

NOÇÕES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

NÉLIO GAIOTO

1977

1 - INTRODUÇÃO

Para a análise e solução dos problemas mais importantes de engenharia de solos é necessário o conhecimento das características de resistência ao cisalhamento do solo. Exemplos típicos são os problemas de análise de estabilidade de aterros e de cortes, empuxos sobre muros de arrimo, capacidade de carga de sapatas e de estacas, conforme ilustrados na Figura 1-a, b, c, d, em que é analisado o deslizamento de uma parte do maciço em relação à outra remanescente.

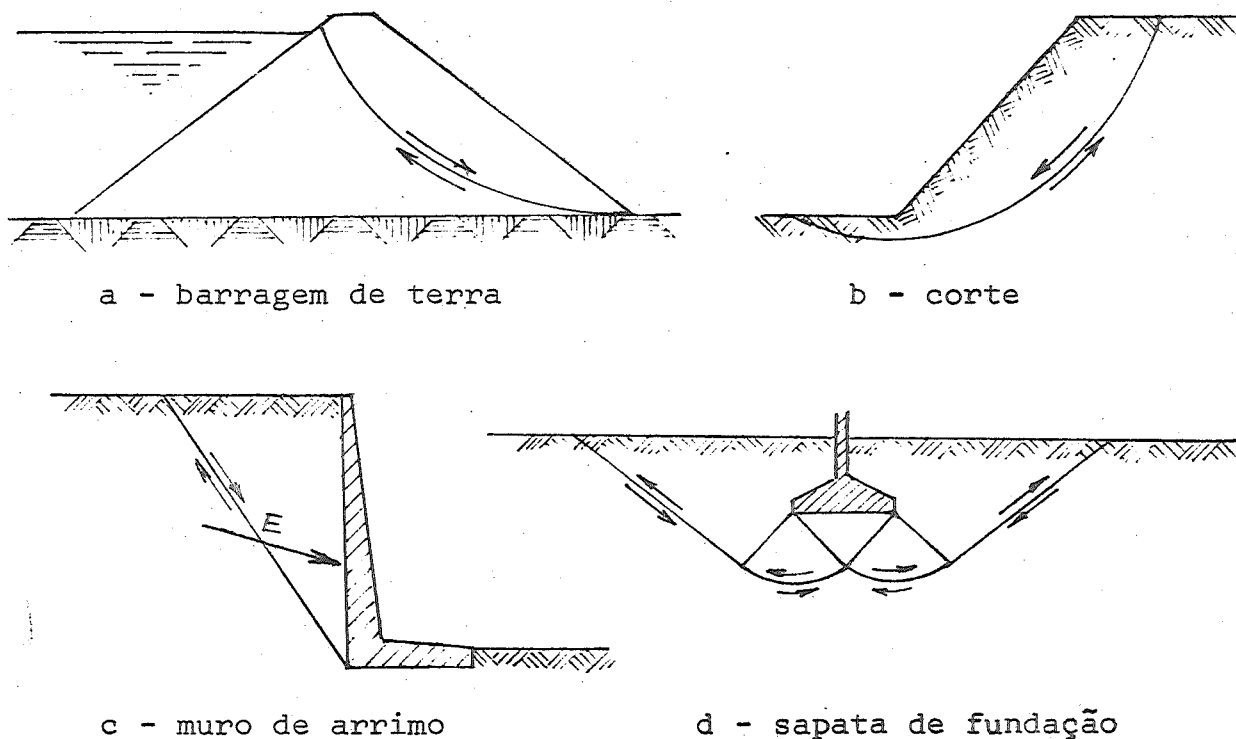
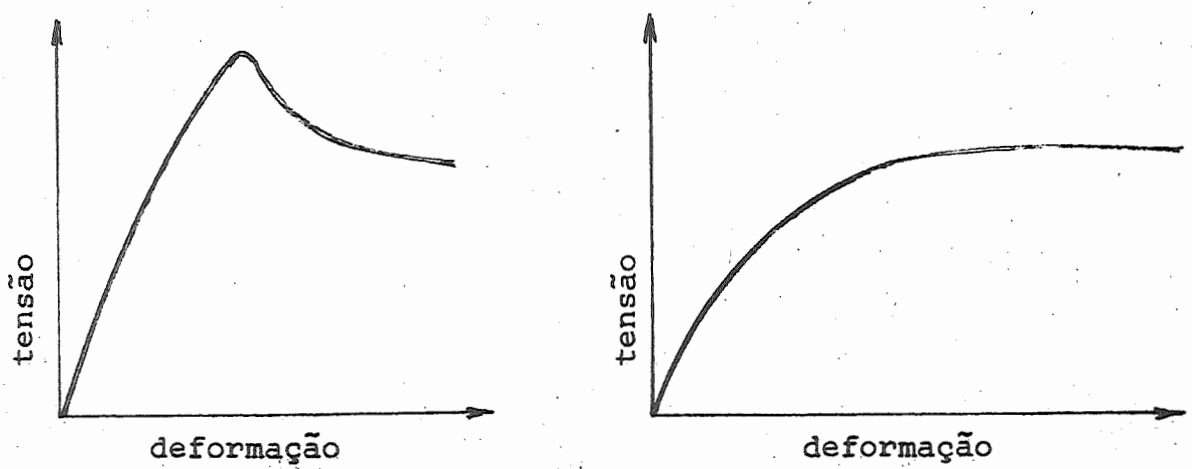


FIGURA 1

A ruptura pode ocorrer de forma brusca, em que o material se desintegra quando é atingida certa tensão ou deformação, como ilustrado na Figura 2-a, ou pode ocorrer de forma plástica, quando continua se deformando indefinidamente sob uma tensão constante, como representado na Figura 2-b.

Na Teoria da Elasticidade supõe-se que a curva tensão-deformação apresenta a forma indicada na Figura 3-a, enquanto que, pela Teoria da Plasticidade, supõe-se que as relações tensão-

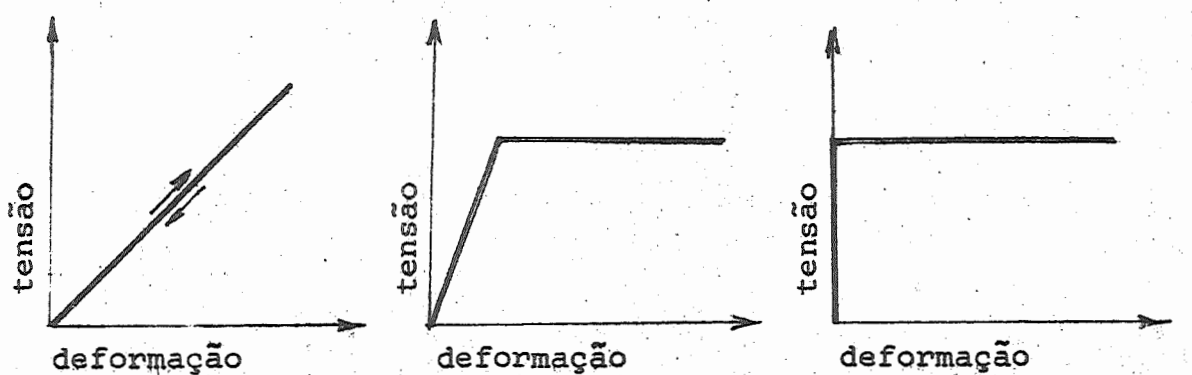
deformação aproximam-se de uma das formas apresentadas nas Figuras 3-b e 3-c. No segundo caso (3-b), o material se comporta elástica_{mente} até um certo valor da tensão, a partir do qual a deformação cresce continuamente sob tensão constante e o material diz-se "elasto-plástico". No caso 3-c, desprezam-se as deformações elásticas e o material é considerado "rígido-plástico" ou "plástico-perfeito"



a - ruptura brusca

b - ruptura plástica

FIGURA 2



a - elástico

b - elasto-plástico

c - rígido-plástico

FIGURA 3

A maior parte dos problemas de mecânica dos solos pode ser dividida em duas categorias: na primeira, as tensões no solo estão no regime elástico, significativamente abaixo da tensão requerida para a plastificação, e estes problemas podem ser resolvidos pela Teoria da Elasticidade; na segunda, as tensões estão todas no regime plástico, assumindo-se que o solo é perfeitamente plástico. As hipóteses de elasticidade e plasticidade são simplificações grosseiras do comportamento dos solos. O uso da Teoria da Elasticidade fica simplificada se forem introduzidas duas hipóteses adicionais em relação às propriedades dos materiais: homogeneidade e isotropia. A primeira hipótese geralmente não é satisfeita para os solos. Apesar dessas limitações os cálculos baseados na elasticidade são úteis para fornecer uma orientação sobre o comportamento do solo quando submetido a tensões.

Na Mecânica dos Solos a adoção da Teoria da Plasticidade (comportamento 3-b ou 3-c) não constitui erro grosseiro, desde que as alterações da forma do maciço sejam negligenciáveis, isto é, as conclusões obtidas somente são válidas no instante em que é iniciado o escoamento elástico.

2 - ATRITO ENTRE SÓLIDOS

Suponhamos um sólido apoiado sobre o plano I - I (Figura 4) submetido às forças N e T, respectivamente normal e tangencial ao plano. Suponhamos que a força N permaneça constante e que T cresça gradativamente até provocar o deslizamento. O ângulo entre a resultante R dessas forças com a normal ao plano I - I chama-se obliquidade α . O sólido iniciará o deslizamento sobre o plano quando T atinja um valor tal que α seja igual a um certo ângulo ϕ , denominado ângulo de atrito ($\text{tg } \phi$ chama-se coeficiente de atrito).

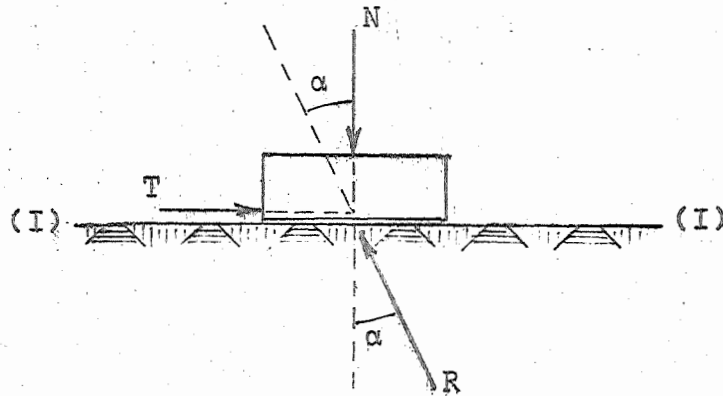


FIGURA 4

Sendo A a área de contacto, tem-se que $\tau = \frac{T}{A}$, $\sigma = \frac{N}{A}$ e $\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi$. A resistência tangencial máxima é diretamente proporcional à pressão sobre o plano de deslizamento. O valor de $\operatorname{tg} \phi$ cresce com a rugosidade, o que significa que a resistência ao deslizamento depende do imbricamento das protuberâncias das duas superfícies. Quando duas superfícies entram em contacto com uma certa área A, realmente apenas se tocam, em uma fração dessa área, e nos pontos de contacto efetivo pode-se chegar ao estado plástico do material por efeito da pressão exercida. Verifica-se o deslizamento quando essa espécie de engrenagem entre as duas superfícies se rompe por efeito cortante. O aumento da pressão σ ocasiona uma maior superfície de contacto efetivo e por isso aumenta a resistência ao deslizamento, uma vez que a superfície resistente ao corte é maior.

3 - ESTADO PLANO DE TENSÕES

A maior parte dos problemas de maciços de terra permite a sua análise no plano, considerando-se a tensão principal intermediária, σ_2 , igual à mínima, σ_3 . Conhecendo-se os valores das tensões principais σ_1 e σ_3 sobre um elemento de solo e as orientações dos planos em que elas atuam, pode-se determinar as tensões normal σ e cisalhamento, τ , em qualquer plano de orientação conhecida.

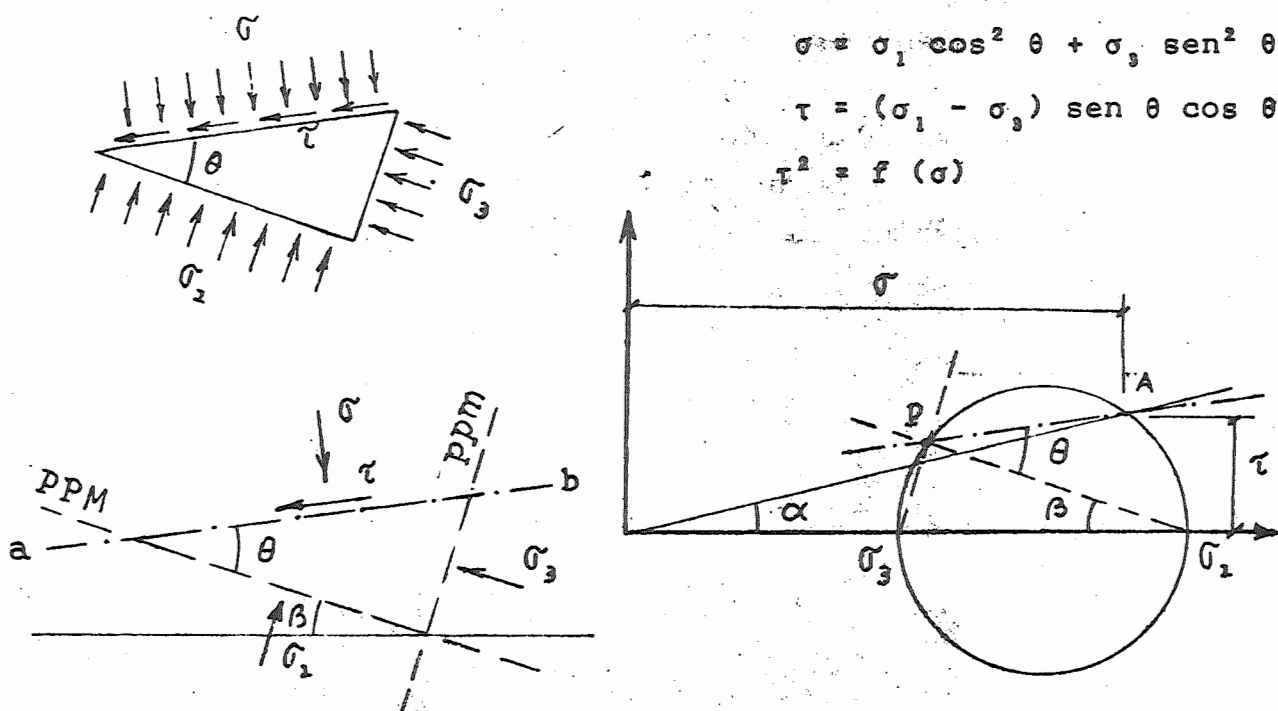


FIGURA 5

O lugar geométrico dessas tensões representado em um sistema de coordenadas cartesianas de eixos σ e τ é uma circunferência, denominada "Círculo de Mohr".

Conhecendo-se σ_1 e σ_3 , traça-se o Círculo de Mohr. A inclinação do plano principal maior (PPM), permite determinar o polo P, traçando-se por σ_1 uma reta com esta inclinação. Procedimento idêntico pode ser utilizado traçando-se por σ_3 uma paralela ao plano principal menor (ppm). Determinado o polo P, pode-se obter o par de valores σ e τ , em qualquer plano, no Círculo de Mohr, traçando-se por P uma paralela a este plano (Figura 5).

Como os Círculos de Mohr podem ser utilizados para representar qualquer estado de tensões, através deles pode-se representar as tensões correspondentes ao estado de ruptura. Se o estado de ruptura corresponde ao de obliquidade máxima ($\alpha = \phi$), pode-se então determinar as tensões e a inclinação do plano de sua atuação. Note-se que o plano de ruptura representa um ângulo $\theta_{cr} = 45 + \frac{\phi}{2}$ em relação ao plano principal maior (Figura 6).

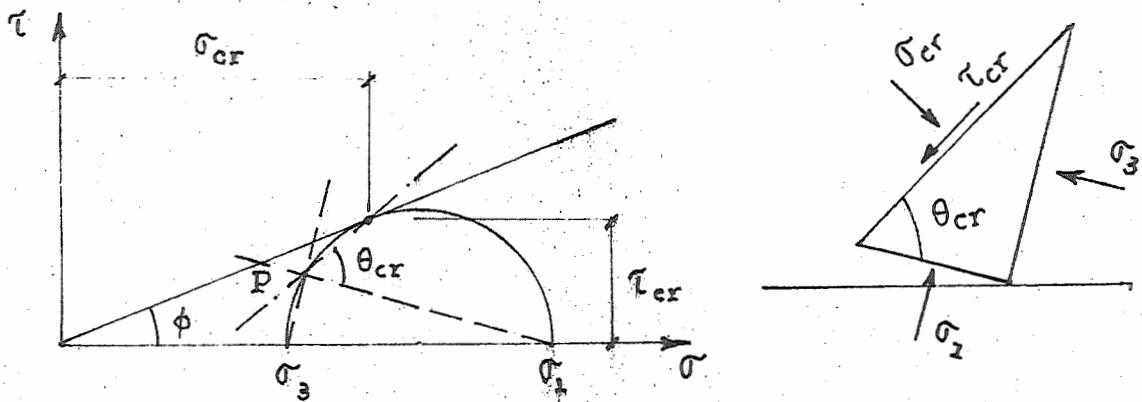


FIGURA 6

4 - MEDIDAS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A medida da resistência ao cisalhamento tem como primeiro objetivo a determinação da envoltória de ruptura, isto é, a relação entre as tensões normal e cisalhante no estado de ruptura. Os dois métodos mais comumente utilizados para a medida da resis-

tência ao cisalhamento dos solos são o de Cisalhamento Direto e Compressão Triaxial.

Em ambos os métodos é ensaiada uma série de corpos de prova, preparados em condições idênticas, a partir da mesma amostra. Na série de ensaios de cisalhamento direto cada corpo de prova é ensaiado com um valor da tensão normal, determinando-se os respectivos valores da tensão de cisalhamento na ruptura. Os pares de valores σ , τ , determinam diretamente a envoltória de resistência do solo. Na série de ensaios de compressão triaxial cada corpo de prova é ensaiado com um valor de σ_3 , aplicada diametralmente e axialmente, por meio de uma câmara, onde ele fica confinado; determina-se qual o valor da tensão axial, σ_1 , que provoca a ruptura. Os pares de valores σ_1 , σ_3 , correspondentes a cada corpo de prova, determinam Círculos de Mohr, que permitem o traçado da envoltória de resistência, tangente aos círculos.

4.1 - Cisalhamento Direto

O princípio do ensaio de cisalhamento direto está ilustrado na Figura 7. Uma amostra de solo é colocada em uma caixa dividida ao meio. O corpo de prova é carregado inicialmente por uma força vertical N , que corresponde a uma tensão normal σ na seção de área S . A metade inferior da caixa permanece fixa, e enquanto a tensão normal é mantida constante, aplica-se na metade superior uma força horizontal T , que corresponde a uma tensão cisalhante τ , que cresce gradativamente, até o corpo de prova romper por cisalhamento no plano de seção S . Na base e no topo do corpo de prova são colocadas pedras porosas para permitirem livre drenagem de água durante o ensaio. Durante o ensaio mede-se as deformações horizontal e vertical do corpo de prova, que permitirão calcular a

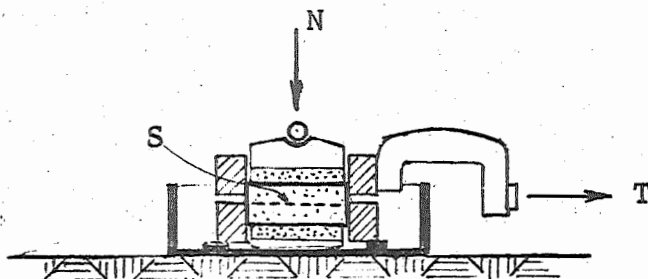


FIGURA 7

deformação específica na seção de cisalhamento e a variação de altura (e portanto do volume) do corpo de prova, respectivamente. Com as medidas de carga e deformação feitas durante o transcorrer do ensaio traçam-se curvas, como as representadas na Figura 8, correspondentes a dois ensaios típicos. A tensão de ruptura, determinada a partir da curva tensão-deformação, corresponde ao valor da tensão τ em que o corpo de prova continua sofrendo deformação cisalhante, contínua, sem que ela seja excedida. Realizando-se diversos ensaios de cisalhamento direto com a mesma amostra de areia, em corpos de prova moldados sob condições idênticas, mas com tensões normais diferentes, determina-se a relação entre tensão cisalhante máxima e tensão normal, que é do tipo $\tau = \sigma \text{ tg } \phi$, onde ϕ é a obliquidade máxima das tensões, e é denominado "ângulo de atrito interno" do solo ensaiado (Figura 9).

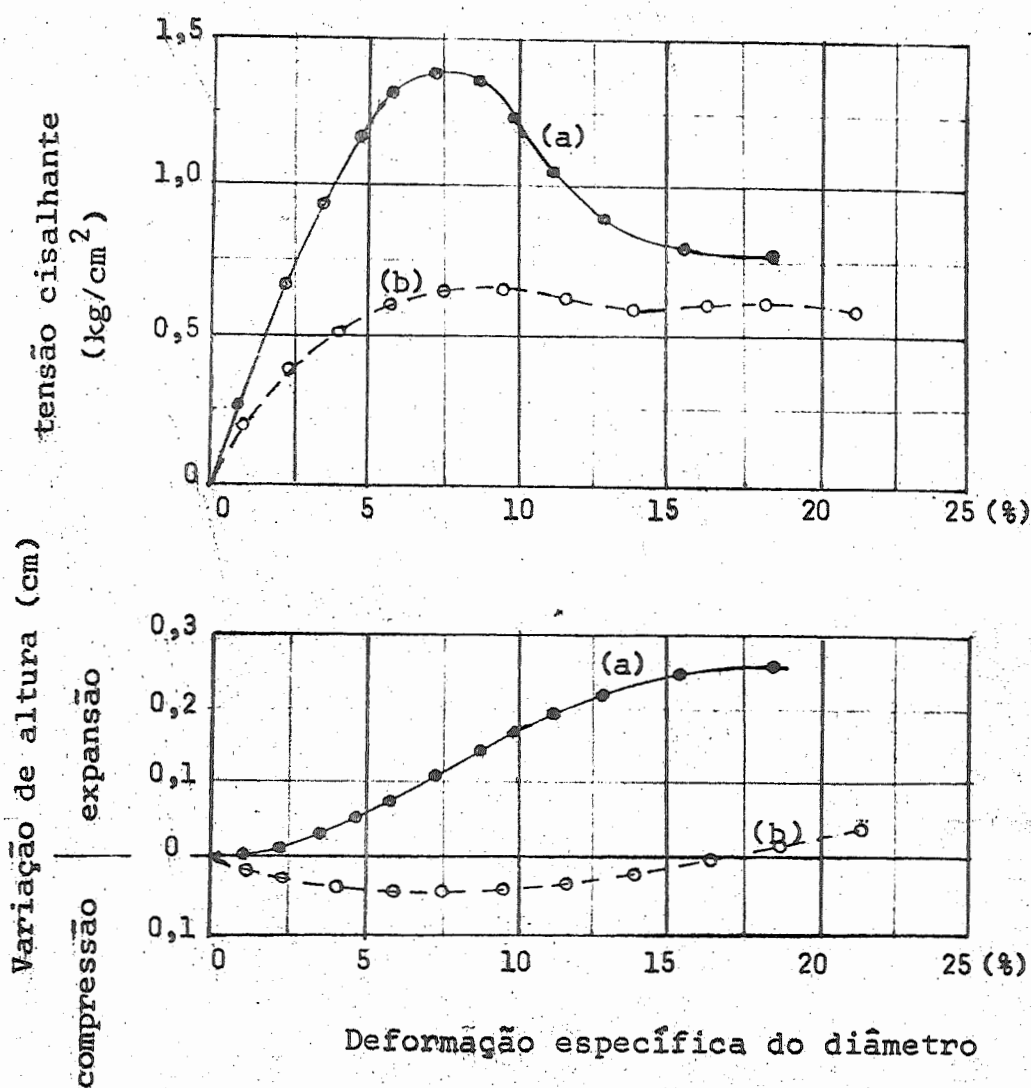


FIGURA 8

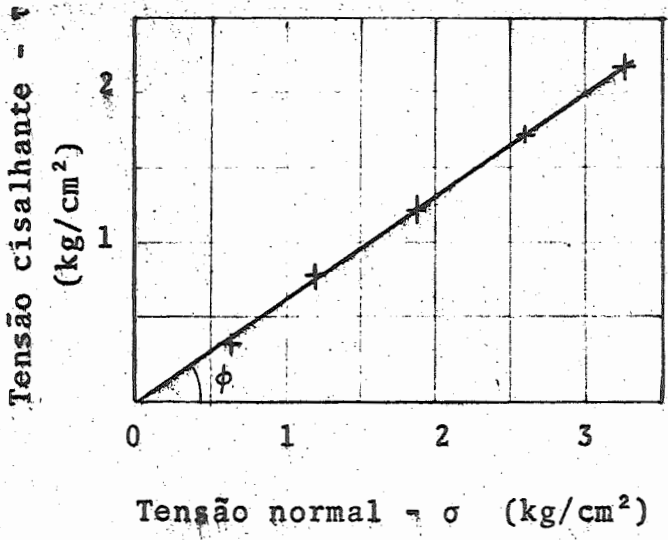


FIGURA 9

4.2 - Ensaio de Compressão Triaxial

Na Figura 10 está esquematicamente representado o equipamento para ensaio de compressão triaxial. Um corpo de prova cilíndrico, envolvido por uma membrana impermeável de borracha, é colocado dentro de uma câmara que pode ser preenchida por água. Aplicando-se pressão na água o corpo de prova ficará submetido a uma tensão compressiva σ_3 . As tensões de cisalhamento são provo

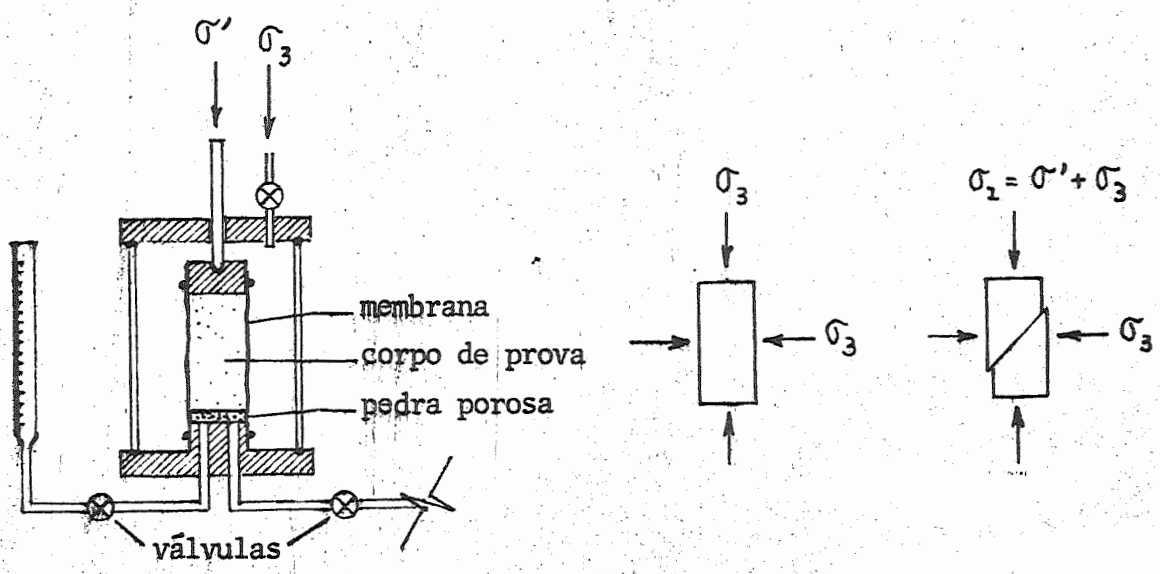


FIGURA 10

çadas pela aplicação de uma tensão vertical σ' , através de um pistão, que é acrescida até ocorrer a ruptura do corpo de prova, enquanto a tensão σ_3 é mantida constante. Durante o ensaio pode-se drenar o corpo de prova por meio de uma pedra porosa, colocada na sua base, ligada a uma bureta, que permite medir o volume de água drenado. O sistema possui válvulas, que fechadas, podem evitar a drenagem do corpo de prova. A pedra porosa pode ser ligada a um manômetro para a medida das pressões neutras desenvolvidas durante o ensaio.

Para a obtenção da envoltória de resistência ao cisalhamento (Figura 11) devem ser realizados diversos ensaios, com corpos de prova, obtidos da mesma amostra de solo, e submetidos a diversas tensões de confinamento σ_3 . Para cada ensaio traça-se a curva tensão-deformação, e o instante de ruptura é determinado pelo valor máximo de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ou de σ_1/σ_3 ; com os valores das tensões principais de ruptura, traça-se o Círculo de Mohr de cada ensaio e a envoltória dos círculos constitui a envoltória de ruptura.

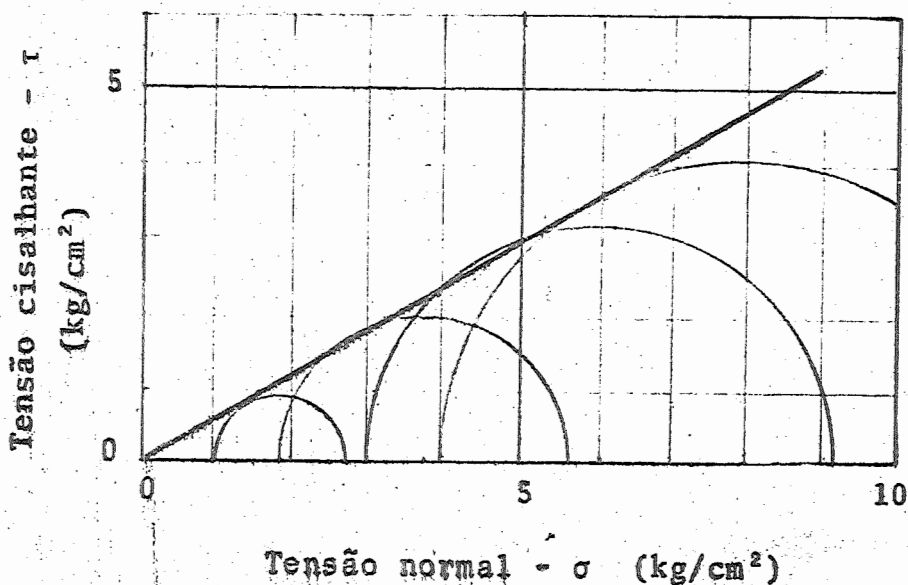


FIGURA 11

5 - TEORIA DE RUPTURA MOHR-COULOMB

A teoria de ruptura de Mohr-Coulomb tem sido utilizada com sucesso para definir a ruptura dos solos. Essa teoria estabelece que a ruptura de um material ocorre quando a tensão de cisalhamento, τ , em um certo plano, iguala a resistência ao cisalhamento, s , do solo. Não existem estados de tensão correspondente a pares de valores σ , τ situados acima da envoltória de resistência (critério de Mohr).

Para a definição da envoltória de resistência de um solo, a ser utilizada na análise de um problema, é usual adotar-se, qualquer que seja a curva real dessa envoltória, uma reta média, correspondente ao intervalo de tensões em que o solo estará submetido (critério de Coulomb). Na forma mais genérica a envoltória de resistência é representada pela expressão $s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$, onde c representa a coesão e $\operatorname{tg} \phi$ o coeficiente de atrito do material. Note-se, portanto, que os valores de c e ϕ não representam parâmetros intrínsecos do solo, uma vez que a envoltória de resistência é definida exclusivamente para o intervalo de variação das tensões, correspondente a cada caso em que a análise será realizada. A expressão geral da envoltória Mohr-Coulomb, acima representada, pode-se transformar em $s = \sigma \operatorname{tg} \phi$, para solos não coesivos, e $s = c$, para solos puramente coesivos.

6 - PROBLEMAS RELATIVOS À APLICABILIDADE DA TEORIA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO AOS SOLOS.

A ocorrência da água dentro da estrutura porosa do solo, ocupando total ou parcialmente os seus vazios, determina a necessidade da consideração de diversos fatores, que tornam bastante complexa a aplicação da teoria da resistência ao cisalhamento. Quando um elemento de solo é solicitado por uma certa tensão externa, parte dela pode se transformar em pressão neutra, dentro de seus interstícios. Como a resistência por atrito interno somente pode estar relacionada ao aumento de tensões efetivas, pois os fluídos não possuem resistência ao cisalhamento, a parcela da tensão externa que se transformaria em pressão neutra, em alguns casos chegando a cem por cento, não produz qualquer acréscimo na sua resistência. Quanto menor for a permeabilidade do solo, menor será a velocidade de dissipação das pressões neutras desenvolvidas nos seus vazios. Levando-se ainda em conta as maiores ou menores facilidades de drenagem do solo, pela ocorrência ou não de extratos permeáveis na sua vizinhança, a velocidade com que são aplicadas as cargas é extremamente importante, para o desenvolvimento das pressões neutras, o que vem afetar a sua resistência ao cisalhamento.

Além disso, quando um elemento de solo está se deformando sob o efeito de uma tensão cisalhante, pode também sofrer variações volumétricas, havendo pois a necessidade de considerações

análogas às da teoria de adensamento, correlacionadas às variações do índice de vazios do solo.

Os problemas acima mencionados são tanto mais importantes quanto mais finos e plásticos os solos considerados, em vista de sua baixa permeabilidade e maior susceptibilidade ao efeito de compressão por adensamento. É portanto indispensável, ao se estabelecer um programa de ensaios para a determinação da resistência ao cisalhamento de um solo, fixar adequadamente as velocidades de aplicação das cargas, as condições de drenagem e de adensamento dos corpos de prova, objetivando a maior representatividade possível das condições previstas para o maciço a ser analisado. É evidente que os parâmetros de resistência obtidos somente serão válidos para as condições estabelecidas no programa de ensaios e para o intervalo de tensões considerado, e que uma única amostra de solo pode dar origem a diferentes envoltórias de resistência ao cisalhamento, quando são introduzidas pequenas modificações na técnica de ensaios.

7 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS AREIAS

7.1 - Comportamento tensão-deformação

Na Figura 8 estão apresentadas curvas típicas, obtidas durante a realização de ensaios de cisalhamento direto, correspondentes a corpos de prova no estado compacto (curvas cheias, a) e no estado fofo (curvas tracejadas, b), onde são mostradas variações das tensões cisalhantes e da altura do corpo de prova em relação à variação da deformação específica do seu diâmetro. Curvas semelhantes são obtidas em ensaios de compressão triaxial, onde são relacionadas as variações da tensão principal maior, σ_1 , e do volume dos corpos de prova, com a deformação específica da sua altura, correspondentes aos estados compacto e fofo das amostras.

As areias compactas, quando submetidas a deformações cisalhantes, apresentam um comportamento típico de aumento de volume, enquanto que, inversamente, as fofas uma redução de volume. Este comportamento está associado ao fato de que os grãos de areia no estado compacto, por se encontrarem entrosados, necessitam realizar deslocamentos transversais, afastando-se do plano de cisalhamento para permitir o rolamento dos superiores sobre os inferiores;

por seu lado, os grãos de areia no estado fofo alcançam condições de maior entrosamento quando são rolados uns sobre os outros. Na Figura 12 está esquematicamente representado este comportamento.

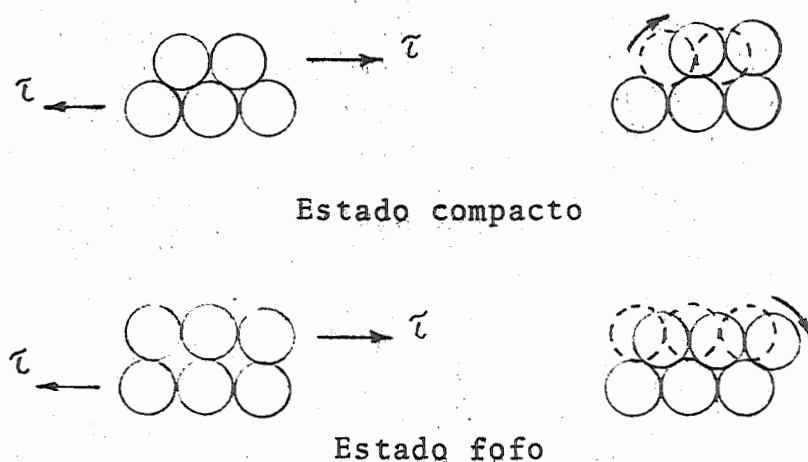


FIGURA 12

Examinando-se ainda as curvas típicas apresentadas na Figura 8, verifica-se que as areias compactas apresentam curvas tensão-deformação com pico acentuado correspondente a valores relativamente baixos das deformações, enquanto que nas areias fofas verifica-se um valor máximo da tensão cisalhante para deformações específicas maiores, que permanece aproximadamente constante por um intervalo de deformações bastante extenso. As areias que apresentam o comportamento característico representado pela curva a, permitem a definição de dois tipos de resistência ao cisalhamento: a resistência máxima, ou de pico, tomando-se para a determinação da envoltória o valor da tensão cisalhante máxima, apresentada na curva tensão-deformação e a resistência limite, ou residual, tomando-se o valor da tensão correspondente a uma deformação acentuada do corpo de prova.

Não são raras as vezes em que, nas análises de estabilidade de maciços, é necessário considerar-se o comportamento do solo com base também na sua resistência limite, representativa de condições em que o maciço pode ser solicitado a sofrer deformações que vão além das registradas para se mobilizar a resistência de pico. Para esta hipótese de cálculo geralmente são adotados coeficientes de segurança menos conservativos, associados ao grau de confiança conferido aos parâmetros obtidos nos ensaios, como representativos das condições de solicitação da obra.

7.2 - Compressão Triaxial a Volume Constante

Conforme já discutido anteriormente os ensaios de cisalhamento direto, realizados sob tensão normal constante e os ensaios de compressão triaxial, sob σ_3 constante, permitem uma certa diminuição do volume do corpo de prova, tanto mais acentuada quanto menor a compacidade do solo. Esta variação de volume registra-se mesmo para velocidades de ensaio elevadas, em função da permeabilidade dos solos arenosos. A medida que são considerados solos de granulometria mais fina as tendências de variação de volume ficam diminuídas pela maior dificuldade de drenagem da água contida em seus poros. Muitos problemas de instabilidade foram registrados em aterros hidráulicos, construídos com o lançamento de areias finas, onde permanecem sob a condição saturada. Esses aterros ao sofrerem solicitações dinâmicas, provocadas por terremotos ou acomodações bruscas dos estratos geológicos da fundação, quando submetidos aos carregamentos do aterro ou do reservatório a ele associado, romperam por efeito de liquefação. Isto ocorre pela dificuldade encontrada pela água para a sua drenagem através dos poros, quando há a tendência de redução de volume suscitada por um esforço dinâmico.

Para se representar esta condição, no laboratório, foi desenvolvido o ensaio triaxial a volume constante. Variando-se convenientemente a tensão de confinamento da câmara, pode-se neutralizar a tendência de variação de volume, diminuindo-se σ_3 , quando a bureta, ligada ao corpo de prova, indica uma tendência de contração, ou aumentando-se σ_3 quando a tendência é de expansão.

7.3 - Análise dos Resultados dos Ensaios

Durante a realização de um ensaio de cisalhamento direto, para uma certa tensão normal σ , à medida que a tensão cisalhante τ é aumentada, por acréscimo da deformação horizontal na seção S, a obliquidade de tensões neste plano cresce gradativamente até ser atingido o estado de ruptura. No Gráfico de Mohr, os estados intermediários e o de ruptura correspondem a retas com as inclinações representativas das respectivas obliquidades τ/σ ($\alpha_1, \alpha_2 \dots \phi$). No estado de ruptura, o círculo de Mohr permite a determinação dos planos em que atuam as tensões principais σ_1 e σ_3 , a partir do polo P, que fica definido ao se conhecer o par de valores σ e τ_r , na ruptura, e o plano da ruptura, horizontal (Figura 13).

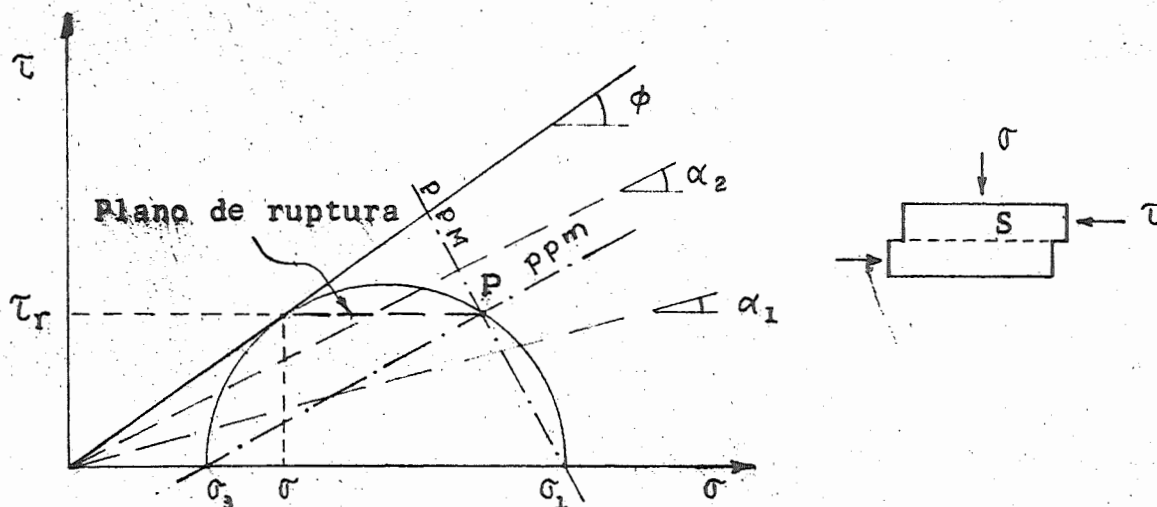


FIGURA 13

No ensaio de compressão triaxial, realizado sob tensão de confinamento, σ_3 constante, à medida que aumenta a deformação axial do corpo de prova, cresce a diferença $\sigma_1 - \sigma_3$ e a relação σ_1 / σ_3 , até ser atingido o estado de ruptura. Os estados intermediários correspondem, no gráfico de Mohr, a círculos passando por σ_3 , e as obliquidades no plano de ruptura, são representadas pelas retas tangentes a estes círculos, de equação $s = \sigma \operatorname{tg} \alpha$. O estado de ruptura corresponde tanto ao máximo valor de $\sigma_1 - \sigma_3$ como ao máximo σ_1 / σ_3 , pois durante todo o ensaio σ_3 é mantido constante. Neste estado, sendo conhecidos os valores das tensões principais e os seus planos de atuação, pode-se determinar o polo P , que coincide com σ_3 (ver Figura 14). A partir do polo determina-se o plano de

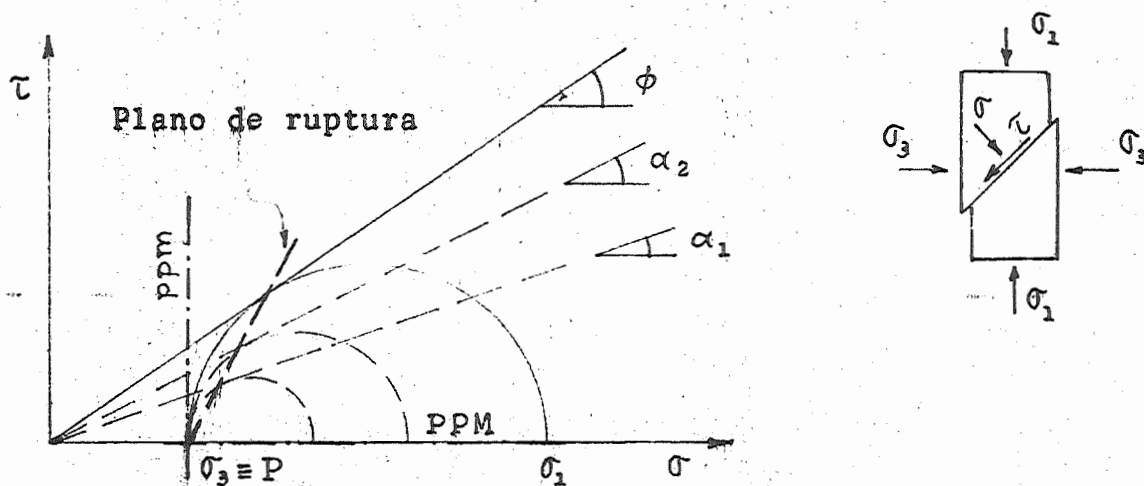


FIGURA 14

ruptura, que passa pelo par de valores σ e τ , no ponto de tangência da reta de obliquidade máxima com o círculo de Mohr.

Quando o ensaio de compressão triaxial é realizado a volume constante existem problemas na definição do estado de ruptura uma vez que, sendo σ_3 variável, os valores máximos de $\sigma_1 - \sigma_3$ e σ_1 / σ_3 geralmente não ocorrem sob a mesma deformação axial. Na Figura 15 estão apresentadas curvas típicas, em que estão relacionados os valores $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e σ_1 / σ_3 com as deformações axiais do corpo de prova e os círculos de Mohr, representativos das condições máximas destes valores. Geralmente utiliza-se o máximo valor de $\sigma_1 - \sigma_3$ para a definição da resistência ao cisalhamento de um solo, mas, em certos casos é recomendada a utilização do critério de máxima relação entre as tensões principais.

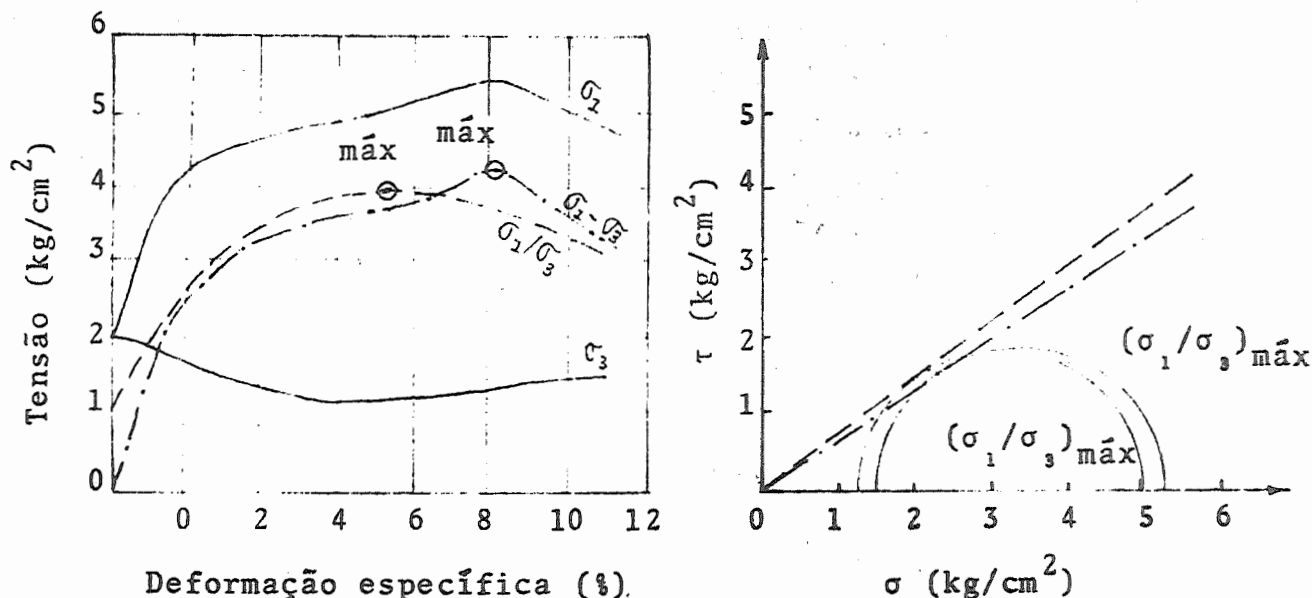


FIGURA 15

7.4 - Índice de Vazios Crítico

Conforme ilustrado nas Figuras 8 e 12, as areias fofas ao sofrerem deformações cisalhantes apresentam diminuição de volume e, conseqüentemente, redução no seu índice de vazios. Se estiverem saturadas, esta redução requer uma correspondente saída da água dos seus poros. Quanto mais fina for a sua granulometria, mais lenta será esta drenagem, o que poderá dar origem ao desenvol

vimento de pressões neutras na água contida nos vazios. O aparecimento de pressões neutras diminui as pressões efetivas no maciço, e portanto, a sua resistência ao cisalhamento. Esta tendência de redução de volume e aparecimento de pressões neutras é tanto maior quanto mais fofas e finas forem as areias, podendo-se alcançar a condição de liquefação, ou seja, de perda total de sua resistência. Este fenômeno não é significativo nas areias grossas, pois a sua permeabilidade elevada facilita a drenagem da água, como também não é observado nas areias compactas, que apresentam tendência de aumento de volume ao sofrerem deformações cisalhantes. Existe assim uma condição limite de compactidade, e as areias, que se apresentam com índice de vazios menor que o correspondente a esta condição, não estão sujeitas ao efeito de redução de sua resistência ao cisalhamento. Por constituir um sério problema, que comprometeu a estabilidade de muitos aterros hidráulicos, construídos com areias finas, procurou-se introduzir um parâmetro -"índice de vazios crítico"- que representasse essa condição limite.

Inicialmente, Casagrande definiu o índice de vazios crítico, como sendo o valor correspondente ao estado inicial, de moldagem, de um corpo de prova, que, em um ensaio triaxial, com σ_3 constante, apresentasse variação nula de volume entre o início do cisalhamento e o ponto de ruptura.

Posteriormente, Taylor definiu o índice de vazios crítico a partir de ensaios triaxiais a volume constante (σ_3 variável), correspondente ao estado inicial em que a pressão de confinamento σ_3 , no instante da ruptura é a mesma registrada no início do cisalhamento.

Os valores do índice de vazios crítico, determinados de uma forma ou de outra, fornecem subsídios para a especificação das condições de compactação de aterros, construídos com materiais arenosos, a fim de se evitar o aparecimento do fenômeno de liquefação.

-7.5 - Parâmetros que Influem na Resistência ao Cisalhamento das Areias.

Os fatores mais importantes que influem na resistência ao cisalhamento de uma areia são o imbricamento e a resistência dos grãos. As areias que possuem granulometria bem graduada, ou seja, com proporções de tamanhos de grãos, tais que grãos menores ocupem boa parte dos vazios formados pelos grãos maiores, apre

sentam boas condições de imbricamento e portanto, maior resistência ao cisalhamento que as areias de granulometria uniforme. Contribui também para melhoria do imbricamento a forma mais angulosa dos grãos.

Geralmente, as areias finas se apresentam na natureza em condições mais fofas que as areias grossas, o que permite atribuir a estas maior resistência ao cisalhamento ($\phi = 35$ a 45°), que para aquelas ($\phi = 25$ a 35°).

8 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS ARGILAS

Diversos fatores fazem com que o estudo da resistência ao cisalhamento das argilas se torne muito mais complexo que o das areias.

As argilas constituem um tipo de solo no qual se enquadra uma ampla faixa de materiais, caracterizados pela propriedade de plasticidade, cujo comportamento varia consideravelmente com o seu teor de umidade. Sendo constituído de partículas muito finas, na resistência ao cisalhamento das argilas entram em jogo forças de atração, de natureza coloidal, dando origem à parcela de coesão, inexistente nas areias. É característico também das argilas o fenômeno de "estrutura", que é responsável pela diferença de comportamento entre uma amostra indeformada e uma amolgada, do mesmo solo, apesar de se apresentarem com os mesmos índices físicos.

Os fenômenos observados nos ensaios de compressão triaxial a volume constante nas areias fofas aparecem com maior intensidade nas argilas, pois as tendências de variação de volume e desenvolvimento de pressões neutras são muito maiores nas argilas, associadas à sua elevada compressibilidade e baixa permeabilidade. Efeitos de amolgamento, em corpos de prova preparados com amostras indeformadas, podem ser introduzidos pelas próprias deformações cisalhantes durante os ensaios de compressão triaxial.

A resistência ao cisalhamento de um solo argiloso é bastante influenciada pela sua condição de préadensamento, sendo, geralmente, bastante significativo o benefício introduzido na resistência quando a amostra ensaiada sofreu certo préadensamento. Na determinação da resistência ao cisalhamento de solos argilosos é de extrema importância representar, no laboratório, as condições de carregamento e de desenvolvimento de pressões neutras, que se visualizam ocorrer na obra, associadas à velocidade de construção e

às possibilidades de drenagem do maciço. Nas análises de estabilidade dos maciços de terra são consideradas envoltórias de resistência ao cisalhamento, definidas através dos ensaios, para cada condição específica de carregamento. Os principais tipos de ensaios de compressão triaxial, utilizados na determinação das envoltórias de resistência de solos argilosos são os seguintes:

- Ensaio drenado, ou lentos, em que, tanto a pressão de confinamento como as deformações para a ruptura, são aplicadas com baixa velocidade, e de forma a permitir a total dissipação das pressões neutras que poderiam se desenvolver durante o ensaio.

- Adensados-rápidos, em que os corpos de prova são inicialmente adensados sob a pressão de confinamento da câmara triaxial, permitindo-se, nesta fase, a dissipação das pressões neutras, mas são comprimidos por meio de carregamentos introduzidos com maior velocidade de deformação, e de tal forma a impedir variações de volume e não permitir qualquer dissipação das pressões neutras durante a fase de cisalhamento.

- Rápidos, ou não drenados, em que, tanto na fase de aplicação da pressão de confinamento, como na de ruptura, não é permitida qualquer dissipação de pressão neutra.

No próximo ítem serão analisados os ensaios realizados sobre amostras normalmente adensadas e a seguir será discutido o efeito de préadensamento sobre a resistência ao cisalhamento das argilas.

8.1 - Argilas Normalmente Adensadas

a) Ensaio Drenado - Conforme acima mencionado, durante todo o ensaio é permitida total dissipação das pressões neutras, de forma que, no plano de cisalhamento, as tensões normais são efetivas, resultando uma envoltória de resistência do tipo: $s = \sigma \operatorname{tg} \phi$, semelhante à obtida para as areias.

b) Ensaio Adensados-Rápidos - Neste ensaio, durante a aplicação das deformações cisalhantes, são fechadas as válvulas das tubulações ligadas à(s) pedra(s) porosa(s), situada(s) na base (e no topo, se for o caso) do corpo de prova, impedindo-se qualquer dissipação de pressões neutras. Se for realizada uma série de ensaios, sobre corpos de prova idênticos, preparados a partir de uma mesma amostra, normalmente adensada e saturada, obtém-se uma envoltória de tensões totais do tipo: $s = \sigma \operatorname{tg} \phi_a$, em que ϕ_a é de-

nominado ângulo de atrito aparente. Se durante a realização de um ensaio fosse medida a pressão neutra u , no instante de ruptura, poder-se-ia determinar os valores efetivos de $\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u$ e $\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 - u$, e obter-se a envoltória de tensões efetivas, $s = \sigma \text{ tg } \phi$. No gráfico da Figura 16 estão representadas as envoltórias aparente e efetiva, notando-se que a primeira é nitidamente inferior à última. Se este ensaio fosse realizado de forma drenada, seria obtido um círculo

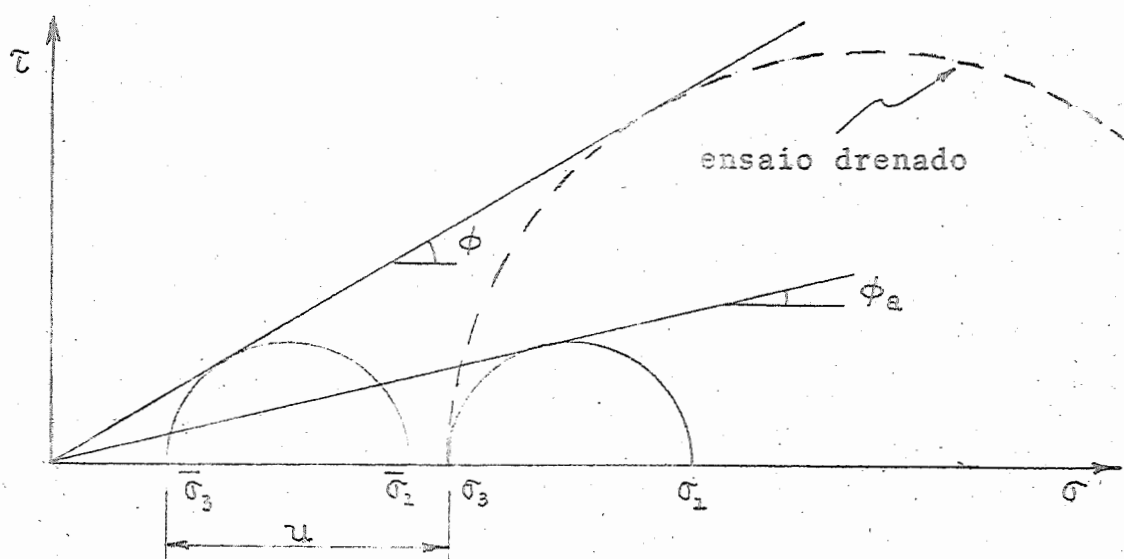


FIGURA 16

culo de Mohr de maior diâmetro, correspondente à envoltória de tensões efetivas, $s = \sigma \text{ tg } \phi$, representado em tracejado na Figura 16.

8.2 - Efeito de Prêadensamento

Rutledge observou experimentalmente que para cada argila a resistência ao cisalhamento "s" é função do índice de vazios "e", ou seja $e = \log s$, conforme está mostrado na Figura 17.a. A reta representada nesta figura é paralela à reta virgem obtida nos ensaios de adensamento, realizados com a mesma amostra. A curva e versus $\log p$ do ensaio de adensamento, mostrada na Figura 17.b, apresenta, no trecho prêadensado, valores do índice de vazios inferiores aos situados na reta virgem para a mesma pressão. Esta diferença no índice de vazios, Δe , corresponde a um acréscimo Δs , no gráfico da figura a. Assim, uma argila na condição prêadensada apresenta uma resistência ao cisalhamento maior que quando normalmente adensada, ou seja, superior à envoltória $s = \sigma \text{ tg } \phi$, tan-

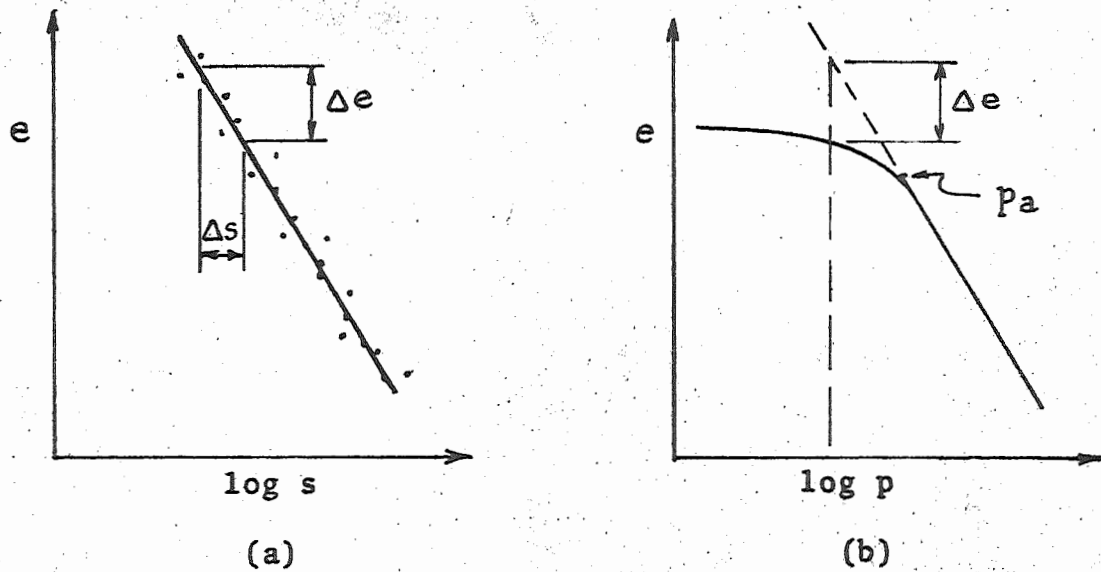


FIGURA 17

to nos ensaios drenados, como nos adensados-rápidos (Figura 18). Este aumento de resistência é responsável pela introdução do parâmetro de coesão nas envoltórias Mohr-Coulomb dos solos argilosos.

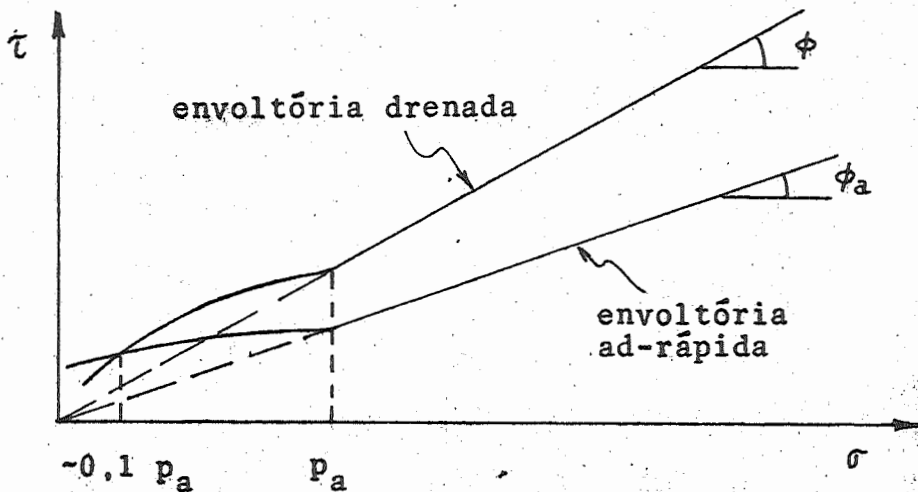


FIGURA 18

Analisando-se as envoltórias de resistência da Figura 18, observa-se que, abaixo de uma tensão $\sigma=0,1p_a$, a drenada apresenta valores menores que a adensada-rápida. Isto se justifica pelo fato de que as argilas fortemente préadensadas apresentam, durante o cisalhamento, uma tendência de inchamento, que corresponde nos ensaios adensados rápidos, a uma criação de pressões negativas (o que não ocorre nos ensaios drenados).

8.5 - Resistência à Compressão Simples e Ensaio Rápido

Uma amostra indeformada, retirada de uma argila pré adensada, apresenta resistência ao cisalhamento, mesmo quando não submetida a tensões confinantes. Esses solos permitem a realização de ensaios de compressão simples, ou seja, ensaios rápidos, em que os corpos de prova são submetidos a tensões axiais, sem confinamento ($\sigma_3 = 0$). No gráfico de Mohr corresponde a um círculo com raio igual a $\sigma_1/2$, e que passa pela origem dos eixos, e o valor máximo de σ_1 é denominado Resistência à Compressão Simples - R_c . Como as envoltórias de ensaios rápidos apresentam para as argilas baixos valores de ângulo de atrito, o valor da resistência à compressão simples corresponde a cerca de duas vezes a coesão, e, vice-versa a coesão pode ser estimada, através do ensaio de compressão simples, tomando-se: $c = (0,4 \text{ a } 0,5)R_c$.

Quando um corpo de prova de argila saturada, colocado em uma câmara triaxial é submetido a uma pressão de confinamento σ_3 , sob a condição de volume constante (sem drenagem), toda esta pressão se transforma em pressão neutra u . O ensaio triaxial realizado sob esta condição corresponde a um ensaio de compressão simples, uma vez que, em termos de tensões efetivas $\bar{\sigma}_3 = 0$. Assim, para qualquer valor de σ_3 , esta condição se repete, e a envoltória de tensões totais resultante é horizontal, isto é, $s = c$ (Figura 19). Para uma mesma argila, o valor da coesão será tanto maior quanto menor for o seu índice de vazios.

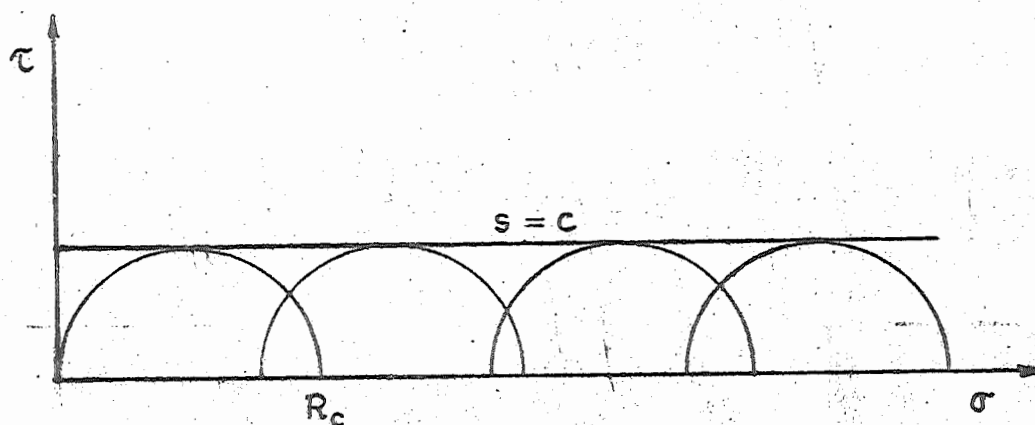


FIGURA 19

Se o corpo de prova não se encontra saturado, nem to da pressão de confinamento se transforma em pressão neutra, pois o ar se comprime, ficando parcialmente dissolvido na água. A pressão efetiva resultante é responsável por um acréscimo de resistência na envoltória, representado por um ângulo de atrito. Este acréscimo permanece com o aumento da pressão de confinamento até se verificar a saturação do corpo de prova pela dissolução completa do ar na água, provocada pelo acréscimo da pressão de confinamento. A partir deste ponto, qualquer acréscimo na pressão de confinamento se transforma em pressão neutra e a envoltória de resistência passa a ser horizontal. Assim, a envoltória apresenta-se com duas inclinações, mostrando no trecho inicial um certo ângulo de atrito, enquanto os corpos de prova não se comprimiram até a saturação, e horizontal no trecho final (Figura 20).

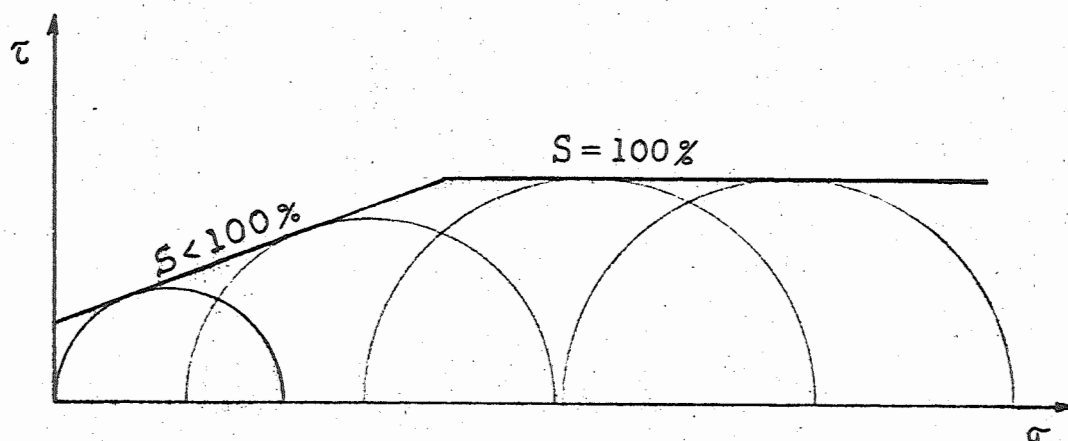


FIGURA 20

8.4 - Medida das pressões neutras nos ensaios triaxiais

A medida das pressões neutras, que se desenvolvem durante a realização de um ensaio de compressão triaxial, não pode ser realizada pela simples conexão de um manômetro ao corpo de prova. Em virtude das pequenas dimensões deste, a variação de volume requerida para provocar um fluxo de água da amostra, suficiente para acionar o manômetro, deveria ser muito grande. Este processo apresenta dois inconvenientes: modifica o valor da pressão neutra, que é o objeto da medida, e produz um grande atraso para o registro da pressão, devido a baixa permeabilidade do solo.

O processo que tem sido utilizado consiste em se aplicar, no sistema de drenagem do corpo de prova, uma contrapressão necessária a manter o seu volume constante, impedindo o fluxo de água. O valor desta contrapressão corresponde exatamente ao da pressão neutra existente no corpo de prova. Para a realização desta medida é utilizado um equipamento montado conforme o esquema representado na Figura 21. A constância do volume do corpo de prova

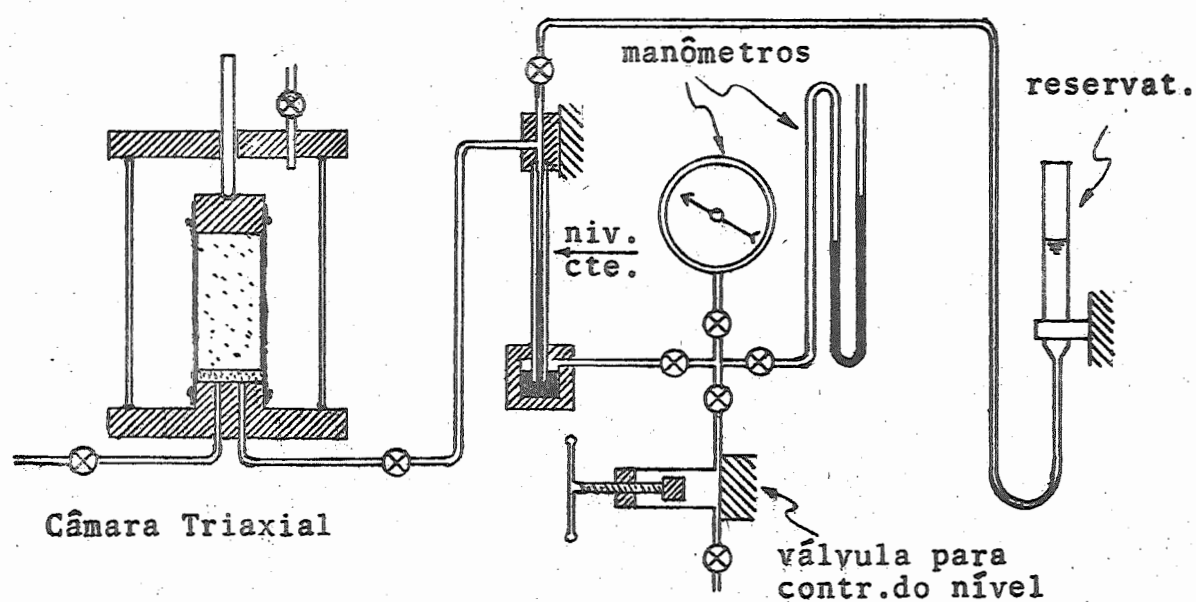


FIGURA 21

é conseguida mantendo-se a coluna d'água da bureta graduada em uma posição constante.

As medidas de pressão neutra geralmente são realizadas nos ensaios adensados-rápidos, em corpos de prova saturados. Em qualquer fase de realização dos ensaios triaxiais pode-se conhecer os valores totais e efetivos das tensões principais atuantes nos corpos de prova, o que permite traçar as respectivas curvas tensão x deformação e, após a sua interpretação, determinar-se criteriosamente as envoltórias:

$$\text{efetiva: } s' = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi' \quad \text{e}$$

$$\text{aparente: } s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi_a$$

Os ensaios com medida de pressão neutra permitem também a determinação dos parâmetros de pressão neutra, que possibilitam correlacionar esta pressão com os incrementos das tensões principais, que são importantes na previsão do comportamento de maciços compactados.

8.5 - Critérios para a programação dos ensaios

A determinação de uma ou mais equações do tipo $s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$, que representem a resistência ao cisalhamento de um maciço de terra, requer certos critérios para que as análises a serem realizadas apresentem a confiabilidade desejada nos projetos. O primeiro passo consiste em se obter amostras representativas do maciço, escolhidas a partir de parâmetros determinados através de ensaios mais simples, tais como, os limites de liquidez e de plasticidade, a granulometria, a densidade dos grãos, a umidade ótima, o peso específico aparente seco máximo, a resistência à penetração, SPT, os índices físicos, etc.

Se a análise a ser realizada corresponde a um maciço, onde as condições in situ permanecem inalteradas até que ocorram as deformações cisalhantes, como é o caso de um talude de uma escavação, ou o terreno de fundação de uma sapata, as amostras a serem retiradas devem preservar estas condições, ou seja, os seus índices físicos e a sua "estrutura". Por outro lado, se a análise corresponder a um maciço, a ser construído a partir de materiais de empréstimo, que precisam ser escavados, transportados, espalhados, tratados e compactados, como é o caso de uma barragem de terra ou o aterro de uma estrada, as amostras precisam ser moldadas com as condições de compactação (umidade e grau de compactação) semelhantes às previstas para a construção do maciço.

A programação dos ensaios deve ser também dirigida, de forma a que os mesmos representem as condições de solicitação previstas para o maciço, tais como, cisalhamento precedido de preadensamento ou não, ruptura lenta ou rápida, saturação por percolação, etc. Em alguns casos, ensaios triaxiais são realizados com de σ_3 ao invés de σ_1 , para se ter esta maior representatividade no laboratório.

A inclusão de ensaios de adensamento no programa, fornece subsídios importantes para o seu detalhamento, pois é importante saber se a argila está normalmente adensada ou préadensada, como é também importante determinar o coeficiente de adensamento, parâmetro que auxilia na fixação das velocidades dos ensaios.

Os corpos de prova nos ensaios de compressão triaxial são preparados com altura igual a duas vezes o diâmetro. Com amostras indeformadas geralmente utilizam-se corpos de prova de 2 polegadas (5 cm) de diâmetro, a não ser em casos especiais, tais como, nas amostras que apresentam descontinuidades, grãos de pedregu

lho, etc, em que há necessidade de se adotar um diâmetro maior, por exemplo 4 polegadas, para preservar a representatividade. No caso de amostras compactadas no laboratório, em que não há necessidade de se preocupar com a integridade da "estrutura" do solo, por questões de economia, tem sido utilizados corpos de prova de 1,4 polegadas de diâmetro, sem que isto represente aumento considerável na dispersividade dos resultados.

8.6 - Trajetoória de Tensões (Stress Path)

Quando um corpo de prova é carregado em um ensaio de compressão triaxial, ele é submetido a sucessivos estados de tensões, que podem ser representados por diversos círculos de Mohr. Na Figura 22.a estão representados os círculos, correspondentes a um ensaio a σ_3 constante, onde estão indicados, os pontos A, B, C, D, e E, que correspondem ao valor da tensão de cisalhamento máxima em cada estado de tensões. Estes círculos podem ser representados por pontos em um gráfico de eixos p e q, cuja abscissa, $p = 0,5 (\sigma_1 + \sigma_3)$, corresponde a do centro do círculo e a ordenada, $q = 0,5 (\sigma_1 - \sigma_3)$, a do seu raio. A curva que liga estes pontos é denominada trajetória de tensões ("stress path") e através dela pode-se analisar os diversos estados de tensões que o corpo de prova é submetido durante o ensaio.

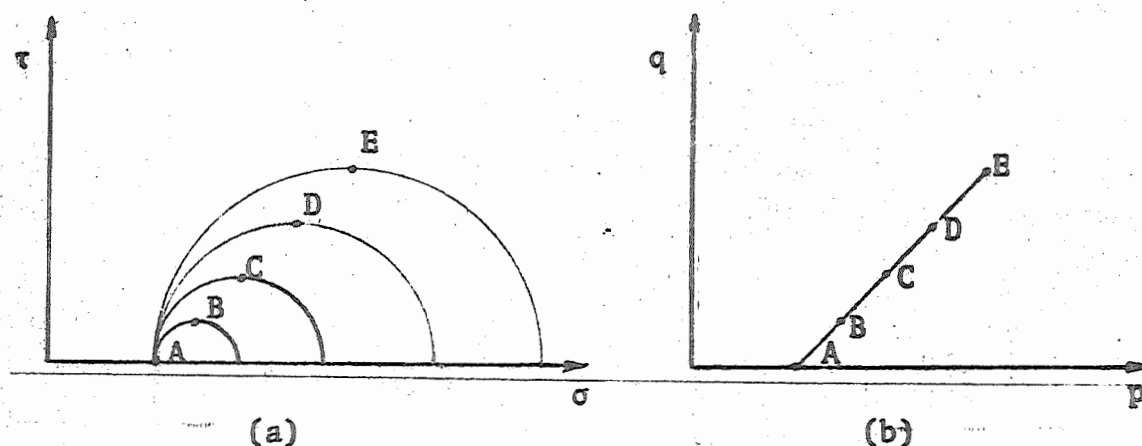


FIGURA 22

No ensaio a σ_3 constante as pressões neutras são totalmente dissipadas e a trajetória de tensões efetivas coincide com a de tensões totais. Por outro lado, em um ensaio não drenado, o desenvolvimento de pressões neutras dá origem a duas trajetórias diferentes, conforme representado na Figura 23. A trajetória de ten

sões totais é uma reta com inclinação de 45° . A medida que as pressões neutras vão se desenvolvendo durante o ensaio, a trajetória de tensões efetivas se afasta desta reta. Assim, em cada instante o valor da pressão neutra corresponde à distância entre essas duas trajetórias. Na Figura 23, as curvas em tracejado correspondem às tensões efetivas e as contínuas às totais.

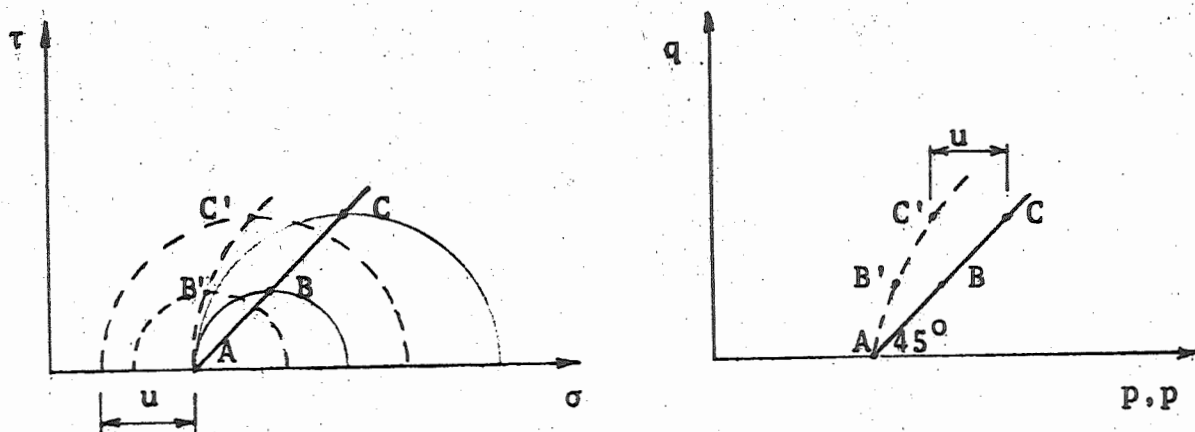


FIGURA 23

Pode-se representar, na trajetória de tensões, os pontos que correspondem a certas deformações específicas, ϵ , do corpo de prova, registradas durante o andamento dos ensaios. Em uma série de ensaios, realizados com a mesma amostra, pode-se obter correlações entre os parâmetros p e q , para cada estado de deformação dos corpos de prova, como também para o estado de ruptura. Para isto basta traçar retas médias, passando pelos pontos que representam os estados de deformação identificados nas trajetórias de tensões, conforme mostrado na Figura 24.

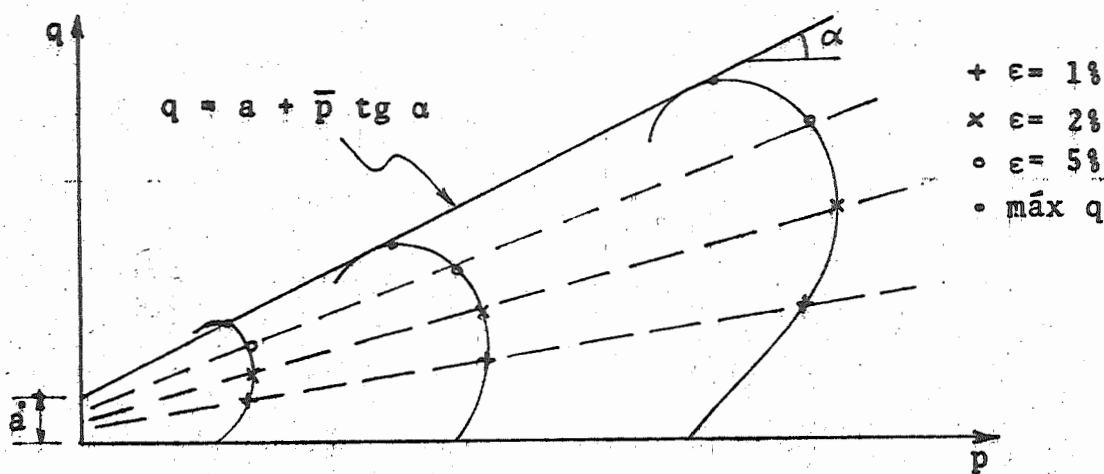


FIGURA 24

O traçado das trajetórias de tensões, quando se realiza uma série de ensaios para a determinação das envoltórias de resistência ao cisalhamento de um solo é interessante, pois permite analisar, conjuntamente, as deformações associadas às tensões, que ocorrem no plano da tensão cisalhante máxima, $\tau_{m\acute{a}x} = 0,5 (\sigma_1 - \sigma_3)$. A envoltória de resistência pode ser determinada a partir das trajetórias de tensões através das correlações indicadas na Figura 25.

$$\overline{AB} \text{ sen } \phi = \overline{AB} \text{ tg } \alpha \therefore \phi = \text{arc sen } (\text{tg } \alpha)$$

$$c = \overline{AO} \text{ tg } \phi; \overline{AO} = c / \text{tg } \phi \therefore c = a \text{ tg } \phi / \text{tg } \alpha$$

$$c = a \text{ tg } \phi / \text{sen } \phi \therefore c = a / \text{cos } \phi$$

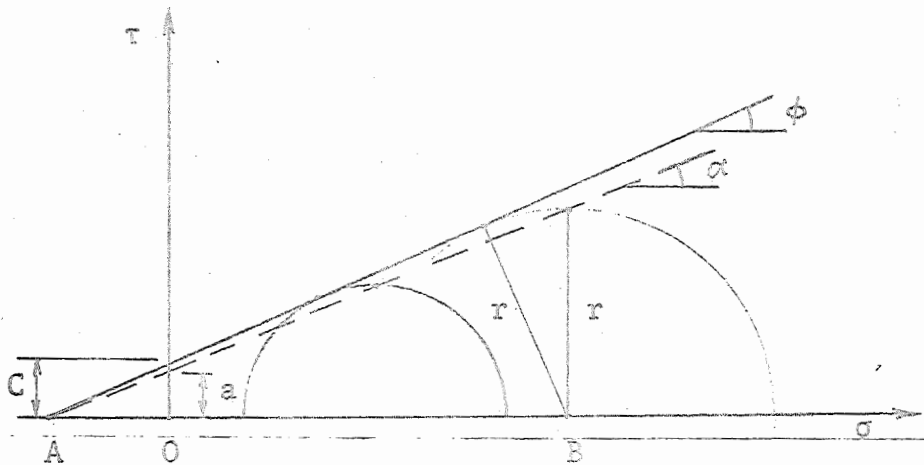


FIGURA 25

8.7 - Efeito da Velocidade de Aplicação das Tensões

Na prática não se pode deixar de levar em conta a velocidade de aplicação das tensões no solo. Muitas vezes, na construção de uma grande estrutura, os acréscimos de carga são graduais, podendo a obra se estender por muitos meses ou anos. Por outro lado, em um desmante a fogo uma grande carga é aplicada em menos de um segundo. Não faz parte do escopo deste trabalho a discussão de problemas de dinâmica dos solos. Contudo, mesmo no campo da estática, a velocidade de carregamento deve ser considerada na elaboração de um projeto. Conforme já foi visto, a resistência cresce, enquanto a pressão neutra decresce, a medida que a velocidade de carregamento diminui, quanto mais argiloso e menos saturado for o solo.

Excluídos da presente discussão os efeitos de desenvolvimento e dissipação da pressão neutra, ainda existe uma certa influência da velocidade de carregamento sobre a resistência ao cisalhamento do solo. Casagrande e Wilson estudaram este problema através de ensaios de compressão simples, em que foram variadas as

velocidades de aplicação das tensões, de forma que resultaram ensaios com duração desde 1 minuto até 1 semana. Para algumas argilas, os ensaios realizados com baixa velocidade de carregamento apresentaram resultados cerca de 20% menores que o obtido através do ensaio feito com 1 minuto de duração. Outros solos mostraram pequeno acréscimo de resistência nos ensaios mais demorados. Pesquisas feitas com amostras amolgadas da argila azul de Boston mostraram que a resistência à compressão simples apresenta acréscimos de 10% para cada ciclo logarítmico da velocidade (um ensaio realizado em 1 minuto tem R_c 10% maior que o realizado em 10 minutos).

Não estão ainda suficientemente estudados os efeitos da variação da velocidade de carregamento sobre a resistência, a ponto de se poder estabelecer uma correlação válida para todos os tipos de solo.

Um outro tópico importante, de aplicação prática, é o relativo ao problema de cargas repetidas. A repetição de carga, até valores relativamente baixos das tensões, pode mudar significativamente as características tensão-deformação de um solo, devido a mudanças na micro-estrutura do material. Em níveis de tensões elevados a repetição de cargas produz ruptura com valores mais baixos que carregamentos estáticos. Larew e Leonards mostraram que, sob carga repetida, existe um nível de tensões que é semelhante ao limite de endurecimento observado na ruptura por fadiga dos metais. Se as cargas repetidas permanecem abaixo deste limite, o solo pode suportar um número infinito de repetições da carga sem que haja a ruptura.

9 - BIBLIOGRAFIA

1. BISHOP, A. W. & HENKEL, D. J. - "The measurement of soil properties in the triaxial test", 1974.
2. LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. - "Soil Mechanics", 1969.
3. MELLO, V. F. B. e TEIXEIRA, A. H. - "Mecânica dos Solos", 1º volume, 1962 - E.E.S.C. - U.S.P.
4. WU, T. H. - "Soil Mechanics", 1969.
5. MELLO, V. F. B. - "Mecânica dos Solos" (anotações de apoio às aulas, 1973) - E.P.U.S.P.