

## 2. Revisão Bibliográfica

Este capítulo encontra-se estruturado em quatro itens principais. O primeiro tem como principal enfoque os colúvios. O segundo aborda a liquefação como fenômeno gerador de escorregamentos em encostas. O terceiro item apresenta uma breve abordagem sobre as respostas durante o carregamento não drenado e a Teoria do Estado Crítico (TEC), a qual é considerada a ferramenta mais aceita na análise do comportamento geotécnico de solos.

### 2.1. Colúvios

#### 2.1.1. Definição de Colúvios

De acordo com Silva *et al.* (2002), as áreas relacionadas ao estudo direto ou indireto do solo, como a geotecnia, geologia, geomorfologia e pedologia, não apresentam consenso sobre o uso dos termos colúvio ou solo coluvionar. As definições encontradas na bibliografia referem-se sempre a colúvios ou solos coluvionares. Ainda segundo os autores, durante a classificação dos colúvios, muitas vezes há dificuldade na diferenciação entre estes e os solos residuais maduros. Em uma encosta, pode-se inclusive ter várias camadas de colúvios, com diferentes idades (Fonseca *et al.*, 2002).

Nogami (1985) afirma que a ocorrência comum de linhas de seixo entre colúvios indica que os mesmos são mais freqüentes do que se pensa. Fonseca (2002) ressalta que em uma encosta pode-se ter várias camadas de colúvio, cada uma com idade diferente. Segundo o autor, nem sempre os colúvios mais profundos são os mais antigos, pois a massa coluvionar pode, por sua vez, sofrer escorregamentos posteriores, que alteram a ordem de deposição.

No Brasil, a definição de colúvio mais referenciada é a de Lacerda & Sandroni (1985) que consideram colúvio um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou à pequena

distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas. Lacerda (2002) considera que o termo colúvio abrange os tálus, as massas escorregadas, os detritos de avalanches e, ainda, os produtos de erosões causadas pelo fluxo superficial da água de chuva (*sheet wash*) depositado em taludes, também conhecido como alúvios. Porém, o termo alúvio melhor se aplica ao solo transportado por água e depositado em corpos hídricos, que apresenta seleção durante a deposição em função da velocidade de transporte.

O termo colúvio é utilizado para denominar o material resultante de movimentos de massa ocorrentes em encostas (vertentes), porém também se aplica a escorregamentos em taludes de rios, de aterros, de mineração e de barragens, e engloba uma gama de materiais (naturais ou não) de várias origens. Em resumo, toda a massa de solo que sofre transporte, principalmente por gravidade, pode ser denominada de colúvio e não há nomenclatura específica. Na literatura geotécnica, a única tentativa verificada é a separação do tálus de todas as outras formas de colúvio, em decorrência de sua composição mais grosseira (Vargas, 1981; Lacerda & Sandroni, 1985; Wolle, 1988; Rodrigues, 1992; Vaz, 1996; Salamuni et al., 1999).

Mais recentemente, Lacerda (2004) propôs a diferenciação de colúvios em duas classes: (a) colúvio desestruturado, resultante da deposição de material que é quebrado ou desintegrado e (b) colúvio resultante da formação de uma superfície de deslizamento no solo residual, apenas discernível através de inclinômetros. Esta proposta considera e enfatiza os movimentos lentos (rastejos) em profundidade que podem ocorrer em solo residual, formando colúvios que se deslocam como um corpo único contínuo.

### 2.1.2.

#### **Formação dos Colúvios**

Os colúvios ou solos coluvionares podem se originar em encostas de formações geológicas diversas, em diferentes locais do Brasil, especialmente nas regiões sul e sudeste do país, pois as encostas destes locais estão geralmente sujeitas à ação intensa do intemperismo. Costa & Baker, (1981) *apud* Turner (1996), estimam que os colúvios cobrem mais de 95% da superfície de regiões tropicais úmidas, e entre 85 e 91% das regiões montanhosas semi-áridas. Já no Brasil, cerca de 70% das regiões são cobertas por colúvios (Lacerda & Sandroni, 1985).

Segundo Deere & Patton (1971), a formação do solo coluvionar está associada com seu modo de ruptura. O movimento lento, quase contínuo, da massa deste solo ao

longo da encosta é substituído pelo movimento mais acelerado após períodos de chuvas intensas e tende a acelerar, quando a infiltração de água no interior desses taludes causa aumentos significativos de poro-pressão. Esses movimentos são responsáveis pela acomodação das camadas de solo coluvionar na encosta; entretanto, quando é rompido o equilíbrio, o movimento rápido constitui o modo de ruptura do talude. Segundo Schilling (1993) o processo de formação dos colúvios tem ação intensa das águas superficiais e subterrâneas que escoam ao longo da encosta e contribuem para a ocorrência da erosão e dos escorregamentos. A Figura 2.1, proposta por Deere & Patton (1971), ilustra o processo de formação desse tipo de solo, por vários escorregamentos que se sucederam ao longo do tempo. Devido a este fato, Turner (1996) comenta que um colúvio com espessura uniforme é de difícil ocorrência.

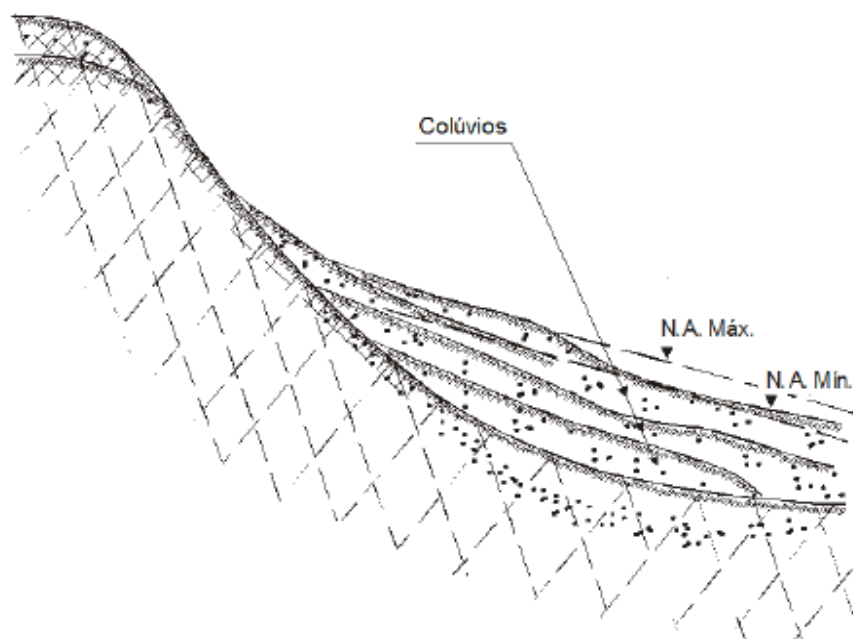


Figura 2.1: Ilustração do processo de formação de um colúvio (Deere & Patton, 1971)

Deere & Patton (1971) afirmam em seu trabalho que a origem de muitos solos coluvionares parece ser ocasionada por rupturas de massas de solo que ocorreram em cotas elevadas de um talude. Por isso, o conceito de solos coluvionares abrange escorregamento de solo e fragmentos de rocha, assim como depósitos pluviais de um talude. Segundo os autores, os perfis típicos de solos coluvionares podem ser resumidos em dois casos: (a) camada simples de solo coluvionar; (b) uma série de camadas de solos coluvionares. Taludes com camada única sobre um perfil normal de intemperismo

são frequentemente encontrados a jusante de taludes íngremes e em encostas acima de uma topografia costeira afogada. Múltiplas camadas de colúvio são consequência de sucessivas ocorrências de corridas de detritos (*debris flow*) sendo que, com o tempo, há a dissecação e a consolidação das camadas inferiores pelo peso das camadas que se acumulam na parte superior. Essas camadas estão geralmente sobre um perfil de intemperismo natural, o que ocasiona o clássico exemplo de aquífero artesiano inclinado na base do talude.

Segundo Deere & Patton (1971), quando o colúvio é formado por sucessivas ocorrências de corridas de detritos, o topo de cada camada de colúvio fica retrabalhado e zonas mais permeáveis se desenvolvem nessas posições ou dentro de uma camada individual. O tamanho das partículas dos materiais e a condutividade hidráulica do colúvio tendem a diminuir à medida que se desce a encosta. As camadas superiores do colúvio não são somente mais permeáveis para o fluxo horizontal, mas também são muito permeáveis na direção vertical, a qual permite uma rápida infiltração do escoamento superficial. Os autores afirmam que a camada de solo coluvionar é freqüentemente mais permeável do que os horizontes A e B do solo residual quase sempre existente abaixo. Portanto, é comum se encontrar nessa camada níveis de água elevados e isolados. Esta água ajuda a reduzir a resistência ao cisalhamento dos materiais das camadas inferiores e a formação de percolações adversas no solo coluvionar.

Nogami (1985) salienta que muitos solos tropicais são produtos diretos do intemperismo químico da rocha *in situ* (solos residuais), mas podem também ser originados do intemperismo químico de solos transportados, incluindo solos coluvionares. Solos tropicais formados por intemperismo de rochas sedimentares consistem usualmente de misturas de argilo-minerais de forma lamelar, particularmente caulinita e montmorilonita, e de partículas granulares grosseiras não degradáveis, principalmente quartzo.

### 2.1.3.

#### **Instabilidades de colúvios**

Quando comparadas às instabilidades em taludes naturais ocorridas em outras regiões, como na Califórnia, nos EUA (Lee *et al.*, 1988 *apud* Junaideen, 2005 e Fleming *et al.*, 1989), na Itália (Campus *et al.* 2001 *apud* Junaideen, 2005) e Japão (Wang *et al.*,

2002) não são encontradas características únicas. Pode-se notar nestas ocorrências que, quase sempre, as instabilidades de taludes se deram em profundidades rasas de colúvios ou solos residuais, durante ou após chuvas torrenciais. É importante salientar que em solos naturais soltos (colúvios), durante elevação de poro-pressão, pode ocorrer liquefação do solo, com a conseqüente ocorrência de corridas de detritos (Sassa, 1989; Fleming *et al.*, 1989). O mecanismo de ruptura desses movimentos está intimamente associado ao comportamento mecânico dos solos e ao fluxo de água sub-superficial que se estabelece nos mesmos.

Em taludes que apresentam depósitos de solos coluvionares podem ocorrer diversas formas de instabilidades, como rastejo (*creep*), escorregamento translacional do tipo talude infinito, escorregamento rotacional, corridas de detritos ou várias formas associadas, dependendo da geometria dos colúvios. Vários autores notaram em seus trabalhos que o início e o tipo do movimento de colúvios estão relacionados à sua espessura (Ellen & Fleming, 1987; Fleming & Johnson, 1994). Segundo esses autores, colúvios espessos usualmente estão associados a escorregamentos rotacionais lentos, que dificilmente se liquefazem ou se desagregam. Já taludes instáveis de colúvios rasos apresentam inicialmente um escorregamento translacional, seguido por desagregação e fluidez (corridas de detritos).

Lacerda & Sandroni (1985) descrevem que o movimento de massas coluvionares inicia com um escoamento, para na seqüência passar a uma situação de escorregamento translacional com zona de escoamento, para então se caracterizar francamente como escorregamento translacional. Em planta, os escorregamentos se apresentam semelhantes a um fluído viscoso, com deslocamentos maiores na porção central da massa.

De acordo com Lacerda (2002 e 2004), a instabilização ou o aumento dos movimentos de fluência de taludes coluvionares pode ocorrer de acordo com as situações: (a) espontaneamente com lençol permanentemente elevado devido à precipitação contínua – nesse caso as velocidades de fluência aumentam, mas não há ruptura súbita, pois o solo se deforma plasticamente; (b) escavações, mesmo de pequena altura, feitas no pé do talude; (c) carregamento na crista do talude; e (d) por choque (Avelar, 1996 *apud* Lacerda, 2002) ou carregamento súbito devido a novo escorregamento a montante.

Segundo Rodrigues (1992), os rastejos de massas coluvionares são essencialmente visco-plásticos e as velocidades de deformação são aceleradas na época

das chuvas, iniciando um processo de movimentação com velocidade não constante. Os deslocamentos maiores ocorrem na parte mais central da massa, sendo que a camada mais superficial tende a se deslocar com maior velocidade. A zona superficial das massas coluvionares está sujeita a rastejo do tipo sazonal ou periódico, enquanto a zona inferior está submetida a rastejo constante, conforme definido por Terzaghi (1950). Na estação seca, estas massas geralmente são mais estáveis. A movimentação dessas massas, na forma de rastejo, ocorre ao longo de uma superfície bem nítida caracterizada pela massa coluvionar e pela superfície *in situ* do terreno subjacente. Deslocam-se com velocidade não uniforme, às vezes até mesmo apresentando saltos. Deslocam-se acompanhando a inclinação das encostas, movidas pela ação da gravidade e acompanhando a topografia mais favorável ao seu deslocamento, de tal forma que se podem ter inclusive direções variáveis de deslocamento em partes diferentes de uma massa coluvionar em processo de rastejo.

## 2.2.

### Liquefação

A liquefação é um processo de “*strain-softening*” pelo qual os materiais sofrem uma redução significativa da resistência ao cisalhamento a valores inferiores àqueles das tensões cisalhantes existentes nos maciços, em condições não-drenadas, ocasionando em um fluxo de massa de solo até que sejam estabilizadas as tensões cisalhantes próprias com a ação de tensões cisalhantes externas (Castro, 1969).

No campo, a ruptura associada a este mecanismo é caracterizada por deslocamentos rápidos de grande extensão. A massa de solo realmente flui, espalhando-se até as tensões cisalhantes atuantes tornarem-se tão pequenas quanto à reduzida resistência ao cisalhamento disponível. Daí surgiu o nome Ruptura em Fluxo por Liquefação ou “*Liquefaction Flow Failure*”.

O fenômeno da liquefação vem sendo estudado por diversos autores, citam-se alguns trabalhos de maior destaque começando por Terzaghi (1925), Casagrande (1936), Bjerrum *et al.* (1961), Castro (1969), Casagrande (1975), Poulos *et al.* (1985), Sladen *et al.* (1985), Robertson & Campanella (1985), Verdugo *et al.* (1991), Ishihara (1993), Vaid & Sivathayalan (1995), Yamamuro & Lade (1997), Norris *et al.* (1997), Bopp & Lade (1997), Tibana *et al.* (1997), Toprak & Holzer (2003), Davies *et al.* (2002), Pereira (2001) e Gomes *et al.* (2002b). Uma sinopse destes trabalhos é

encontrada, discutida e avaliada na dissertação de mestrado de Pereira (2006). O presente trabalho trata brevemente alguns termos utilizados para liquefação, os materiais e condições físicas que promovem a ocorrência deste fenômeno e por último, alguns métodos de avaliação do potencial de liquefação.

### 2.2.1.

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

A liquefação é normalmente associada a depósitos granulares, pois em solos de granulometria mais fina não se observa a perda completa das tensões efetivas pela geração de excesso de poro pressão. Mais recentemente, os limites dos critérios baseados na composição do material foram expandidos, tendo sido observado que a suscetibilidade à liquefação é influenciada pela distribuição granulométrica, forma das partículas e índice de plasticidade.

- **Distribuição granulométrica**

Terzaghi *et al.*, (1996) relatam a influência da distribuição granulométrica na suscetibilidade à liquefação. 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 poro pressão na condição não drenada. Evidências de campo indicam que a maioria dos casos de ruptura por liquefação ocorre em depósitos de solo com granulometria uniforme. Tsuchida (1970) apresentou faixas limites de distribuição granulométricas de solos que desenvolveram ou apresentaram potencial para desenvolver o fenômeno de liquefação. Estas faixas, apresentadas na Figura 2.2 foram obtidas após a análise da distribuição granulométrica do solo de depósitos naturais que desenvolveram ou não liquefação.

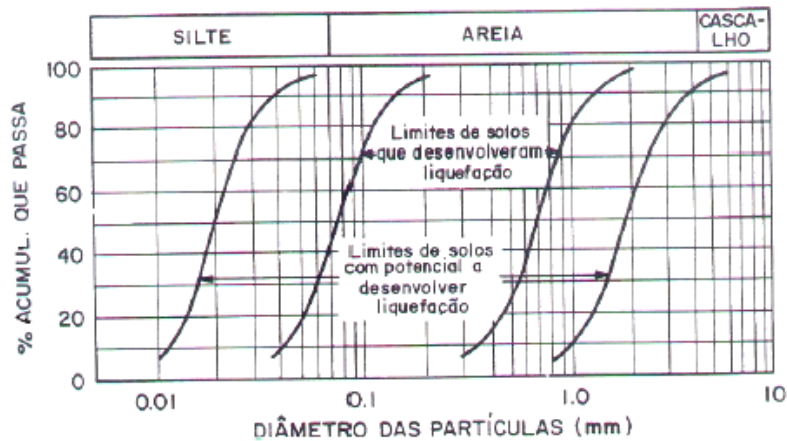


Figura 2.2: Faixas granulométricas (Tsuchida, 1970)

Ishihara *et. al.* (1980) definiram uma faixa de distribuição granulométrica de diversos resíduos siltosos não plásticos utilizados em um extenso estudo que visava determinar o potencial de liquefação.

- **Índice de Plasticidade**

Vários estudos de laboratório têm demonstrado uma forte correlação entre índice de plasticidade e aumento da resistência à liquefação do solo. Ishihara e Koseki (1989) constataram que, o aumento do índice de plasticidade aumenta a resistência à liquefação, indicando que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica, no caso de solos finos (Figura 2.3).

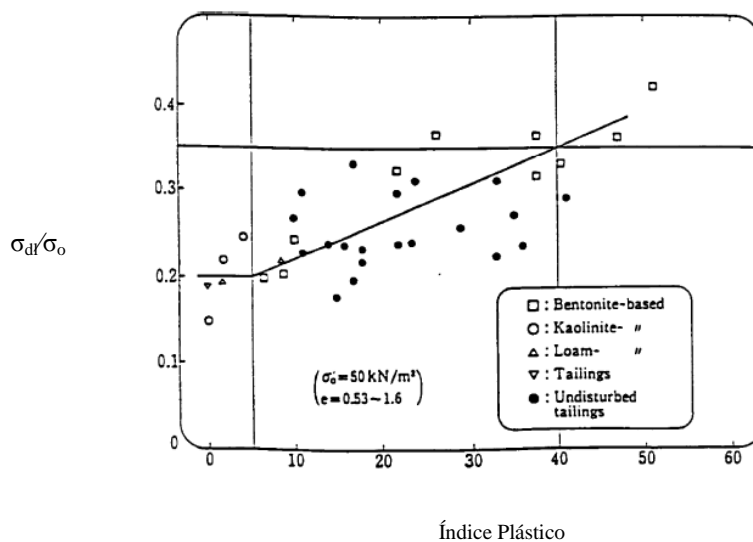


Figura 2.3: Índice de plasticidade, Ishihara e Koseki, (1989)

Polito (1999), em sua dissertação de doutorado, realizou um amplo estudo sobre o efeito da quantidade de finos plásticos e não plásticos na resistência à liquefação de



solos, analisando estudos anteriormente realizados através de ensaios de campo (Mogami e Kubo (1953) e Holzer *et al.*, (1989), ensaios de laboratório (Lee e Seed (1967a), Chang *et al.*, (1982), Koester (1994), Ishihara and Koseki (1989), Okusa *et al.*, (1980), e Garga e McKay (1984). A conclusão final da pesquisa de Polito (1999), em acordo a revisão bibliográfica realizada, mostra que com o aumento da plasticidade aumenta a resistência à liquefação de solos.

- **Forma das partículas**

Reddy (2008) apresenta um amplo estudo sobre a influência da forma das partículas e seu impacto na resistência de solos, avaliando em particular como a forma das partículas pode igualmente influenciar a suscetibilidade à liquefação. Reddy mostra que solos com partículas arredondadas são mais susceptíveis à liquefação que aqueles com partículas angulares, porque a contração em solos de grãos arredondados é devida ao rearranjo das partículas, enquanto que em solos com grãos angulares esta se dá, parcialmente, pelo esmagamento dos grãos.

### 2.2.2.

#### **Tipos de Resposta durante o Carregamento Não Drenado**

Vários pesquisadores têm estudado o comportamento dos solos granulares durante o cisalhamento não drenado (Castro, 1969; Ishihara *et al.*, 1975; Chern, 1985; Ishihara, 1993; Sivathayalan, 1994; Vaid & Thomas, 1995; entre outros). Na Figura 2.4 estão apresentadas 3 (três) respostas típicas destes materiais, quando submetidos a este tipo de carregamento.

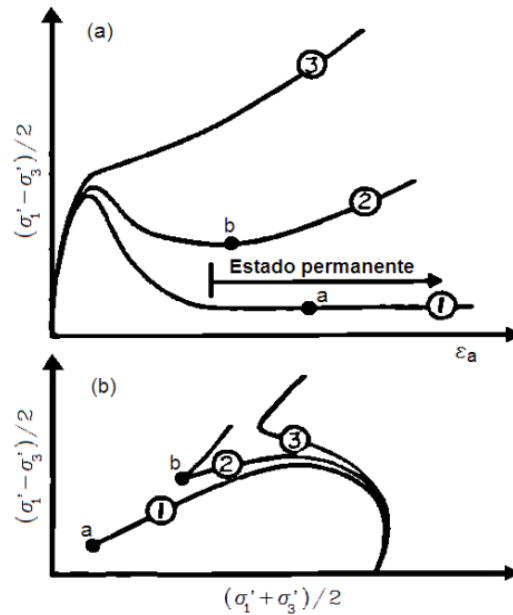


Figura 2.4: Respostas típicas de uma areia durante o carregamento não drenado (modificado de Sriskandakumar, 2004)

No comportamento do tipo 1 (um), o material alcança a resistência ao cisalhamento de pico e então apresenta uma queda brusca de resistência com a deformação (“*strainsoftening*”) até alcançar o estado permanente, representado pelo ponto a nas Figuras 2.4(a) e (b). Este comportamento foi denominado como liquefação por Castro (1969), Casagrande (1975) e Seed (1979) e liquefação verdadeira por Chern (1985). Este tipo de resposta é considerado responsável pelas rupturas em fluxo observadas no campo (Sriskandakumar, 2004).

Na resposta do tipo 2 (dois), denominada por Castro (1969) como liquefação limitada, o solo alcança um estado de resistência mínima, denominado estado quase permanente (ponto b na Figura 2.4), e depois apresenta uma tendência de dilatação com recuperação da resistência (“*strain-hardening*”).

No comportamento do tipo 3 (três), o material apresenta um contínuo aumento da resistência ao cisalhamento durante a deformação. O excesso de poropressão apresentado inicialmente indica um comportamento contráctil. Entretanto a posterior redução das poropressões sugere uma forte tendência de dilatação.

- **Linha de Mudança de Fase**

A linha de mudança de fase indica uma mudança na tendência de alteração de volume das areias, de contração para dilatação. Os pontos das trajetórias de tensões

efetivas de um ensaio triaxial do tipo CIU, coincidentes com esta linha, correspondem ao valor máximo do excesso de poropressões induzido durante o ensaio. Alguns estudos (Chern, 1985; Negussey *et al.*, 1988) indicam que, para uma dada areia, o ângulo de atrito de volume constante ( $\phi_{cv}$ ), é coincidente com o ângulo de atrito mobilizado na transformação de fase ( $\phi_{pt}$ ). (Sriskandakumar, 2004).

Conforme descrito por Stark *et al.* (1998), a observação crítica de vários resultados de ensaios de laboratório indica que todas as areias, fofas ou densas, apresentam uma tendência de contração antes de atingir a linha de mudança de fase, independente do tipo de carregamento. Este comportamento é confirmado na Figura 2.4 (b).

Para solos arenosos moderadamente fofos a medianamente densos, que apresentam comportamento do tipo 2 (dois) (na Figura 2.4), o estado quase permanente corresponde à mínima resistência ao cisalhamento disponível após o pico de resistência, e é frequentemente obtido para deformações intermediárias. Para estes solos, o verdadeiro estado permanente ocorre para maiores deformações depois de uma tendência de dilatação com aumento de resistência. Tem sido observado (Vaid & Chern, 1985; Ishihara, 1993, Vaid & Thomas, 1995 e Yamamuro & Lade, 1998) que, para uma dada areia com comportamento do tipo 2 (dois), o ponto de estado quase permanente é correspondente ao ponto de mudança de fase, conforme representado pelo ponto b nas Figuras 2.4(a) e (b). Para os solos arenosos fofos, com comportamento do tipo 1 (um) (na Figura 2.4), o estado quase permanente e o ponto de transformação de fase não existem e a tendência de contração continua até ser alcançada a resistência mínima no estado permanente, que ocorre para grandes deformações (Olson, 2001).

### 2.2.3.

#### **Estado Crítico**

Em janeiro de 1936, Arthur Casagrande publicou, no *Jornal da Sociedade de Engenheiros Civis de Boston*, a explicação para a tendência das areias à mudança de volume durante o cisalhamento. Casagrande concluiu que a diminuição de volume no caso de areias fofas e o aumento de volume no caso de areias compactas, durante a deformação cisalhante, resultavam na mesma “densidade crítica” ou índice de vazios crítico para o qual o solo arenoso poderia sofrer alguma deformação sem modificação

no volume. De acordo com Casagrande, este índice de vazios crítico poderia ser obtido tanto a partir de areias fofas como de areias compactas (Castro, 1969).

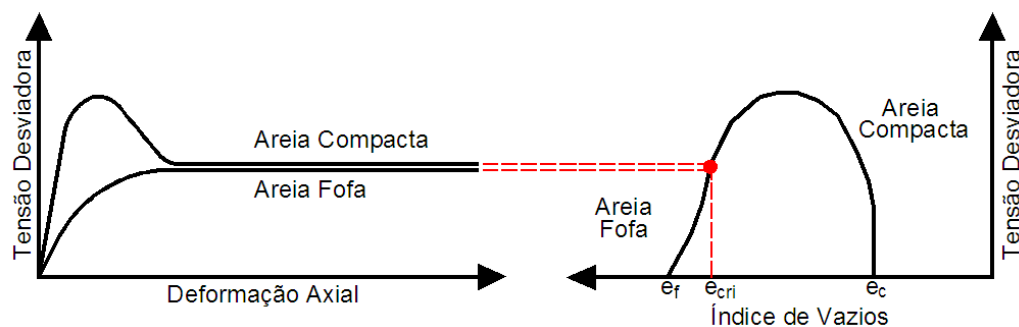


Figura 2.5: Comportamento de areias fofas e compactas durante o cisalhamento (modificado de Universidade de Washington, 2008)

A Figura 2.5 mostra os comportamentos tensão-deformação e de mudança de volume típicos para amostras de areia fofa e compacta, submetidas a carregamentos drenados. Conforme observado experimentalmente por Casagrande, o índice de vazios final para as duas amostras seria o mesmo (Kramer, 1985).

Conforme descrito por Castro (1969), durante o ano de 1937, Casagrande analisou resultados de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios triaxiais drenados, e obteve as seguintes conclusões:

- O ensaio de cisalhamento direto não é adequado para a obtenção do índice de vazios crítico, devido à limitada deformação possível e a dificuldade na determinação dos índices de vazios inicial e durante o ensaio.
- Nos ensaios triaxiais drenados com amostras compactas, a variação do índice de vazios medida não é representativa da amostra inteira, pois as mudanças de volume ocorrem principalmente nas pequenas zonas onde a ruptura acontece.
- Durante ensaios triaxiais drenados com amostras fofas, nenhum plano de ruptura é desenvolvido. Grandes deformações são necessárias para alcançar o índice de vazios crítico e a condição de volume e resistência constantes é apenas aproximadamente obtida.

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial drenados realizados por Castro em amostras compactas, confirmaram a observação de Casagrande, de que nem mesmo

uma estimativa aproximada poderia ser feita do índice de vazios crítico nesta situação, pois as deformações medidas se concentravam no volume de areia adjacente ao plano de ruptura e não seriam representativas para a amostra inteira. Já o ensaio em areias fofas possibilitaria uma estimativa aproximada do índice de vazios crítico e a determinação da sua relação com a tensão confinante (Castro, 1969).

Realizando ensaios com várias tensões confinantes, Casagrande concluiu que o índice de vazios crítico é reduzido com o aumento da tensão confinante. A linha que relaciona o índice de vazios crítico com o logaritmo da tensão confinante efetiva foi definida como “linha do estado crítico”. Esta linha, apresentada na Figura 2.6, separa os solos entre dilatantes e contrácteis (Castro, 1969).

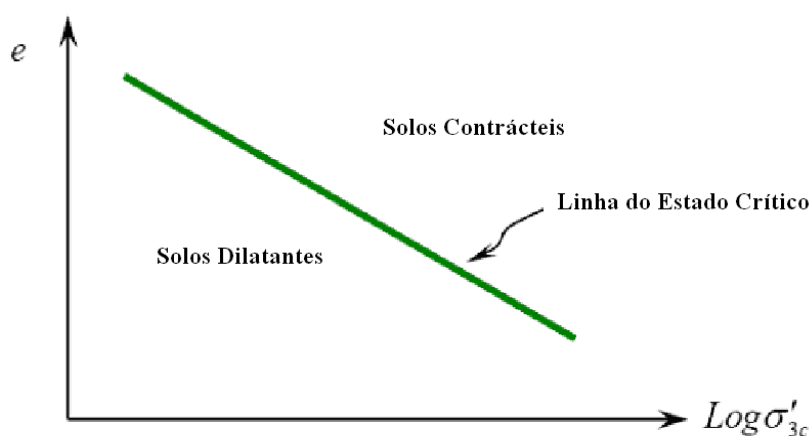


Figura 2.6: Linha do índice de vazios crítico

Os ensaios desenvolvidos por Casagrande, naquela ocasião, foram ensaios drenados, porque não havia naquela época um equipamento de ensaio que permitisse a medição das poropressões geradas durante o cisalhamento a volume constante (Kramer, 1985).

Entretanto, Arthur Casagrande previu que caso a drenagem fosse impedida a tendência de alteração de volume resultaria em variações das poropressões. Desta forma, uma areia no estado mais fofo do que o estado crítico experimentaria um acréscimo das poropressões com a conseqüente diminuição da resistência ao cisalhamento, que conforme a magnitude poderia resultar na ocorrência da liquefação (Castro 1969).

Em meados de 1960, Gonzalo Castro, sobre a orientação de Arthur Casagrande, realizou uma série de ensaios de compressão triaxial não drenados com tensão controlada e relacionou em um gráfico a tensão confinante efetiva e o índice de vazios

para grandes deformações. A esta linha, produzida de maneira similar à linha do estado crítico, Castro se referiu como sendo a linha de estado permanente (Universidade de Washington, 2008).

Poulos (1981), definiu o estado permanente de deformação como o estado em que uma massa de partículas está deformando continuamente com volume constante, tensão efetiva normal constante, tensão cisalhante constante e velocidade constante.

A Figura 2.7 ilustra o conceito de estado permanente de deformação, conforme descrito por Poulos *et al.* (1985).

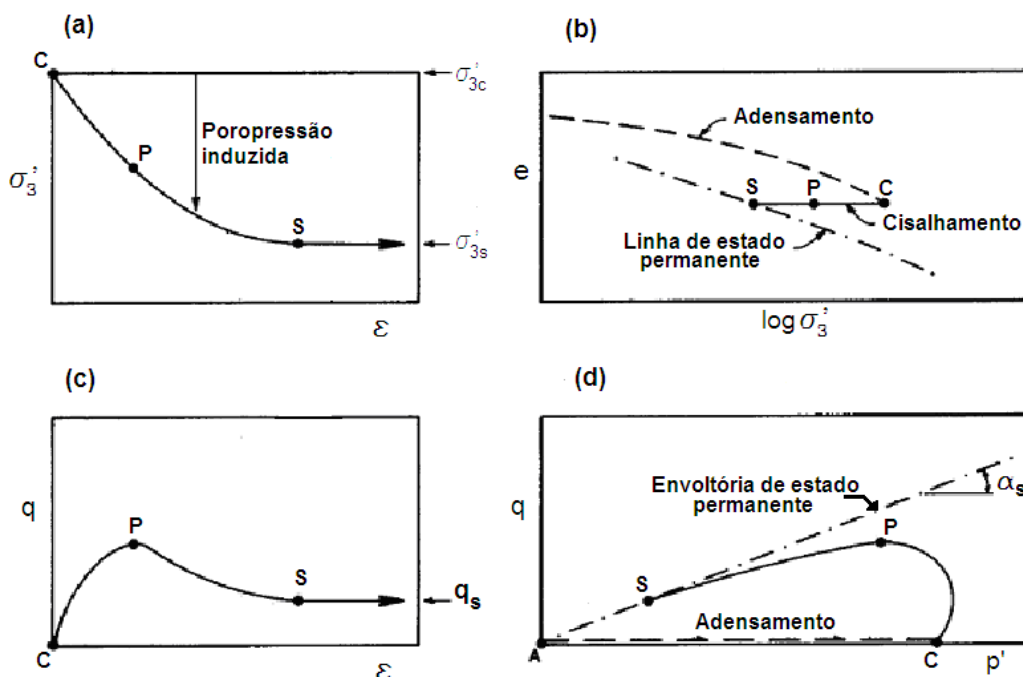


Figura 2.7: Estado permanente de deformação obtido de ensaios não drenados (modificado de Poulos *et al.*, 1985)

Na Figura 2.7(a) está mostrada a redução da tensão confinante efetiva com a deformação, devido ao acréscimo das poropressões durante o cisalhamento não drenado. A Figura 2.7(b) mostra a variação da tensão confinante efetiva após o adensamento e durante o cisalhamento não drenado, até alcançar a condição de estado permanente. O comportamento tensão-deformação (“*strain-softening*”) está apresentado na Figura 2.7(c) e a trajetória de tensões efetivas correspondente está mostrada na Figura 2.7(d).

No diagrama  $p'$ - $q$ , da Figura 2.7(d), está representado o ângulo  $\alpha_s$ , que corresponde ao ângulo de atrito de estado permanente,  $\phi_s$ , no diagrama de Mohr-Coulomb. A transformação entre  $\alpha$  e  $\phi$  pode ser feita por meio de conhecidas relações trigonométricas.

O ângulo de atrito de estado permanente, também denominado ângulo de atrito de volume constante ( $\phi_{cv}$ ), é mobilizado para grandes deformações, para as quais o solo começa a deformar sem tendência de alteração de volume. De acordo com Stark *et al.* (1998), este ângulo de atrito é cerca de  $30^\circ$ , para a maioria das areias.

Na Figura 2.7 o ponto C representa a condição imediatamente após o adensamento do corpo de prova, o ponto P é correspondente à máxima tensão desviadora e o ponto S indica a condição de estado permanente.

Diversos autores têm discutido a respeito da equivalência entre o estado crítico e o estado permanente (Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Sladen *et al.*, 1985; Alarcon-Guzman *et al.*, 1988; Cárdenas, 2004). Conforme descrito em Yamamuro & Lade (1998), a maioria dos pesquisadores que estudam o fenômeno da liquefação consideram estes dois estados idênticos. Segundo Poulos (2008), a confusão está na interpretação equivocada do termo “estado crítico”. Para este pesquisador, a definição clássica de Casagrande para o estado crítico se refere ao estado alcançado quando todas as tensões permanecem constantes durante o cisalhamento, sendo, portanto, equivalente à definição do estado permanente.

Ainda nos dias de hoje quase todos os fenômenos relacionados à liquefação podem ser explicados pelo conceito do estado crítico desenvolvido por Casagrande, cerca de 80 anos atrás.