que uma areia densa apresente comportamento dilatante no ensaio ou, caso contrário, que uma areia fofa experimente diminuição de volume, é representado por uma PTL com pequena inclinação para altos valores da densidade relativa e grande inclinação da baixos valores da densidade relativa. O valor máximo que esta inclinação pode alcançar é o correspondente ao da SSL. As duas linhas existem para valores positivos ou negativos da tensão de cisalhamento, τ . No caso particular das amostras M2 e M3 (figuras 2.3 e 2.4), suas representações podem ser observadas na figura 2.6.

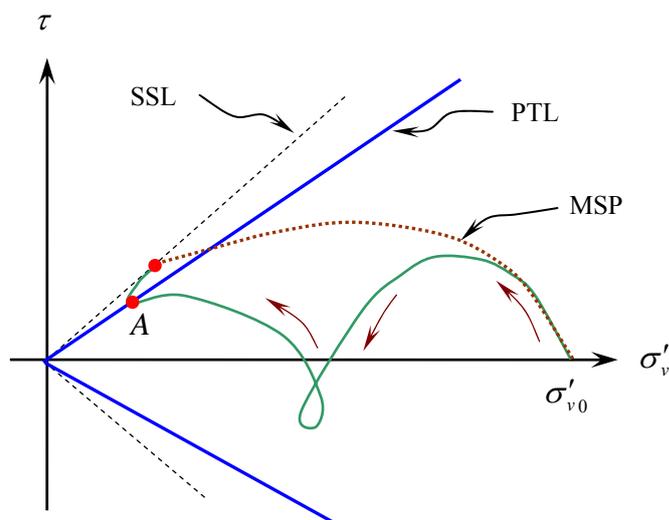


Figura 2.5 - Trajetória das tensões típica num ensaio cisalhante cíclico. Plano: $\sigma'_v : \tau$.

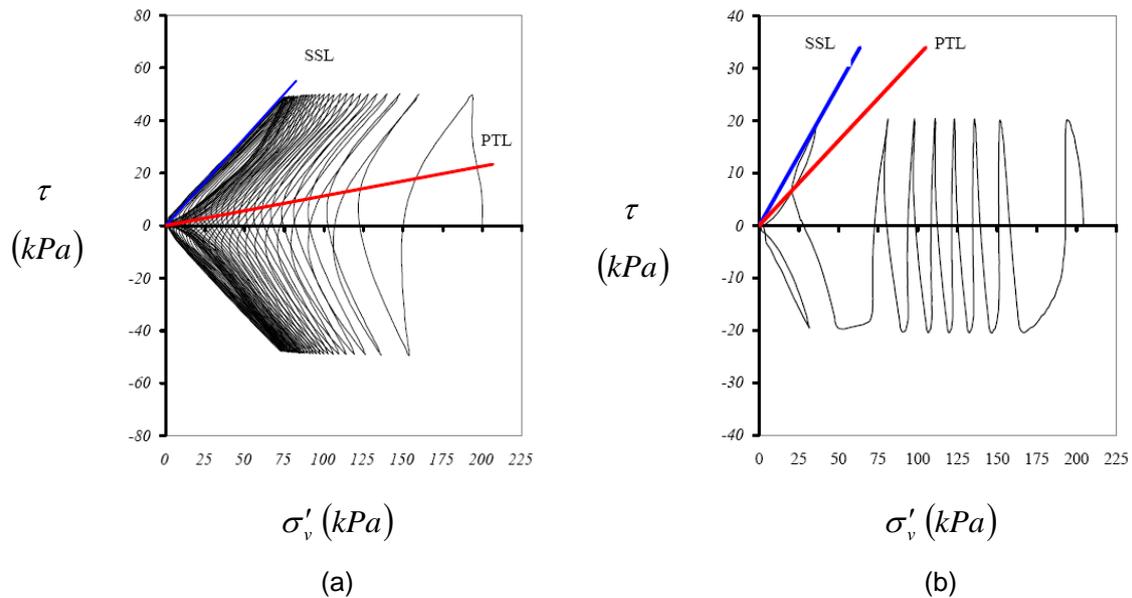


Figura 2.6 - Linha de transformação de fase (PTL) e linha de estado permanente (SSL) nas amostras M2 (a) e M3 (b).

Assim, uma areia saturada na condição não-drenada submetida a solicitações cíclicas experimenta uma diminuição da tensão efetiva. Neste processo, a trajetória de tensões efetivas pode interceptar a MSP ou a PTL antes de atingir a SSL. Se a trajetória de tensões efetivas interceptar a MSP antes da PTL, se produz então o colapso do material por liquefação; caso contrário, se a trajetória de tensões efetivas interceptar antes a PTL, então o comportamento da poropressão, com crescimento gradual até este momento, passa a produzir ciclos de alternância de perda e recuperação da tensão efetiva, cabendo distinguir dois comportamentos distintos: (a) tendência de contração a cada ciclo, típica das areias fofas, com a ocorrência da liquefação do material uma vez atingida a PTL; (b) tendência de dilatação a cada ciclo, típica das areias densas, com a trajetória de tensões indicando que o material apresenta uma maior capacidade de recuperação de sua tensão efetiva em cada ciclo, comportamento conhecido como mobilidade cíclica. A distância entre a PTL e a SSL é maior do que no caso onde o solo exibe comportamento contrativo.

Outra maneira geral de se reconhecerem os diferentes comportamentos dinâmicos de areias relaciona-se com os gráficos da figura 2.7 [Rauch, A.F., 1997], onde são apresentadas as respostas de areias saturadas em ensaios triaxiais não-drenados submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos. As respostas, considerando o mesmo material na condição fofa (contrativo) e densa (dilatante),

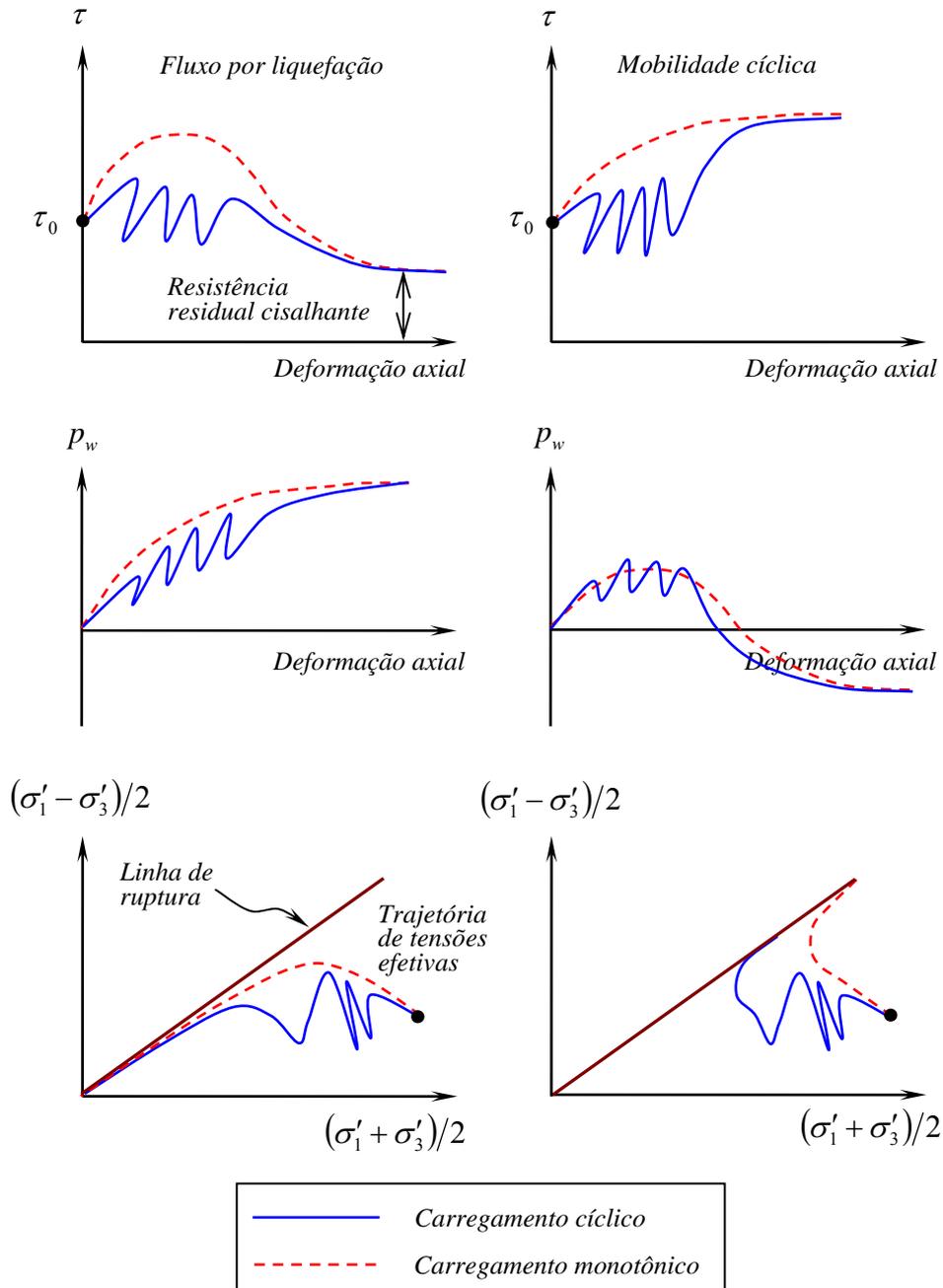
são mostradas nas partes (a) e (b) onde também estão representados os valores das tensões cisalhantes estáticas atuantes inicialmente. No caso de areias fofas saturadas, amostras deste material tendem a compactar-se e devido à condição não-drenada os valores de poropressão são incrementados. De acordo com a figura 2.7(a), o solo de tipo contrativo sob cisalhamento monotônico atinge uma condição de resistência ao cisalhamento máxima ou de pico (trecho de endurecimento), para em seguida decrescer gradualmente (trecho de amolecimento) para um valor de resistência ao cisalhante residual. Caso este valor seja menor do que a tensão cisalhante estática inicial, uma ruptura por fluxo de liquefação deve ocorrer. Conforme mostra a figura 2.7(a), excessos de poropressão são gerados em cada ciclo de carregamento, acumulando-se gradualmente e direcionando a trajetória de tensões efetivas até a ruptura. Se a resistência ao cisalhamento residual resultar menor do que a tensão cisalhante inicial, rupturas típicas de um fluido ocorrem com as deformações progredindo mesmo após o término do carregamento cíclico.

Assim, para que haja a ruptura de fluxo por liquefação, o material saturado, com tendência de contração de volume sob cisalhamento, deve ser submetido a amplitudes de tensões cisalhantes cíclicas de suficiente magnitude, ou de suficiente número de ciclos, de tal modo que a resistência ao cisalhamento residual seja inferior ao valor da tensão cisalhante inicial (condição estática), τ_0 . Grandes deformações então ocorrem, sem que uma condição de re-equilíbrio possa ser atingida.

No caso de areias densas, tensões cisalhantes atuantes no solo podem produzir alguns excessos de poropressão para pequenos níveis de deformações, nos casos de carregamento monotônico ou cíclico. Para maiores níveis de deformação, a amostra tende a dilatar de volume com a tendência ao desenvolvimento de poropressões negativas. A trajetória de tensões efetivas não atinge a envoltória de ruptura. Se esta amostra for submetida a um cisalhamento estático após o término do carregamento cíclico, esta poderia mobilizar toda a sua resistência.

Embora deformações possam ocorrer durante o carregamento cíclico, grandes deformações associadas com o tipo de ruptura por fluxo de liquefação não

se desenvolvem em solos densos (dilatantes), onde a resistência ao cisalhamento sempre permanecerá maior do que a tensão cisalhante estática inicial.



(a) Comportamento contrativo

(b) Comportamento dilatante

Figura 2.7 - Esquema geral da resposta não-drenada de areias saturadas sob carregamento monotônico e cíclico. (a) Comportamento contrativo. (b) Comportamento dilatante, [Rauch, A.F., 1997].

2.4 Mecanismos de iniciação da liquefação

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

De acordo com Hanzawa [Hanzawa, K., et al., 1979], o mecanismo de início do fenômeno de liquefação pode ser mais bem ilustrado com auxílio do gráfico da trajetória de tensões no plano triaxial $p' : q$, onde a iniciação pode ser visualizada de forma mais clara mediante o uso da trajetória de tensões de um carregamento monotônico.

Considere a resposta de uma série de amostras de areia saturadas submetidas a ensaios triaxiais não-drenados (carregamento monotônico), conforme figura 2.8. Como todas as amostras foram consolidadas isotropicamente para o mesmo índice de vazios, sob diferentes valores de tensão de confinamento, devem então atingir o mesmo estado de tensões efetivas na condição permanente, ao longo de várias trajetórias de tensão. O estado de tensão inicial das amostras A e B localizam-se abaixo da SSL, com comportamento dilatante sob cisalhamento, enquanto que as amostras C, D, E, situadas acima da SSL, exibem comportamento contrativo, atingindo um pico de resistência não-drenada e deformando-se rapidamente em seguida até atingir a SSL. Os picos de resistência das amostras C, D, E definem pontos de início de liquefação que, unidos, formam uma linha reta que se projeta pela origem do plano triaxial $p' : q$, chamada de *superfície de iniciação de ruptura por fluxo por liquefação* ou FLS (*Flow Liquefaction Surface*) ([Hanzawa, K., et al., 1979], [Vaid, Y.P.; Chern, J.C., 1983]). Como a liquefação não pode

ocorrer abaixo da SSL então o traçado da FLS deve ser interrompido no ponto de estado permanente (figura 2.9).

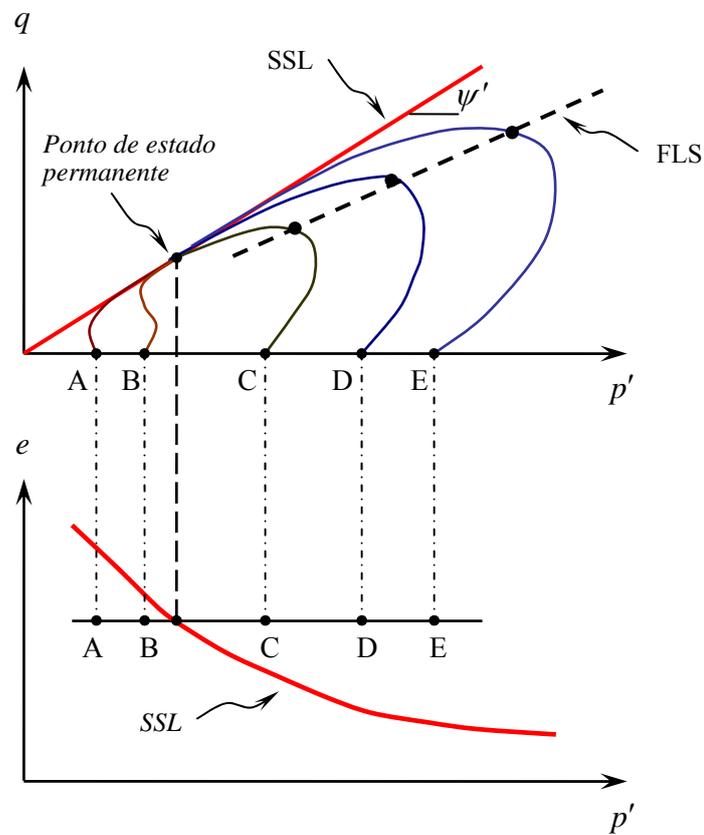


Figura 2.8 - Conceito de iniciação da ruptura do fluxo por liquefação, [Kramer, S.L., 1996].

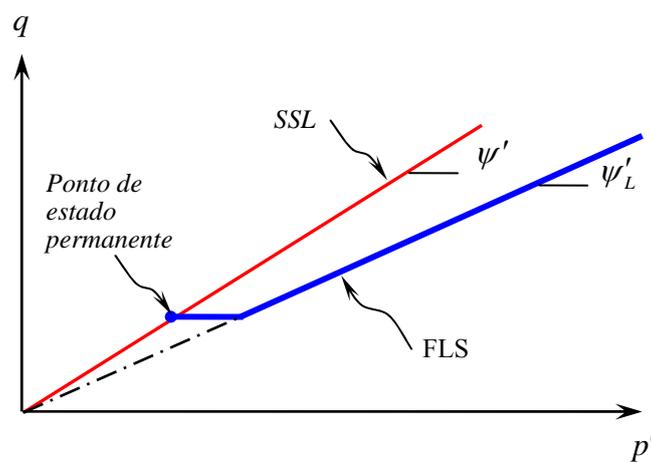


Figura 2.9 - Superfície de iniciação de ruptura do fluxo por liquefação. Plano: $p' : q$, [Kramer, S.L., 1996].

A FLS marca uma fronteira entre estados estáveis e instáveis. Se o estado de tensão em um elemento de solo atingir a FLS sob condição não-drenada, quer sob carregamento monotônico ou cíclico, o fenômeno de liquefação será então 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 que a FLS seja 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 movimenta-se da FLS para a SSL. Se a primeira etapa levar o solo à FLS sob condições não-drenadas, então a ocorrência da segunda etapa será inevitável.

A iniciação do fenômeno da liquefação depende significativamente da variação incremental da poropressão e do estado de tensão inicial. A ocorrência do fluxo por liquefação ou da mobilidade cíclica dependem, dentre outros fatores, de níveis distintos de poropressão que podem ocorrer.

O fluxo por liquefação pode ser iniciado sob carregamentos dinâmicos unicamente quando a tensão cisalhante no equilíbrio estático inicial for maior que a resistência do solo no estado residual, após aplicação do carregamento. No campo, estas tensões cisalhantes iniciais são causadas por forças de gravitacionais e permanecem constantes até o final de ocorrência das grandes deformações. Portanto, estados de tensão iniciais localizados na região sombreada na figura 2.10 são suscetíveis a fluxo por liquefação. A ocorrência de fluxo por liquefação requer a aplicação de uma forte excitação, suficiente para movimentar a trajetória das tensões efetivas do ponto inicial para a FLS.

A mobilidade cíclica pode iniciar-se quando a tensão cisalhante estática inicial é menor que a resistência no estado residual (ou permanente). Logo, estados iniciais localizados dentro da região sombreada na figura 2.11 são suscetíveis à mobilidade cíclica. Nota-se que esta pode ocorrer em casos de solos fofos e densos (i.e. a região sombreada é estendida ao longo do eixo da tensão de confinamento efetiva, que correspondem a estados de tensão localizados tanto acima ou abaixo da SSL).

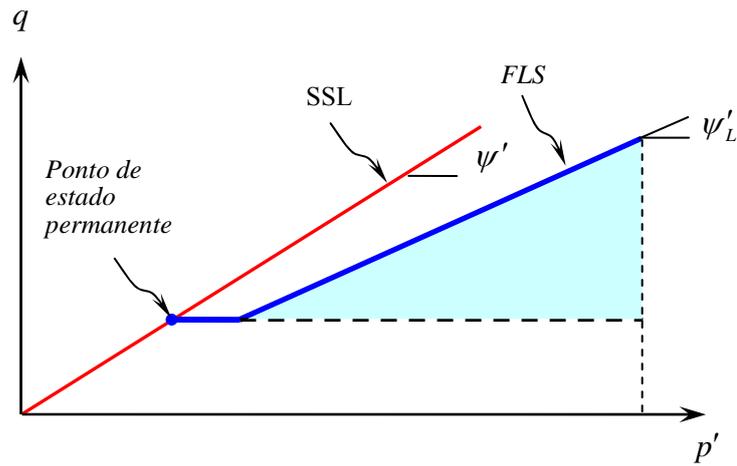


Figura 2.10 - Região de susceptibilidade de ocorrência de fluxo por liquefação, [Kramer, S.L., 1996].

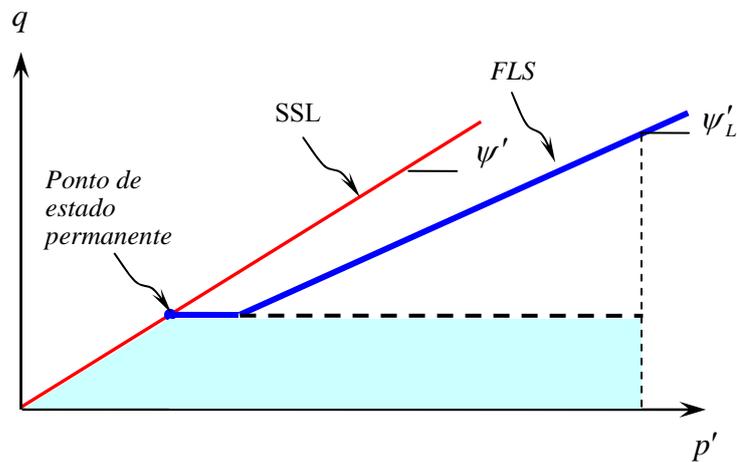


Figura 2.11 - Região de susceptibilidade de ocorrência de mobilidade cíclica, [Kramer, S.L., 1996].

Como comentário final, pode-se afirmar que o estado de ruptura em fluxo por liquefação é identificado pela FLS e sua iniciação é reconhecida em campo, enquanto que para o caso de mobilidade cíclica sua caracterização é imprecisa – um certo nível de deformação, decorrente de mobilidade cíclica, pode ser aceitável em alguns maciços de solos, mas considerado excessivo em outros, sendo difícil caracterizar um ponto no qual a ruptura inicia-se. A ruptura por mobilidade cíclica é geralmente identificada quando as poropressões tornam-se suficientemente grandes para produzir escorregamentos laterais (*lateral spreading*) em terrenos pouco inclinados próximos a depósitos de água ou pequenas erupções na superfície do solo (*sand boils*).

2.5 Suscetibilidade dos materiais à liquefação

Há muitos critérios publicados na literatura para estimar a suscetibilidade da ocorrência de liquefação, sendo alguns deles apresentados a seguir [Kramer, S.L., 1996]. Por outro lado, é fundamental lembrar que o fato de um depósito ser considerado suscetível à liquefação não significa necessariamente que esta acontecerá, pois sua iniciação depende da intensidade e do tipo de carregamento.

2.5.1 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 carregamento estático (monotônico) ou cíclico. A suscetibilidade da ocorrência da liquefação em depósitos antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes. Como a liquefação ocorre em solos saturados, quanto mais profundo for o nível da água subterrâneo, menor é sua suscetibilidade à liquefação, pois a liquefação é geralmente observada em maciços onde o nível da água situa-se poucos metros abaixo da superfície. Depósitos formados pela ação do homem merecem também atenção especial pois, quando pouco compactados (barragens de rejeito, aterros hidráulicos) podem ser bastante suscetíveis à liquefação.

2.5.2 Critério de composição de material

Por muitos anos acreditou-se que a liquefação estava restrita apenas a depósitos de areia. Solos de granulometria mais fina eram considerados incapazes de gerar os altos valores de poropressão associados com a liquefação, enquanto que solos de granulometria mais grossa, por sua vez, eram considerados muito permeáveis para manter acréscimos de poropressão pelo tempo necessário ao desenvolvimento do mecanismo de liquefação. Mais recentemente, os limites dos critérios baseados em granulometria foram expandidos. Liquefação de siltes não-plásticos foi observada, tanto em laboratório como em campo ([Ishihara, K., 1984], [Ishihara, K., 1985], [Troncoso, J.H.; Verdugo, R., 1985], [Troncoso, J.H.,

1990]), indicando que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica no caso de solos finos.

De acordo com Wang [Wang, W., 1979], solos finos que satisfazem cada uma das seguintes condições do critério chinês podem ser considerados suscetíveis à liquefação: a) fração fina (diâmetro menor do que $0,005\text{mm}$) $FC \leq 15\%$; b) limite de liquidez $LL \leq 35\%$; c) teor de umidade $w_c \geq 0,9LL$; d) índice de liquidez $LI \leq 0,75$. 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, W.D.L., et al., 1994].

Andrews [Andrews, D.C.; Martin, G.R., 2000], depois de adaptar o *critério chinês modificado* para o sistema americano (fração fina menor do que $0,002\text{mm}$), recomendaram que: (1) solos com fração fina $FC < 10\%$ e limite de liquidez $LL < 32\%$ sejam considerados como potencialmente suscetíveis à liquefação; (2) solos com fração fina $FC > 10\%$ e $LL \geq 32\%$ sejam classificados como improváveis à ocorrência de liquefação; (3) solos com propriedades intermediárias devem ter seu comportamento avaliado através de ensaios de laboratório para verificar sua suscetibilidade à liquefação. Este critério é comumente utilizado na prática ([Martin, G.R.; Lew, M., 1999]).

De acordo com pesquisas da NCEER¹, publicadas por Youd ([Youd, T.L., et al. 1997] e [Youd, T.L., et al. 2001]), há necessidade de se re-examinar o critério chinês modificado para uma melhor definição do tipo de fino coesivo potencialmente suscetível à liquefação. Dois terremotos ocorridos em 1999, em Kocaeli (Turquia) e Chi-Chi (Taiwan), alteraram dramaticamente a aplicação deste critério, com ocorrências de fluxo por liquefação em locais onde o material possuía maiores porcentagens de finos do que os recomendados pelo critério chinês modificado. Estudos posteriores ([Bray, J.D., et al., 2001], [Sancio, R.B., et al., 2002] e [Sancio, R.B., et al., 2003]) confirmaram a influência significativa na suscetibilidade à liquefação da quantidade de finos plásticos nas amostras de areia.

¹ NCEER: National Center for Earthquake Engineering Research.

Seed, R.B. [Seed, R.B., et al., 2003] recomenda que o critério chinês modificado seja abandonado na prática da engenharia, questionando a aplicabilidade de um critério baseado na dimensão de partículas, podendo classificar solos suscetíveis à liquefação como não-suscetíveis.

As recomendações feitas por Seed, R.B. [Seed, R.B., et al., 2003] estão resumidas na figura 2.12, similar à carta de Casagrande (limite de liquidez, LL , versus índice de plasticidade, IP), onde indicam-se três regiões de comportamento: (1) solos na zona A são considerados potencialmente suscetíveis à liquefação induzida basicamente por carregamentos cíclicos; (2) solos na zona B podem ser suscetíveis à liquefação tanto por carregamento cíclico ou monotônico; (3) solos na zona C não são suscetíveis a liquefação por carregamento cíclico, devendo sua suscetibilidade ainda ser verificada em relação a carregamento monotônico.

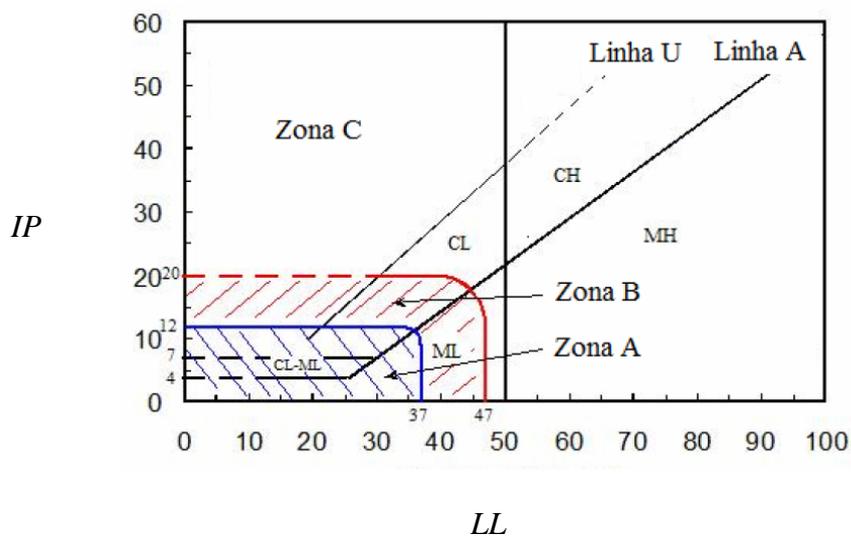


Figura 2.12 - Recomendações de Seed, R.B. [Seed, R.B., et al., 2003] considerando a influência dos finos na suscetibilidade da liquefação.

Quanto a solos grossos, foi observada liquefação em pedregulhos em campo ([Coulter, M.; Migliaccio, L., 1966], [Chang, K.T., 1978], [Wong, W., 1984], [Youd, T.L., et al., 1985], [Yegian, M.K., et al., 1994]) e em laboratório ([Wong, R.T., et al., 1975], [Evans, M.D.; Seed, H.B., 1987]). Quando a dissipação das poropressões for impedida pela presença de camadas impermeáveis, podem ser criadas condições para uma sollicitação não-drenada e, conseqüentemente, propiciar a ocorrência de liquefação neste tipo de solo.

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

A forma da partícula pode igualmente influenciar. Solos com partículas arredondadas tendem a tornarem-se fofos com maior facilidade do que aqueles formados por grãos angulares, logo apresentando uma maior suscetibilidade à liquefação. 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.

2.5.3 Critérios de estado

Os critérios mencionados, geológicos e de composição de material, ainda não definem com certa precisão se a liquefação pode ou não acontecer, sendo que o comportamento do solo depende tanto do estado de tensão inicial como da densidade relativa. Varias condições de estado inicial são apresentadas na literatura para prever a ocorrência da liquefação [Kramer, S.L., 1996]. A seguir são resumidas as principais:

a) Critério do índice de vazio crítico. Casagrande [Casagrande, A., 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 vazio crítico, e_c . Com a execução de ensaios adicionais sob diferentes tensões de confinamento efetivas, σ'_{3c} , Casagrande constatou também que o índice de vazio crítico podia ser unicamente relacionado com as tensões de confinamento através da linha de índice de vazio crítico da figura 2.13. Ainda que equipamentos necessários para medição de poropressão não estivessem disponíveis na época

(1936), Casagrande sugere que a linha de índice 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 2.13). Solos saturados com índices de vazios altos o suficiente para serem localizados acima desta linha foram considerados suscetíveis à liquefação, enquanto que os plotados abaixo dela foram classificados como não-suscetíveis. Todavia, quando a barragem de Fort Peck (Montana, EUA) sofreu processo de ruptura por liquefação monotônica no talude de montante durante sua construção, em 1938, uma pesquisa posterior mostrou que o estado inicial do solo estava localizado abaixo da linha de índice de vazios crítico, devendo ser considerado não-suscetível à liquefação [Middlebrooks, T.A., 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 que ocorrem na liquefação em campo.

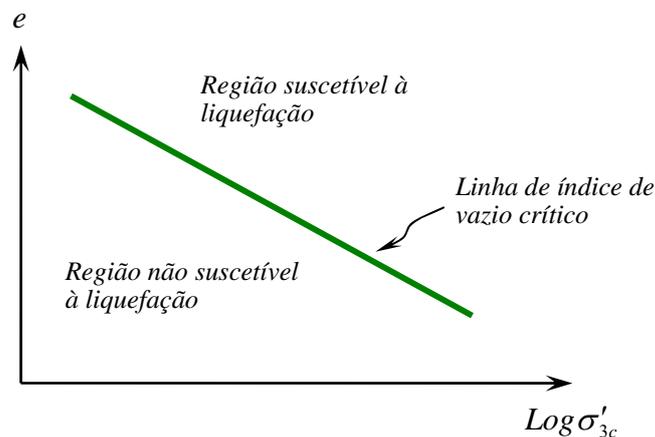


Figura 2.13 - Linha de índice de vazios crítico, [Kramer, S.L., 1996].

b) Critério do estado de deformação. Castro [Castro, G., 1969], sob orientação acadêmica de Casagrande, executou um programa de ensaios triaxiais de tensão controlada, não-drenados, estáticos (monotônicos) e cíclicos, em amostras de areia consolidadas isotrópica e anisotropicamente. Três diferentes tipos de curvas para

amostras consolidadas anisotropicamente e diferentes índices de vazios estão representados na figura 2.14 [Castro, G., 1969].

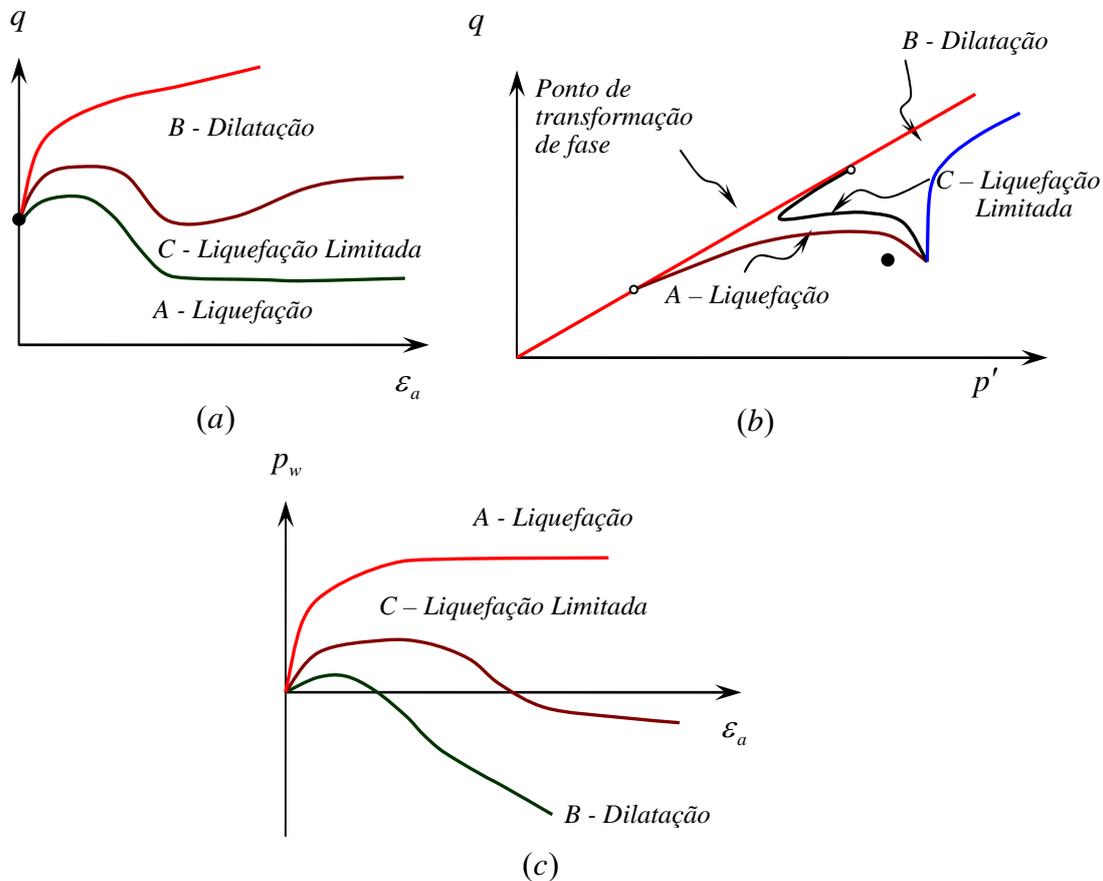


Figura 2.14 - Comportamento típico de areias em ensaios triaxiais não-drenados monotônicos. (a) Plano: $\epsilon_a : q$, (b) Plano: $p' : q$, (c) Plano: $\epsilon_a : p_w$, [Kramer, S.L., 1996].

Solos fofos (amostra A) tipicamente exibiram um pico de resistência não-drenada para baixos níveis de deformação axial, ϵ_a , colapsando rapidamente para escoar sob pequenos valores de tensão de confinamento e de tensão de desvio. 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, K., et al., 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.

O programa de ensaios de Castro mostra a existência de uma relação única entre índice de vazios e tensão de confinamento sob grandes deformações que, graficamente, é desenhada paralelamente mais abaixo da linha de índice de vazio 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, G.; Poulos, S.J., 1977], [Poulos, S.J., 1981]).

Mais recentemente, comprovou-se que a SSL não é unicamente definida pela densidade relativa do solo, sendo diferente para trajetórias de compressão e de extensão, particularmente se a estrutura do material for marcadamente anisotrópica ([Vaid, Y.P., et al., 1990], [Riemer, M.F.; Seed, R.B., 1992], e [Vaid, Y.P.; Thomas, J., 1995]), recomendando-se, portanto, que o ambiente do depósito e a situação de carregamento sejam representados o mais próximo quanto possível na investigação das condições de estado permanente em ensaios de laboratório.

De maneira geral, a SSL pode ser visualizada como uma curva no espaço tridimensional $e : \sigma' : \tau$ (ou $e : p' : q$) ou projetada em planos: $\tau : \sigma'$, $\tau : e$ ou $e : \sigma'$, conforme figura 2.15 [Kramer, S.L., 1996]. Adicionalmente, como a resistência não-drenada, S_u , é proporcional à tensão de confinamento efetiva na condição permanente, uma SSL baseada na resistência não-drenada do solo aparece paralela à SSL determinada com base na tensão de confinamento efetiva, quando ambas são desenhadas em escala logarítmica, conforme figura 2.16 [Kramer, S.L., 1996].

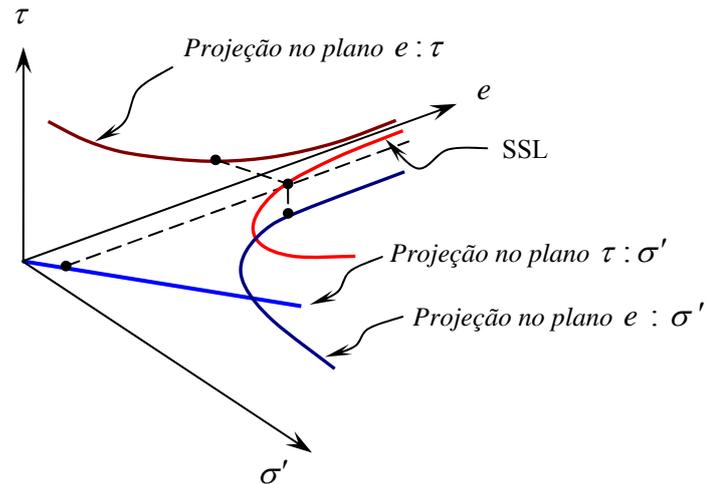


Figura 2.15 - Linha de estado permanente em representação tridimensional no espaço $e:\tau:\sigma'$ e nos planos: $\tau:e$, $\tau:\sigma'$, e $e:\sigma'$, [Kramer, S.L., 1996].

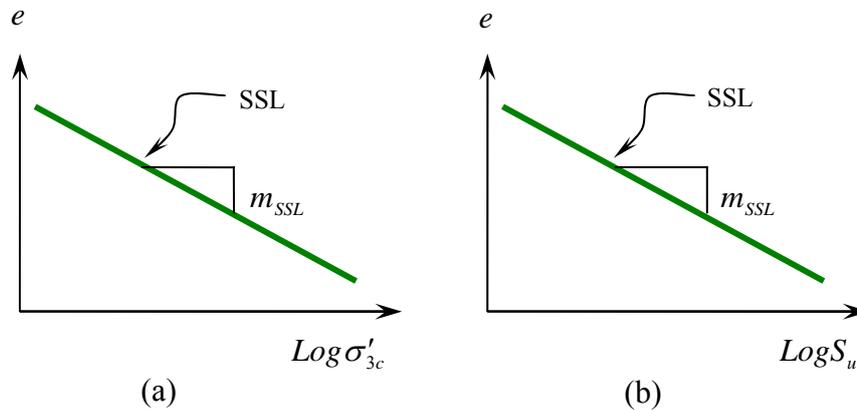


Figura 2.16 - Proporcionalidade entre a linha de estado permanente baseada em (a) resistência não-drenada e (b) tensão de confinamento efetiva (escala logarítmica), [Kramer, S.L., 1996].

A SSL é útil para identificação das condições sob as quais um solo pode ser suscetível ao fluxo por liquefação (figura 2.17 - [Kramer, S.L., 1996]). Um solo cujo estado esteja localizado abaixo da 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 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.

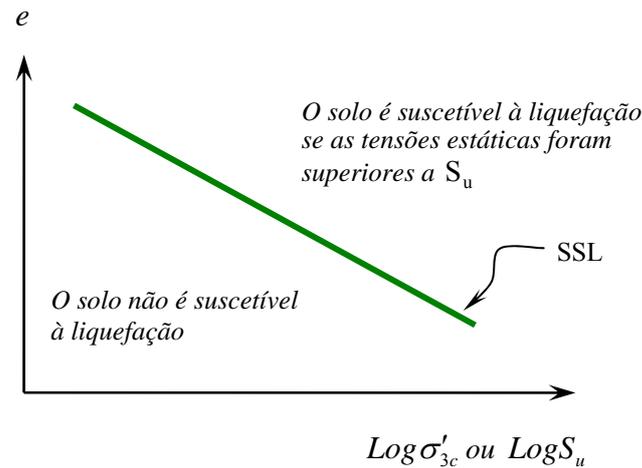


Figura 2.17 - Estimativa da suscetibilidade de liquefação pela linha de estado permanente, [Kramer, S.L., 1996].

c) **Crítério de 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 SSL. Um elemento de solo com um particular índice de vazios (i.e. com determinada densidade relativa) pode ser suscetível à liquefação sob altas tensões de confinamento, mas não suscetível caso estas sejam baixas.

Been e Jefferies [Been, K.; Jefferies, M.G., 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 condição de estado permanente sob a tensão de confinamento efetiva de interesse (figura 2.18).

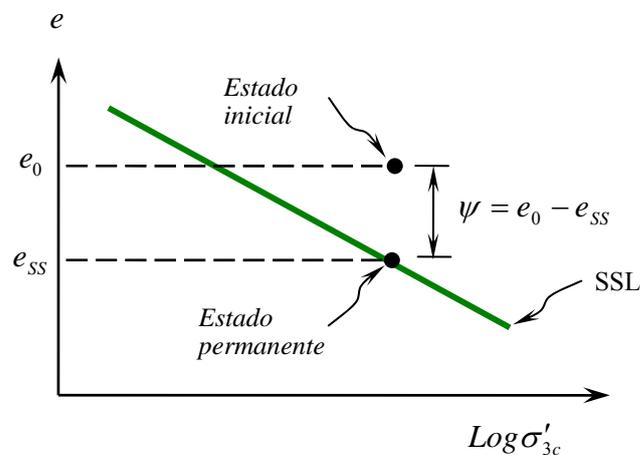


Figura 2.18 - Definição do parâmetro de estado ψ [Been, K.; Jefferies, M.G., 1985].

Quando ψ for positivo, o solo exibe comportamento contrativo e pode ser suscetível à liquefação, enquanto que para valores negativos de ψ a variação volumétrica é negativa (dilatação) e o solo não é considerado suscetível ao fluxo por liquefação. Vários pesquisadores ([Been, K., et al., 1986], [Been, K., et al., 1987], [Sladen, J.A., 1985], [Ishihara, K., 1993]) relacionarem o parâmetro de estado com o ângulo de atrito do solo, ângulo de dilatância e outros indicadores obtidos em ensaios de campo (ensaios de penetração, CPT, ensaio de dilatômetro, DMT - *DilatoMeter Test*).

A possibilidade de determinar o valor do parâmetro de estado ψ pela execução de ensaios *in-situ* tem grande apelo prático, mas a precisão de sua determinação depende daquela com que a posição da SSL é obtida.