

VICTOR F. B. DE MELLO



CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO

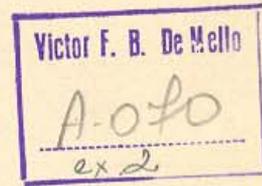
DA

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO  
DOS SOLOS



1956

Victor F. B. de Mello



CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO  
DA  
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO  
DOS SOLOS

SÃO PAULO - 1956

Tese apresentada à Congregação  
da Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie  
para Concurso à Cátedra de Mecânica dos  
Solos, Fundações e Obras de Terra

Nossos agradecimentos à Direção da Geotécnica S.A. que facilitou a realização dessa tese; à Diretoria e ao Departamento de Publicações da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, que facilitou a sua impressão; e ao Sr. Edgard Blücher que providenciou a impressão dos desenhos.

## INDICE

1 - Introdução .....	I
2 - Capítulo I -: Ensinamentos correntes sôbre a resistência ao cisalhamento dos solos não coesivos .....	pag. 1
I. 1 - Atrito entre corpos sólidos .....	pag. 1
I. 2 - Ensaio de cisalhamento direto .....	pag. 2
I. 3 - Estado duplo de tensões .....	pag. 3
I. 4 - Ensaio de compressão triaxial .....	pag. 4
I. 5 - Envoltórias de resistência Mohr-Coulomb .....	pag. 4
I. 6 - Resistência ao cisalhamento dos solos	pag. 6
I. 7 - Resistência ao cisalhamento das areias	pag. 7
I. 8 - Interpretação dos resultados de ensaio .....	pag. 9
I. 9 - Comparação dos tipos correntes de equipamento e ensaio .....	pag. 11
I.10 - Apreciação comparativa dos ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial .....	pag. 14
I.11 - Efeito da velocidade de ensaio .....	pag. 16
I.12 - Influência das dimensões do corpo de prova .....	pag. 17
I.13 - Influência da textura do solo arenoso	pag. 18
I.14 - Influência da tensão $\sigma_2$ e do histórico das tensões .....	pag. 20
I.15 - Influência da presença d'água .....	pag. 21
I.16 - Influência da compactação .....	pag. 22

I.17 - Tipo de rutura, curvas tensão-deformação características e critérios de rutura.....	pag. 23
I.18 - Envoltórias de Mohr nas areias .....	pag. 26
I.19 - Índice de vazios crítico e liquefação das areias .....	pag. 28
3 - Capítulo II -: Conceitos básicos da resistência ao cisalhamento das argilas .....	pag. 33
II. 1 - Ensaio drenado (lento): argilas amolgadas e normalmente adensadas .....	pag. 36
II. 2 - Ensaio adensado-rápido: argilas saturadas, amolgadas e normalmente adensadas .....	pag. 37
II. 3 - Efeito do pré-adensamento .....	pag. 42
II. 4 - Resistência à compressão simples ...	pag. 46
II. 5 - Ensaio rápido .....	pag. 47
II. 6 - Curvas tensão-deformação; Estrutura; Sensibilidade .....	pag. 48
II. 7 - Efeitos da velocidade de cisalhamento .....	pag. 50
II. 8 - Ensaio com medida da pressão-neutra	pag. 50
II. 9 - Critério e teorias de comportamento intrínseco .....	pag. 55
II.10 - Orientação do plano de rutura ( $\theta$ ) em ensaios a volume constante .....	pag. 57
II.11 - Resistência "in situ" .....	pag. 59
II.12 - Influência do tipo de argila .....	pag. 62

II.13 - Explicações mecânico-matemáticas do comportamento das argilas no cisalhamento .....	pag. 62
4 - Capítulo III -: Considerações sôbre ensaios laboratoriais aplicados às análises de rutura nos solos .....	pag. 65
III. 1 - Critério geral de ensaio e de expressão da resistência .....	pag. 66
III. 2 - Exemplos de aplicação dos princípios gerais de ensaio e análise ..	pag. 69
III. 3 - Ensaio adensados-rápidos rompido mediante a redução de $\sigma_3$ .....	pag. 86
III. 4 - Ensaio em estágios .....	pag. 87
III. 5 - O ensaio de cisalhamento direto na prática .....	pag. 89
III. 6 - O ensaio triaxial com medida da pressão neutra .....	pag. 93
5 - Resumo e Conclusões .....	pag.104
6 - Bibliografia .....	pag.106

## INTRODUÇÃO

Os conceitos básicos da resistência ao cisalhamento dos solos são, atualmente, encarados pela maioria dos interessados na sua aplicação como adequadamente elucidados em elevado grau de aproximação.

Não resta dúvida que, após a magistral exposição deste tema dada pelo Professor D.W.Taylor no seu livro "Fundamentals of Soil Mechanics" (69), e em algumas publicações posteriores transmitindo os resultados de novas investigações (70, 71), o engenheiro dedicado às especialidades que dêle se utilizam conclui estar o assunto praticamente resolvido.

Assim, temos observado o crescimento de laboratórios que se limitam à investigação rotineira das características de resistência ao cisalhamento de diversos solos segundo técnicas de praxe didática descritas em várias publicações (49, 20): e, estamos presenciando a propagação de um ambiente de pseudo-ciência completa em que os resultados de tais ensaios de rotina passam a ser empregados em análises dos problemas práticos da engenharia sem desconfiança das limitações de sua aplicabilidade em dada situação.

Somos de opinião, porém, que ainda existem grandes lacunas a serem preenchidas, quer no campo da percepção dos fatores intrínsecos que controlam tal comportamento que vem a ser descrito como se fôra ditado por "leis", quer no campo da aplicação de tais leis à solução dos problemas práticos da engenharia das fundações e das obras de terra. Nem um nem outro desses campos permi-

te que se nutram ilusões quanto à possibilidade de breve ou sumariamente alcançar ensinamentos profundos; porém, em ambos as lacunas são tantas e tão grandes que nos permitimos concluir que contribuições capazes de abrir novas pistas de investigação deixariam de exigir que se completassem as suas inferências antes de apresentá-las.

Vimos, portanto ao assunto com as seguintes finalidades:-

- a) resumir os ensinamentos de que temos conhecimento através das publicações de outros;
- b) propor pontos de vista sob os quais encarar os problemas de investigação da resistência ao cisalhamento dos solos -pontos de vista êsses que em certos casos requerem uma revisão dos *métodos de ensaio e de análise atualmente usados*;
- c) resumir os resultados de algumas investigações procedidas, quer com a finalidade de elucidar fatores de comportamento intrínseco, quer visando os problemas práticos de laboratórios de ensaio para aplicação à engenharia.

## CAPITULO I

### ENSINAMENTOS CORRENTES SOBRE A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO COESIVOS

A análise de qualquer problema de estabilidade e rutura nos solos depende de um conhecimento adequado da resistência com que determinados elementos de solo no massiço em estudo contribuem para o equilíbrio de fôrças necessário. Dado as situações normalmente encontradas na prática, o tipo de rutura geralmente analisado compreende deslizamentos de uma parte do massiço em relação à outra.

Assim, salvo um ou outro caso raro em que se torne necessário investigar a resistência à tração de uma argila, a determinação da resistência do solo resume-se no estudo da sua resistência ao cisalhamento.

#### I.1. Atrito entre corpos sólidos

As bases da teoria da resistência ao cisalhamento dos solos prendem-se ao conceito simples da resistência de atrito existente na superfície de contacto entre dois corpos sólidos. A fig. 1 resume esquemáticamente êsse conceito da física elementar. Fazemos notar que a obliquidade de tensões (ângulo entre a resultante dos esforços normais e cisalhantes, e a tensão normal ao plano de escorregamento), pode variar livremente até o limite máximo que é o chamado "ângulo de atrito"; êsse ângulo é considerado uma propriedade dos materiais, sendo essencialmente constante, função das propriedades e características exibidas pelos corpos sólidos ao longo da superfície de contacto, mas independente da grandeza dos esforços. Todos os estados de tensão com obliquidade inferior ao ângulo de atrito representam condições de equilí-

brío estático, enquanto que a obliquidade igual a êsse ângulo estabelece o deslizamento contínuo característico da rutura.

### I.2. Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto (fig. 2) na sua forma absolutamente simples estabelece o deslizamento de u'a metade do corpo de prova do solo em relação à outra, determinando assim para cada tensão normal à superfície de deslizamento, um valor do esfôrço cortante necessário para provocar a deformação contínua da rutura. O ensaio é executado mantendo-se constante a pressão vertical e aplicando-se à parte inferior do corpo de prova uma deformação horizontal progressivamente maior, a velocidade constante (\*); a parte superior do corpo de prova apoia contra um dinamômetro que mede o esforço transmitido de u'a metade do corpo de prova para a outra por meio do "atrito interno" ao longo do plano horizontal segundo o qual o corpo se divide na rutura.

Traçando-se uma curva tensão-deformação para o ensaio (fig.2), conclui-se que o valor máximo da tensão cisalhante fornecerá mediante a interpretação devida, uma definição da resistência ao cisalhamento do corpo de prova nas condições de ensaio impostas.

Empregando-se corpos de prova idênticos de várias areias verificou-se repetidamente que cada série de ensaios procedidos sob

---

(\*) Os equipamentos de ensaio correntes subdividem-se nos tipos de "tensão controlada" e de "deformação controlada". Como êstes últimos são geralmente muito mais interessantes referimo-nos no grosso do texto ao seu emprêgo. Apenas em condições especiais, que adiante consideraremos, apresentam-se os equipamentos do primeiro tipo com características mais favoráveis em parte.

pressões normais diferentes fornece uma constante de proporcionalidade entre a tensão cisalhante máxima e a pressão normal ao plano de cisalhamento. Essa constatação experimental sugeriu a analogia da resistência ao cisalhamento dos solos na sua expressão mais simples para com o atrito entre corpos sólidos, estabelecendo a equação  $\Delta = \sigma \operatorname{tg} \phi$  em que  $\phi$  é a obliquidade máxima de tensões e, naturalmente, vem a ser denominado "ângulo de atrito interno", do solo respectivo.

### I.3. Estado duplo de tensões (\*)

Dadas as magnitudes das tensões principais que atuam sobre um elemento de solo, e conhecidas as orientações dos planos em que atuam essas tensões, podemos determinar as tensões normais e cisalhantes exercidas sobre qualquer outro plano de orientação conhecida. Os valores dessas tensões fornecem coordenadas  $(\tau, \sigma)$  cujo lugar geométrico é a circunferência de um círculo (círculo de Mohr).

Na fig. 3 resumimos a demonstração desse fato, bem como uma

---

(\*) As análises das situações de rutura nos solos são geralmente limitadas ao estudo das solicitações segundo um plano, por motivos de simplicidade imprescindível. Esse plano naturalmente será sempre o que contém as tensões principais máxima e mínima, por nêle se encontrarem as obliquidades de tensão e tensões cisalhantes máximas (fig. 3). A influência do valor da tensão principal intermediária não é ainda conhecida, embora já tenham sido procedidas algumas investigações para esclarecê-la; admite-se que essa influência seja geralmente desprezível.

série de observações deduzíveis em relação aos valores das tensões em diversos planos e às suas orientações. Como os círculos de Mohr podem ser usados para representar qualquer estado de tensões, representarão também as tensões que obtêm no instante da rutura. Nesse instante, se o critério de rutura segundo o plano de obliquidade máxima é válido, deveremos observar que o ângulo entre o plano de rutura e o de aplicação da tensão principal máxima  $\sigma_1$  será  $(45 + \frac{\phi}{2})^\circ$ , conforme se demonstra no círculo de Mohr da fig. 3.

A constatação repetida de ângulos  $\theta \approx 45 + \frac{\phi}{2}$  (fig. 4) entre o plano de rutura e o da tensão principal máxima, em ensaios de compressão triaxial (ver item I.4), representa, pois, uma comprovação do critério, acima enunciado, de rutura por obliquidade máxima como fundamento da teoria de resistência ao cisalhamento dos solos.

#### I.4. Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial (fig. 4) em sua concepção básica estabelece num corpo de prova cilíndrico um estado duplo de tensão (a tensão principal intermediária é igual à mínima), e provoca a rutura desse corpo de prova introduzindo um aumento progressivo na diferença entre as tensões principais. O ensaio é realizado mantendo a tensão principal mínima constante enquanto a máxima é aumentada, e o instante da rutura é simultaneamente determinado pelo valor máximo de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  na curva tensão-deformação ou de  $\sigma_1/\sigma_3$  na curva de variação dessa relação com a deformação.

#### I.5. Envoltórias de resistência Mohr-Coulomb

O critério de resistência de Mohr admitiu a existência de uma curva  $\tau^2 = f(\sigma)$  que é a envoltória de todos os círculos de Mohr

representativos dos estados limites de resistência do material . Isto é, nenhum par de valores  $(\tau, \sigma)$  pode situar-se acima dessa curva no quadrante superior (fig. 5) e, portanto, a curva une to dos os pares de valores  $(\tau, \sigma)$  representativos da rutura, ou é tangente a todos os círculos de Mohr representativos dêsse estado.

Como caso particular dessa teoria temos o critério de resistência de Coulomb que admitiu inclinação constante para a envoltória de Mohr, levando a uma equação do tipo  $\tau^2 = (c + \mu \sigma)^2$  ou, mais simplesmente,  $\pm \tau = c + \mu \sigma$ . Esse critério que havia sido demonstrado aplicável aos materiais granulosos ou friáveis, foi experimentado para representar o caso mais genérico nos solos, e foi considerado aceitável. Ele atribui ao material uma resistência equivalente à soma de dois termos: um análogo a uma coesão  $c$  e outro, representativo de um atrito  $\mu \sigma$  cujo coeficiente é  $\mu = \text{tg } \phi$ .

A fig. 5 apresenta esquematicamente no gráfico de Mohr o andamento dos ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial, à busca da envoltória respectiva. A experiência nos solos geralmente fornece, para tais envoltórias, curvas que não se sujeitam à expressão matemática. Porém, de acôrdo com a gama de variação das tensões na análise de estabilidade a ser empreendida, delimita-se o trecho da envoltória que tem interêsse, e êsse trecho é representado pela reta  $\tau = c' + \sigma' \text{tg } \phi'$  mais adequada. A expressão da resistência ao cisalhamento de um solo na forma simplificada  $\tau = c' + \sigma' \text{tg } \phi'$  é justificada pela conveniência de sua aplicação à estática dos massiços de solo (e, admitamos, pela incapacidade da matemática de empregar em alguma dessas análises, em forma praticável, expressões de resistência mais complexas do que a linear).

Cumpra ressaltar que os valores  $c'$ ,  $\sigma'$  e  $\phi'$  não representam absolutamente, propriedades e parâmetros intrínsecos do solo, podendo u'a mesma série de ensaios indicar a escolha de diversas equações Mohr-Coulomb de acôrdo com o intervalo de variação de pressões considerado (fig. 5). Note-se de passagem que a equação Mohr-Coulomb pode ser reduzida a dois casos particulares,  $\Delta = c'$  e  $\Delta = \sigma' \text{tg } \phi'$  que são freqüentemente citados na literatura da mecânica dos solos como casos característicos do comportamento "puramente coesivo" (\*) e "não coesivo".

#### I.6. Resistência ao cisalhamento dos solos

Os itens acima abordados pertencem aos enunciados da resistência dos materiais, sem alguma restrição que os torne específicos para o caso dos solos. Para considerarmos a sua aplicabilidade aos solos devemos recorrer à experimentação, secundada pelo raciocínio teórico.

Assim, verificou-se que nos solos entram em jôgo diversos fatores que tornam extremamente complexo o estudo da resistência ao cisalhamento.

Os principais entre êles são:

- a) a distinção necessária entre tensões efetivas e neutras, e o reconhecimento de que o aumento da resistência pelo "atrito interno" só pode ser relacionado ao aumento das pressões efetivas, pois os fluidos não possuem resistência ao cisalhamento.

---

(\*) Esse caso particular é análogo ao do critério de resistência de Tresca (ou da máxima tensão de cisalhamento) que é considerado aplicável aos materiais dúcteis:  $\frac{1}{2} \tau = c$ , ou seja  $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c$  onde  $\sigma_c$  é uma constante igual à resistência à tração ou à compressão simples.

- to e, portanto, não pode haver acréscimo da resistência com o aumento da pressão neutra (pressão dos fluidos intersticiais);
- b) a variação de volume que sofre o corpo de prova ao ser cislhado, variação essa que só pode ser equacionada a uma variação do índice de vazios, acarretando, pois, considerações análogas às da teoria do adensamento;
  - c) a velocidade da aplicação de pressões normais e cisalhantes, comparada com a velocidade com que ocorreria a dissipação das pressões neutras de acôrdo com a permeabilidade do corpo de prova e as suas possibilidades de drenagem.

Assim acontece nos solos (particularmente nos de granulação fina e plásticos), que não só uma envoltória de resistência experimentalmente determinada pode dar lugar à escolha de diversas equações Mohr-Coulomb que a representem em trechos, conforme acima explicado; mas também, preliminarmente, um mesmo solo pode dar lugar à escolha de várias envoltórias de resistência grandemente diferentes, cada uma experimentalmente determinada de acôrdo com técnica de ensaio ligeiramente diferente.

#### I.7. Resistência ao cisalhamento das areias

Apresentamos nas figuras 6 e 7 resultados típicos de ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial sôbre amostras de areia nos estados fôfo e compacto. No ensaio de cisalhamento direto a variação de volume do corpo de prova é indicada pela variação de sua espessura, medida por meio de um extensômetro. No ensaio de compressão triaxial o corpo de prova saturado é ligado a uma bureta na qual se registram as suas variações de volume pela oscilação do nível d'água.

É característico das areias compactas o comportamento representado por um aumento sensível do volume do corpo de prova du-

rante o cisalhamento; podemos visualizar esse fato como associado ao aumento de volume ocasionado quando os grãos, inicialmente bem entrosados devido ao baixo índice de vazios, passam a rolar uns por cima dos outros segundo o sentido do cisalhamento. Por outro lado, considera-se característico das areias fôfas o comportamento representado pela diminuição do volume durante o cisalhamento, cabendo a essa observação uma explicação inversa à anterior.

Verifica-se, outrossim, pelos ensaios, que as curvas tensão - deformação das areias compactas passam por um máximo relativamente acentuado, enquanto que nas areias fôfas as curvas respectivas alcançam o máximo com deformações específicas maiores e a seguir se mantêm quase horizontais por longo trecho. Em qualquer dessas curvas registra-se, com interêsse, tanto o valor máximo das tensões respectivas, como, também, o seu valor limite alcançado sob grandes deformações após a queda e estabilização da curva tensão-deformação; esses valores são interpretados em gráficos de Mohr fornecendo os ângulos de atrito  $\phi_{\text{máx}}$  e  $\phi_{\text{lim}}$ . Diversas investigações têm levado à hipótese de que o valor de  $\phi_{\text{lim}}$  é uma constante para um determinado solo granuloso, não dependendo do estado de compacidade (isto é, do índice de vazios) inicial porquanto um determinado solo se acomoda progressivamente sob o cisalhamento a ponto de alcançar um estado final comum, não obstante o estado inicial. (9,68,69).

A técnica de ensaio nas areias geralmente permite qualquer variação de volume, quer sob a pressão inicialmente aplicada, quer sob a tensão cisalhante progressivamente maior posteriormente aplicada para levar o corpo de prova à rutura. Essa orientação parte do princípio de que a permeabilidade de uma areia é suficientemente elevada para que, com as velocidades normais de carrega-

mento aplicáveis às construções, a variação respectiva do volume de vazios resulte sem demora, mesmo em se tratando de uma areia submersa e saturada. Todavia, admite-se que as grandes massas de areias fôfas saturadas, particularmente as de granulometria fina, possam, quando submetidas a esforços dinâmicos ou muito rápidos, alcançar a rutura rapidamente demais para permitir o respectivo escoamento d'água. Para simular uma rutura sob tais condições foi desenvolvido o ensaio de compressão triaxial a volume constante. Durante êsse ensaio o corpo de prova permanece ligado à bureta com água mas qualquer variação de volume d'água nessa bureta é evitada por meio de alterações respectivas na pressão de confinamento  $\sigma_3$ . Apresentamos na fig. 8 os resultados de um ensaio dêsse tipo, procedido segundo técnica rotineira de laboratório, sem refinamentos especiais (consulte-se 4,5). Verifica-se claramente a concordância entre os resultados dêsse ensaio e os do ensaio em areia fôfa apresentados na fig. 7; a tendência de diminuição de volume registrada na fig. 7 é compensada na fig. 8 pela redução da pressão de confinamento  $\sigma_3$ .

#### I.8. Interpretação dos resultados de ensaio

O ensaio de cisalhamento direto tem sido interpretado de uma forma muito simples que é facilmente justificada em primeiro grau de aproximação. Enquanto aumenta a deformação cisalhante verifica-se um aumento simultâneo da tensão cisalhante e, automaticamente, da obliquidade de tensões no plano de rutura, uma vez que a tensão normal é mantida constante: assim, ao alcançar-se o valor máximo da tensão cisalhante, a respectiva obliquidade de tensões define o valor do ângulo de atrito  $\phi_{\max}$ . Quanto ao valor de  $\phi_{\lim}$  que compete determinar em casos de cisalhamento de corpos de prova compactos, tem-se admitido alcançá-lo no instante

em que a curva de variação de altura do corpo de prova (fig. 6) passa por um máximo (68).

No caso de se possuir os resultados de vários ensaios sôbre corpos de prova idênticos, rompidos sob pressões diferentes, a determinação da envoltória de resistência tem sido feita admitindo "a priori", que num solo puramente arenoso essa envoltória é uma reta passando pela origem das coordenadas: assim, escolhe-se a reta  $\delta = \sigma \operatorname{tg} \phi$  de melhor ajuste tendo em conta os erros experimentais implícitos no resultado de cada ensaio.

Os estados de compacidade a que costumam ser referidos os valores do ângulo de atrito interno são expressos através do "índice de vazios inicial", que é o valor do índice de vazios alcançado pela areia após a compressão do corpo de prova sob a pressão normal a vigorar durante o cisalhamento. A fig. 9 (apud Taylor, 69) apresenta os resultados de uma pesquisa minuciosa sôbre a variação do ângulo de atrito em função do índice de vazios inicial e da pressão normal. Adiante voltaremos a considerar êsses resultados e sua forma de apresentação.

No caso do ensaio de compressão triaxial a volume variável sob pressão de confinamento  $\sigma_3$  constante, o aumento de  $\sigma_1$  até alcançar a rutura acarreta o aumento simultâneo de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  e da relação  $\sigma_1/\sigma_3$  até os valores máximos respectivos. A obliquidade máxima de esforços para cada estado duplo de tensões é dada pela reta  $\delta = \sigma \operatorname{tg} \alpha_{\max}$  tangente ao círculo de Mohr respectivo: portanto, a tangente  $\delta = \sigma \operatorname{tg} \phi$  ao círculo de tensões de rutura (que obtêm quando  $\sigma_1/\sigma_3$  ou/e  $\sigma_1 - \sigma_3$  alcançam os valores máximos respectivos), determina o ângulo de atrito interno, calculado indiferentemente a partir de  $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$  ou de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ . No caso de possuímos vários ensaios sôbre corpos de prova idênticos rompidos sob pressões diferentes, a determinação da envoltória, ad-

mitida não coesiva e linear, faz-se mais convenientemente considerando em cada círculo apenas o ponto que representa o estado de tensões do plano de rutura respectivo, e procedendo conforme acima indicado para o ensaio de cisalhamento direto.

Enfim, no caso do ensaio de compressão triaxial a volume constante, surgem complicações para a interpretação do estado de rutura porquanto, geralmente, a obliquidade máxima (determinada no círculo de Mohr de  $(\sigma_1/\sigma_3)$  máx desde que  $\sigma_3 \neq 0$ ), ocorre com deformações axiais inferiores às que levam ao  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  máx. Taylor admite (69) que, salvo imprecisões experimentais, o estado de tensões de obliquidade  $\phi$  se mantém por longo tempo enquanto a deformação cisalhante e o  $(\sigma_1/\sigma_3)$  crescem: assim, considera que pode ocorrer a condição de obliquidade  $\phi$  sem que haja rutura, pois, para tal será também necessário que a pressão efetiva no plano de rutura incipiente não aumente com a continuação da deformação cisalhante.

#### I.9. Comparação dos tipos correntes de equipamento e ensaio

Os equipamentos de ensaio ao cisalhamento subdividem-se em duas categorias: os de tensão controlada, e os de deformação controlada. Nos primeiros o operador aplica as tensões conforme de-sejar e se limita a registrar as deformações que ocorrem em função destas tensões: nos segundos o equipamento provoca as deformações e registram-se as tensões respectivas. Na prática o desenvolvimento dos dois tipos de equipamento surgiu, respectivamente, da conveniência do emprêgo de sistemas elementares de alavancas para a aplicação das tensões por incrementos, e, por outro lado, da facilidade do emprêgo de engrenagens e parafuso sem fim ligados a um motor para a aplicação de uma deformação a velocidade constante. Como na natureza as tensões aumentam por incrementos

que geralmente se podem avaliar, enquanto que as deformações decorrem, em função das tensões, de forma desconhecida, existem opiniões favoráveis ao equipamento a tensão controlada. Lembra-se, porém, que é muito difícil reproduzir no laboratório as seqüências e velocidades de variação das tensões da natureza.

Incontestavelmente o equipamento a deformação controlada, aplicando a deformação a velocidade constante, é muito preferível para a execução do ensaio de cisalhamento propriamente dito: exclui-se, assim, o período de preparo do corpo de prova sob determinadas tensões, período em que o outro equipamento apresentava vantagens nítidas. Os pontos individuais na curva tensão-deformação são freqüentemente erráticos quando determinados pelo equipamento a tensão controlada; outrossim, a determinação do ponto máximo da curva tensão-deformação é imprecisa porque nesta fase do ensaio a deformação cisalhante se produz a uma velocidade tendendo para o infinito; enfim, salvo em casos manipulados com grande perícia, é muito difícil colher qualquer informação sobre a curva tensão-deformação depois do ponto máximo, quando êsse máximo é um pouco acentuado (23).

Bishop (3) observa que o ensaio a tensão controlada fornecer resultados de resistência um pouco inferiores aos do equipamento a deformação controlada: ensaiando uma areia uniforme de granulação da ordem de 0,5mm obteve uma diferença de cerca de 1° no ângulo de atrito em toda a gama de variação da porosidade. Converse (19) por seu lado salienta que nos ensaios a tensão controlada o emprêgo de diferentes métodos de carregamento pode levar a diferenças apreciáveis no valor de determinado (variação entre 30 e 35° foram registradas). Referimo-nos por fim aos resultados apresentados por Habib (32) que realizou investigações especificamente visando comparar os dois equipamentos de ensaio. As cur-

vas tensão-deformação constantes da fig. 10 (apud Habib 32) foram obtidas em cisalhamento direto de uma areia relativamente uniforme de granulação da ordem de 0,3mm; os carregamentos do equipamento a tensão controlada foram dados em incrementos de cerca de 1% da pressão normal (\*). Habib indica que o ângulo de atrito determinado a partir das tensões de rutura do ensaio a tensão controlada geralmente se assemelha ao valor  $\phi_{lim}$  do ensaio a velocidade constante de deformação. Assim, para obter uma certa concordância de resultados em relação ao  $\phi_{max}$ , êle utiliza a extrapolação da curva tensão-deformação (indicada em linha tracejada na fig. 10) argumentando que, à medida que o cisalhamento se processa e a areia próxima ao plano de rutura sofre alterações da porosidade, a curva realmente observada se vai afastando da curva intrínseca que corresponde à porosidade inicial. Tais argumentações não são muito convincentes; os resultados em que se baseiam servem principalmente para confirmar as desvantagens do equipamento a tensão controlada.

Cumprê mencionar que pelo método mais corrente do ensaio a tensão controlada cada novo incremento de tensão cisalhante é aplicado após a estabilização das deformações sob a tensão anterior. Esse processo de ensaio apresenta a grande dificuldade da decisão quanto ao término da deformação sob cada incremento de tensão, particularmente quando, sob tensões próximas da de rutura, as deformações se tornam praticamente incessantes. Outro processo de ensaio, capaz de fornecer curvas tensão-deformação muito mais regulares compreende a aplicação dos incrementos de ten-

---

(\*) Habib opina que a cadência do carregamento não deverá influir no resultado, e indica mesmo que tal fato tem sido confirmado experimentalmente.

são a intervalos constantes de tempo. Se os incrementos de tensão forem suficientemente pequenos, a curva tensão-deformação até o ponto máximo poderá ser tão bem definida como no ensaio a deformação controlada.

#### I.10. Apreciação comparativa dos ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial

Vários autores têm procurado analisar comparativamente os ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial. Uma opinião muito divulgada é de que o equipamento de cisalhamento direto produz uma rutura progressiva pela impossibilidade de introduzir simultâneamente ao longo de toda a superfície de rutura do corpo de prova uma condição uniforme de deformação cisalhante (fig.11); assim a tensão cisalhante máxima desenvolvida pelo corpo de prova será um tanto inferior ao valor real (8). Outrossim, pondera-se que no ensaio de cisalhamento direto os resultados tendem para as condições médias, pois que a superfície de rutura é predefinida (23). Tem-se raciocinado também que neste ensaio os efeitos de descontinuidades perimetrais que são importantes deverão levar a uma variação dos resultados com o tamanho do corpo de prova em vista da relação de perímetro: área (77). Enfim, inevitavelmente recaem sobre esse ensaio as críticas de que as variações de volume durante o cisalhamento são precariamente indicadas (68) e que a deformação horizontal não representa a deformação cisalhante, nem tal deformação pode ser determinada (77).

Por outro lado tem-se geralmente dado grande preferência ao ensaio de compressão triaxial que teòricamente se apresenta como muito mais favorável à análise das variações de tensões e deformações, no corpo de prova. Inexplicavelmente as descontinuidades do tópo e da base, bem como o efeito da membrana de borracha,

têm sido totalmente desprezados na maior parte das investigações, admitindo-se geralmente que o corpo de prova esteja uniformemente solicitado sob as tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  e que as variações volumétricas sejam fielmente registradas pelas observações na bureta. Notamos, porém, que existem indicações recentes de que as variações volumétricas observadas no ensaio triaxial não representam as condições próximo ao plano de ruptura (75): ensaios especialmente conduzidos para investigar a uniformidade de comportamento do corpo de prova demonstraram que, independentemente da densidade inicial o volume das parcelas situadas nas duas extremidades diminuiu continuamente com o aumento da deformação axial, enquanto que no trecho central se registrou simultaneamente um aumento contínuo do volume. Outrossim, já tem sido estudada, em parte, a influência da membrana de borracha sobre a resistência de corpos de prova, observando-se que membranas comuns de espessura da ordem de 0,2mm introduzem um aumento de cerca de 0,5 t/m<sup>2</sup> na resistência: esse aumento independe da resistência do corpo de prova e da pressão confinante, mas varia com a deformação axial de ruptura (41).

Cumprе assinalar a favor do cisalhamento direto a facilidade de montagem e ensaio: também merece particular atenção a vantagem que representa a possibilidade de se investigar a resistência ao cisalhamento de um corpo de prova segundo determinado plano de interesse (ex. plano de xistosidade remanescente em solo residual, superfície de espelho "slickenside"...).

No campo experimental assinalamos duas investigações sobre as reias visando a correlação entre um e outro equipamento de ensaio (54, 67). Ensaando uma areia fina uniforme, Nash conclui que ambos os equipamentos indicam o mesmo  $\phi$  quando a porosidade inicial (isto é, após a compressão sob a tensão normal ou de confinamento) é de 42%; para porosidades inferiores o cisalhamento dire-

to forneceu resultados até 10% superiores, e, para porosidades maiores, até 5% inferiores. Taylor por seu lado ensaiando quatro areias diferentes não observa nenhuma diferença sistemática e conclue que a concordância investigada é satisfatória para fins práticos (discrepâncias da ordem de 4% em média). Cumpre anotar que a observação de Nash estaria em desacôrdo com a idéia da diminuição da resistência máxima por rutura progressiva no cisalhamento direto, porquanto tal fenômeno naturalmente se faria sentir mais pronunciadamente no estado compacto.

#### I.11. Efeito da velocidade de ensaio

As opiniões sôbre o assunto divergem em função de dados experimentais aos quais se tem pretendido emprestar significado maior do que as precisões respectivas justificam. Para fins práticos de vemos considerar desprezível o efeito da velocidade de carregamento sôbre a resistência ao cisalhamento dos solos arenosos. Confirmam essa conclusão os ensaios de Habib (32) sôbre areias e siltes, com variação de velocidades na proporção 1:200, e os de Holtz-Gibbs (43) sôbre areia e pedregulho com variação de velocidades na proporção de 1:20. Casagrande-Shannon (10) indicam que possivelmente o ensaio dinâmico apresente um aumento da resistência até 15% sôbre o valor do ensaio estático, embora a falta de uniformidade dos resultados obtidos não permita afirmar nada. Bishop(3) cita que com uma velocidade de cisalhamento (deformação controlada) muito rápida as areias e pedregulhos ensaiados indicaram um valor de  $\phi$  mais baixo. Por outro lado Rowe (57) informa ter obtido um ângulo de  $1,5^\circ$  maior do que o normal com carregamentos rápidos, e ângulos de 2 a  $3^\circ$  menores com carregamentos lentos (incrementos de deformação aplicados cada 24 horas).

## I. 12. Influência das dimensões do corpo de prova

A maioria das investigações em relação à influência que exercem as dimensões do corpo de prova sobre os resultados do ensaio respectivo tem visado o ensaio de cisalhamento direto, pesquisando quer as dimensões da caixa quer a espessura do corpo de prova. Dentro da gama de variação comum, as dimensões não parecem influir no valor de  $\phi$  (32). Bishop (3) observou que quando a dimensão da caixa tende a ser relativamente pequena os resultados de resistência não só se espalham muito em relação aos valores obtidos através de corpos de prova grandes, mas também aparentam um valor médio ligeiramente ( $0,5^\circ$ ) inferior; tal efeito, porém continua sendo interpretado como desprezível.

Por seu lado a espessura do corpo de prova tem demonstrado exercer influência indiscutível, as maiores espessuras levando ao ângulo de atrito menor (9, 19, 57); a gama de variação de espessura investigada vai de 0,1 a 0,75 da dimensão da caixa. Bishop (64 discussão) observa que com espessuras inferiores a um quarto do comprimento não é possível obter-se uma medida única, e reproduzível, da resistência. O espaçamento entre as caixas também causa diferenças até  $4^\circ$ , os espaçamentos maiores sendo responsáveis pelos ângulos de atrito menores (19).

Admite-se em geral que no ensaio triaxial as dimensões do corpo de prova não influam no resultado, salvo em função das teorias estatísticas de semelhança que estabelecem que, em todos os casos, aumentar as dimensões tem como consequência diminuir de uma forma considerável as dispersões; outrossim, que na teoria de ruptura frágil à medida que as dimensões aumentam os valores médios diminuem; na teoria de ruptura dúctil os valores do corpo de prova de dimensões maiores podem ser apenas ligeiramente in-

feriores, ou, em casos, mesmo superiores aos do corpo de prova menor; e na teoria de rutura por deformação, os valores médios se mantêm invariáveis para as variações da escala. (Consulte-se "O Dimensionamento de Estruturas", de J. Ferry Borges, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa 1954). Apenas se tem observado que quando as dimensões do corpo de prova são pequenas para a granulação do solo ensaiado, surge um certo aumento na resistência (43).

### I.13. Influência da textura do solo arenoso

Opiniões qualitativas muito generalizadas indicam que o ângulo de atrito dos solos arenosos aumenta com o diâmetro do grão e com a sua angularidade, e diminue com a uniformidade da granulação (69); isso se explica em função do entrosamento grão a grão que é talvez o principal fator afetando a resistência ao cisalhamento dos solos arenosos (ver parágrafo I. 17).

Encontram-se várias pesquisas dedicadas ao problema da influência da textura sobre o comportamento do solo ao cisalhamento. A granulação do solo é descrita em termos de algum tamanho de grão arbitrariamente escolhido (predominam o diâmetro efetivo, e o diâmetro máximo) e da uniformidade respectiva (coeficiente de não-uniformidade); outrossim tem-se considerado a forma e angularidade dos grãos. Ora, a dificuldade de interpretação generalizada decorre do fato de que mudanças da textura do solo se acompanham de variações na compacidade. Nesse particular os pontos de vista dos pesquisadores seguem três orientações distintas, não podendo ser comparados e reconciliados por falta de dados experimentais suplementares; de um lado as conclusões são apresentadas em função das compacidades relativas (\*) de molda -

$$(*) \text{ Compacidade Relativa C.R.} = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon}{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}}$$

gem dos corpos de prova, de outro, em função da porosidade inicial (isto é, de início do cisalhamento), e ainda por último, em função de um processo de colocação, ou esforço de compactação, constante.

Sob a mesma compacidade relativa: Burmister (8) emprega o ensaio de cisalhamento direto para demonstrar que os solos de granulação mais grossa dão valores de  $\phi$  mais altos em toda a gama de variação da compacidade relativa; as diferenças são mais pronunciadas no estado fôfo do que no compacto. Holtz-Gibbs (43) utilizando ensaios triaxiais sôbre corpos de prova moldados a C.R. = 0,7 observam que aumentando a proporção de pedregulho: areia numa mistura, o  $\phi$  aumenta um pouco até o ponto em que o excesso de pedregulho começa a prejudicar a gradação textural. Observam, também, um pequeno aumento de  $\phi$  com o aumento da dimensão máxima de grão, - (resultado que é confirmado pelos ensaios de Kjellman-Jakobson (48)) -, particularmente quando a gradação corresponder a um número maior de partículas de tamanho máximo. Registram, por fim, que grãos angulares fornecem ângulo de atrito maior do que os grãos esferoidais. Em relação a êsse último resultado devemos observar que Kjellman-Jakobson (48) aparentemente obtiveram resultados contrários, mas supõem que a justificativa se encontre no fato de que o macadame, cujo  $\phi$  foi menor do que o de pedregulho de dimensões iguais, alcançou o limite de deformação do equipamento sem apresentar queda de resistência.

Sob a mesma porosidade inicial: Watson (77) observou que a obliquidade máxima de tensões no estado de rutura aumenta com a angularidade dos grãos. Chen (18) confirma êsse resultado e acrescenta que êsse ângulo de atrito também aumenta com o coeficiente de não-uniformidade. Bishop (3), todavia, cobre uma variação muito maior de diâmetro de grão e discorda dêsses resultados,

demonstrando que dois solos arenosos uniformes de diâmetro da ordem de 0,5 e 30mm dão o mesmo gráfico de  $\phi$  em função da porosidade (observamos que no trabalho não está esclarecido se a porosidade é computada antes ou depois da aplicação da tensão normal): demonstra, outrossim, que solos arenosos mais desuniformes e de melhor graduação fornecem maiores ângulos de atrito, mas isso por facilmente alcançarem porosidades menores e, não obstante, à mesma porosidade o seu ângulo de atrito é menor do que o de areias uniformes.

Sob o mesmo processo de moldagem e esforço de compactação:

Hennes (42) demonstra que o ângulo de atrito aumenta sensivelmente com o diâmetro do grão (fig. 12): os resultados constantes dessa figura indicam simultaneamente que no caso de granulação uniforme a angularidade do grão tem pouca influência sobre o  $\phi_{\text{máx}}$ . Ao investigar a influência da graduação Hennes decidiu exprimir essa variável através da equação de Talbot:

$$P = 100 (d/D)^n$$

em que  $P = \%$  de peso de material possuindo diâmetro inferior a  $d$

$d =$  diâmetro de grão

$D =$  diâmetro máximo de grão numa amostra

$n =$  número. Solo uniforme corresponde a  $n = \infty$

Seus ensaios levaram a concluir que para um dado diâmetro máximo de grão, quanto mais uniforme o solo, maior o ângulo de atrito (fig. 13); indicaram, também, que grãos angulares apresentam estabilidade ligeiramente superior à dos esferoidais.

#### I.14. Influência da tensão $\sigma_2$ e do histórico das tensões

Bishop-Eldin (4) investigaram a resistência de uma areia fina

e média sob diversas condições de solicitação quer no preparo do corpo de prova, quer no processo de carregamento destinado a levá-lo à rutura. Plotando os resultados de  $\phi$  contra as respectivas porosidades iniciais verificaram que todos os pontos caem ao longo de uma só curva: assim se conclui que nas areias o histórico das tensões não influi no ângulo de atrito.

Habib (31,33,35) estudou o problema da tensão principal intermediária e concluiu que, embora nas argilas a influência de  $\sigma_2$  aparentemente seja muito pequena, nas areias as variações respectivas do ângulo de atrito provavelmente deixam de ser desprezíveis (fig. 14). Os pontos extremos desse gráfico estão em desacôrdo com os resultados de Bishop-Eldin (4) porquanto êles não observaram nenhuma diferença entre os ensaios triaxiais de compressão axial ou circunferencial. O assunto carece de investigações mais amplas e intensas.

#### I.15. Influência da presença d'água

A maioria dos especialistas tem aceite o preceito experimental de que o ângulo de atrito de uma areia é idêntico no estado sêco ou submerso (69). Inicialmente supunha-se que a água tivesse influência lubrificadora; posteriormente verificou-se por meio de ensaios procedidos sem refinamentos especiais que o ângulo de atrito  $\phi$  sêco  $\approx$   $\phi$  submerso. Assim chegou-se à conclusão, correta em alto grau de aproximação, de que a resistência ao cisalhamento de um solo arenoso não depende do atrito de deslizamento de uma superfície sôbre a outra (ver parágrafo I.17.). Tschebotarioff (73) todavia procedeu ensaios para determinar o coeficiente de atrito por deslizamento de certos minerais hidrofílicos e hidrofóbicos, demonstrando que a presença de humidade ou água afeta os resultados sensivelmente; por exemplo, para o atri

to quartzo-quartzo (hidrofílico) o estado absolutamente sêco (em estufa) forneceu um ângulo de atrito de  $5^{\circ}$  enquanto que os estados úmido (sêco ao ar) e submerso forneceram um ângulo de  $24^{\circ}$ .

Reconhecemos, assim, a necessidade de ter em conta que o estado sêco ao ar, ou sêco em estufa mas ensaiado exposto ao ar, não elimina os filmes de água adsorvida. Portanto, não podemos aceitar como precisas as indicações das pesquisas (32,54) que não tiveram êsse fator em conta e concluíram pela igualdade do ângulo sêco e submerso. Bishop-Eldin (4) ensaiaram uma areia nos estados perfeitamente sêco e submerso e observaram que o ângulo de atrito era maior no estado sêco do que no submerso: a diferença entre os dois variou de cerca de 14% no estado compacto e 6% no estado fôfo.

#### I.16. Influência da compacidade

A compacidade do solo arenoso é indubitavelmente um dos principais fatores que determinam o valor do ângulo de atrito respectivo. O seu efeito tem sido expresso aproximadamente pela equação  $\text{tg } \phi = K/\epsilon$  (33) em que K seria uma constante reunindo as demais variáveis de cada solo; valores de K que registramos como plausíveis oscilam principalmente entre 0,3 e 0,75 e, consoante os resultados experimentais de Bishop (3) podemos concluir que o K aumenta com a uniformidade do solo (fig. 16).

A influência da compacidade tem sido pesquisada quer em função da compacidade relativa (8,43), quer em relação à porosidade inicial (3, 4, 18, 54, 69). Em relação à compacidade relativa Burmister (8) observa que para um solo quase uniforme o gráfico é essencialmente linear (fig. 15), enquanto que para solos muito desuniformes a linearidade só se mantém até uma compacidade rela

tiva de cerca de 0,7, e depois o aumento de  $\phi$  com a C.R. se torna mais rápido.

Os resultados dos ensaios apresentados em função da porosidade inicial acham-se agrupados na fig. 16.

I.17. Tipo de rutura, curvas tensão-deformação características, e critérios de rutura.

A aparência dos corpos de prova compactos e fôfos ao fim do cisalhamento é reconhecida como absolutamente característica (fig 17). Verificamos, pois, que somente os corpos de prova compactos permitem observar, e eventualmente medir, a orientação do plano de rutura. Note-se que, contrário à opinião corrente, o plano de rutura freqüentemente (quase via de regra) não coincide com o plano de máxima obliquidade, isto é, plano de  $(45 + \phi/2)^\circ$  (68). De qualquer forma cabe observar que a orientação  $\theta = 45 + \phi/2$  é extremamente difícil de verificar-se por motivo das deformações do corpo de prova (33).

Ao considerarmos as curvas típicas tensão-deformação e o critério de rutura respectivo temos que distinguir entre os ensaios a volume variável e a volume constante. Quanto aos ensaios a volume variável, que são os comuns (fig. 6,7), já ficou dito acima (parágrafos 1.7 e 1.8) que as curvas tensão-deformação do estado compacto e fôfo são absolutamente características, servindo mesmo para indicar a densidade do solo arenoso e para destringer os estados de compactidade respectivos (4, 8, 69). Cabe, apenas, notar que corpos de prova de brita e macadame apresentam curvas tensão-deformação que alcançam os respectivos valores máximos com deformações muito superiores (da ordem de três vezes) às necessárias para romper corpos de prova de grãos esferoidais em condi-

ções análogas: essa observação, associada à constatação do aparecimento de alguma quantia de material fino (pó de pedra) após os ensaios respectivos (42, 48), leva à conclusão de que grãos capazes de sofrer certo esmagamento darão maiores deformações de rutura.

Para explicar o sensível acréscimo de resistência ao cisalhamento que decorre de um aumento da compacidade do corpo de prova tem-se recorrido a considerações sobre o trabalho dispendido em provocar os acréscimos de volume que o corpo de prova compacto sofre ao ser cisalhado (69). Cálculos dessa natureza justificam satisfatoriamente a diferença entre o  $\phi_{\max}$  e o  $\phi_{\lim}$  nas areias compactas. Como a energia assim dispendida independe do estado de secura da areia, conclui-se que mesmo que as propriedades de atrito dos minerais em aprêço variassem em função dos filmes de água adsorvida, não seria de esperar que os ângulos de atrito  $\phi_{\max}$  sofressem variações, na mesma proporção, do estado seco para o submerso (ver parágrafo I.15). Cumpre salientar, outrossim, que a parcela de resistência ao cisalhamento que seria atribuída exclusivamente ao atrito não pode ser explicada em função do atrito por deslizamento, porquanto o movimento predominante será o rolamento dos grãos uns sobre os outros.

Tais especulações não têm merecido muita atenção; sob ponto de vista prático é de pouca utilidade ou interêsse subdividir as parcelas de contribuição à resistência total desde que as mesmas parcelas, sempre inseparáveis, ocorrem nas mesmas proporções no ensaio de laboratório e na natureza.

Os problemas quanto aos critérios de rutura tornam-se complexos quando se considera os ensaios a volume constante. Tais ensaios eram anteriormente procedidos (68, 69) sem preocupação es-

pecial pela saturação absoluta do corpo de prova pois que a pressão neutra era permanentemente mantida nula enquanto o volume do corpo de prova era mantido constante por meio de manipulações da pressão confinante. Investigações recentes (4, 54) abordaram o mesmo problema por meio de medidas da pressão neutra em corpos de prova perfeitamente saturados, tomando precauções especiais para garantia contra a cavitação da água intersticial sob pressões neutras negativas.

Observa-se de início que  $(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)_{\max}$  ocorre com pequena deformação axial (5 a 8%) enquanto que  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  continua se desenvolvendo até deformações muito maiores (15 a 20%). Outrossim, tem-se observado que nas areias perfeitamente saturadas a aplicação de uma pressão confinante  $\bar{\sigma}_3$  sem drenagem do corpo de prova produz uma pressão neutra de igual magnitude, de forma que, não havendo drenagem não haverá aumento da pressão efetiva, e assim a resistência permanece constante para uma mesma porosidade independentemente da pressão confinante.

Nash (54) observa que calculando  $\phi = \text{sen}^{-1} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}$  a partir dos valores que vigoram quando  $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$  é máximo, obtêm-se os valores do ângulo de atrito  $\phi_1$ , aproximadamente iguais aos que são determinados a partir de ensaios a volume variável,  $\phi_{\max}$ ; por outro lado, se o ângulo de atrito fôr calculado a partir de valores de  $\bar{\sigma}_1$  e  $\bar{\sigma}_3$  quando  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  alcança o seu valor máximo, resulta um valor de atrito  $\phi_2$  alguns graus inferior ao  $\phi_{\max}$  determinado em ensaios a volume variável. Vêmo-nos obrigados a apontar que a comparação feita por Nash não é sustentável porquanto as porosidades de todos os ensaios foram referidas ao estado do início do cisalhamento, e, enquanto que num ensaio a porosidade sofre variação, no outro o seu valor permanece constante.

Bishop-Eldin (4) obtêm resultados experimentais bastante seme

lhantes aos de Nash, mas analisam-nos de forma diferente, aparentemente mais apropriada porquanto no ensaio em que a porosidade varia, a influência dessa variação é tida em conta, de certa forma (\*). Eles calcularam um valor de  $\phi'_{\max}$  fazendo a correção dos valores de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  pelo trabalho dispendido, no ensaio a volume variável, em provocar os aumentos de volume do corpo de prova contra a pressão confinante; e demonstram que nas diversas porosidades iniciais de ensaio  $\phi_1$  é essencialmente igual a  $\phi'_{\max}$  enquanto que  $\phi_2$  é cerca de dois graus inferior (fig. 18).

Esses trabalhos não visaram a fixação de critérios de rutura para os ensaios a volume constante, mas, em função das conclusões acima resumidas, julgamos dever concluir que os pesquisadores citados favorecem a aceitação da rutura no instante em que  $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$  alcança o seu valor máximo (admitido que  $\bar{\sigma}_3$  não chegue a zero).

#### I.18. Envoltórias de Mohr nas areias

Vários pesquisadores (9, 43, 57) têm assinalado que a envoltó

---

(\*) Não julgamos que a compensação feita pela variação da porosidade seja suficiente ou correta: primeiro, porque as variações de volume do corpo de prova podem não refletir fielmente as variações de porosidade próximo à superfície de rutura (item I.10); segundo, porque um aumento de volume teria por influência não apenas a superposição da energia dispendida, mas também, em contrapartida, a perda de uma parcela da estabilidade associada à porosidade menor

ria de Mohr nas areias é ligeiramente curva, a obliquidade máxima de tensões tendendo a diminuir um pouco à medida que aumentam as tensões normais. Os únicos que parecem discordar dessa observação são Bishop (3) e Eldin (4), mas é necessário notar que as pressões pesquisadas por eles abrangeram menor gama de variação. Chen (18) preferiu considerar que as envoltórias em aprêço eram linhas retas interceptando o eixo de  $\tau$  ligeiramente acima da origem.

Watson (78) definiu três ângulos de atrito diferentes para a envoltória curva (fig. 19); êsses ângulos são essencialmente iguais na prática, mas convém assinalar a sua existência porque nêles estão implícitos conceitos ligeiramente diferentes. O mesmo autor opinou que a envoltória curva indica a existência de pequena anisotropia devida a efeitos de orientação e entrosamento dos grãos; assim concluiu que a curvatura seria máxima numa areia angular compacta, e mínima numa areia esferoidal fôfa; e anunciou ter obtido dados experimentais confirmando essa hipótese (77, 78) que Rutledge também parece confirmar em ensaios sôbre pedregulho compacto e fôfo (58).

Os dados experimentais de Taylor (69) reproduzidos na fig. 9 também indicam claramente que a envoltória de Mohr é ligeiramente curva. Ensaíamos ajustar parábolas do grau  $m$  da forma  $\tau = A\sigma^m$  aos valores de resistência  $\tau$  determinados para índices de vazios de 0,57; 0,60; e 0,63. Obtivemos pelos mínimos quadrados as equações  $\tau = 0,683\sigma^{0,899}$ ;  $\tau = 0,625\sigma^{0,926}$ ; e  $\tau = 0,539\sigma^{0,986}$  respectivamente. Êsses resultados demonstram claramente que a curvatura da envoltória (indicada pelo expoente  $m$ ) diminuiu à medida que o índice de vazios aumenta: no estado pouco compacto ( $e = 0,63$ ) a equação já é quase linear.

Por último temos a lembrar que já tem sido plenamente confirma

do que uma areia perfeitamente saturada não aumenta de resistência sob pressões confinantes progressivamente maiores salvo quando se permite a drenagem e redução do índice de vazios correspondente ao "adensamento" sob as pressões respectivas (4, 5, 54). A areia perfeitamente saturada terá pois um ângulo de atrito  $\phi' = 0$  em ensaios rápidos (não drenados), fornecendo nessas condições uma envoltória aparente puramente coesiva  $\Delta = c$  da mesma forma que as argilas saturadas.

#### I.19. Índice de vazios crítico e liquefação das areias

Quando uma areia fôfa é cisalhada, verifica-se uma diminuição de volume. Ora, se a areia estiver perfeitamente saturada, essa compressão, que tem de ser alcançada através de uma redução idêntica do volume de vazios, só será possível à medida que a água intersticial escape. Se não houver tempo ou oportunidade para tal escoamento, a água intersticial ficará submetida a uma pressão neutra, cuja influência básica é diminuir a pressão efetiva do massiço. A pressão total permanecendo constante, poderá acontecer que a pressão efetiva caia a zero, eliminando assim toda a resistência ao cisalhamento da areia: em tal estado dir-se-ia ter essa areia sofrido a liquefação. Admite-se que tal fenômeno seja responsável por algumas ruturas de massiços arenosos saturados ("flow slide") quando sujeitos a certas ações dinâmicas de incidência relativamente rápida em relação ao tempo de escoamento necessário para a dissipação da pressão neutra respectiva. Naturalmente compreende-se que a liquefação não precisa ser total para que o massiço inclinado sofra a rutura por escoamento.

A possibilidade de ocorrência de um tal fenômeno de liquefação preocupou muito os especialistas que enfrentaram a construção de uma barragem com areia fina ("Characteristics of cohesion-

less soils affecting the stability of slopes and earth fills". A Casagrande, Journal Boston Soc. Civ. Engrs. Jan. 1936). E, como o cálculo do tempo de dissipação da pressão neutra era um pouco problemático, e a possibilidade de incidência de solicitações relativamente rápidas um pouco imprevisível, resolveu-se o problema através do raciocínio de que tal fenômeno só se poderia verificar nas areias sujeitas à compressão durante o cisalhamento.

Tendo em vista que as areias compactas expandem quando cisalhadas e as fôfas comprimem nas mesmas circunstâncias, concluiu-se ser evidente que existirá um estado intermediário de índice de vazios que alcançará a rutura sem acréscimo nem decréscimo de volume. Implícito nesse conceito está a primeira definição do índice de vazios crítico que serviria de delimitação das compacidades em que uma determinada areia pode ser aceita como garantida contra a liquefação. Com os avanços da técnica surgiram várias definições e métodos de determinação dos índices de vazios críticos, todos ligeiramente diferentes entre si.

Índice de vazios crítico de Casagrande. Define-se como o índice de vazios de moldagem (do corpo de prova) tal que a variação de volume entre o início do cisalhamento e o ponto de rutura resulte nula: emprega ensaios triaxiais a volume variável sob pressão confinante constante (69). Casagrande preocupou-se com o índice de vazios de moldagem (isto é, antes da aplicação da pressão confinante) porque tinha em mente o problema da construção de uma barragem de areia fina, em que competia controlar a capacidade de colocação da areia.

Índice de vazios crítico de Fidler ("constant  $\sigma_3$ "); altera a definição anterior para basear-se no índice de vazios inicial (isto é, após aplicação de  $\sigma_3$ ) em vez do índice de vazios de molda-

gem (69). Tendo em mente a compressão que sofre a areia sob a pressão confinante concluímos que êsse índice de vazios crítico é sempre um pouco menor do que o de Casagrande. Êsse índice de vazios crítico se afigura mais apropriado em casos de estabilidade de um terraplano já existente.

Índices de vazios críticos de Taylor ("constant volume" e "equal strength"). Raciocinando que o problema da liquefação estava obrigatoriamente associado ao cisalhamento a volume constante, Taylor procurou definir como crítico o índice de vazios tal que a imposição desse tipo de cisalhamento não redundasse em perda de resistência.

Ponderando que a resistência de uma areia é diretamente proporcional à tensão confinante  $\sigma_3$ , Taylor definiu o índice de vazios crítico a volume constante como o índice de vazios inicial tal que a pressão confinante  $\sigma_3$  no instante da ruptura seja igual à pressão  $\sigma_3$  de início de cisalhamento. A fig. 21 indica como se determina êsse índice de vazios crítico a partir de uma série de ensaios a volume constante realizados sob a mesma pressão confinante e sobre corpos de prova moldados com porosidades iniciais diferentes (69).

Por outro lado, Taylor analisou também a possibilidade de estabelecer, diretamente a partir dos dados de resistência de ensaios a volume constante, uma definição do índice de vazios crítico de igual resistência. Uma série de ensaios a volume constante forneceria dados para o traçado da curva B da fig. 22 (apud Taylor, 68), enquanto que uma série de ensaios correspondentes a volume variável fornece os elementos para traçado da curva A no mesmo gráfico. A interseção dessas duas curvas determina o índice de vazios crítico desejado: com porosidades maiores a areia em aprê

ço daria, sob a tensão aproximadamente  $2 \text{ kg/cm}^2$ , uma resistência  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$  menor no ensaio a volume constante do que no ensaio a volume variável. Taylor observou, também, que o gráfico de

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3$$

em função da deformação no ensaio a volume constante é quase idêntico ao mesmo gráfico do ensaio a volume variável; outrossim, que esse gráfico é aproximadamente independente do valor de  $\sigma_3$  (\*) para uma mesma porosidade inicial. Assim decorre que os pontos para a curva A podem freqüentemente ser calculados a partir dos ensaios a volume constante usados para a curva B.

As diversas definições de índices críticos acima enumeradas fornecem valores ligeiramente diferentes: em todos os casos o valor crítico diminui com o aumento da pressão confinante de ensaio. Tendo em conta a apreciável redução de volume que os corpos de prova em estados relativamente fôfos sofrem logo no início do cisalhamento, concluímos que elementos de solo partindo de estados de tensão  $\sigma_1/\sigma_3 > 1$  indicarão índices críticos maiores: essa conclusão, de muita relevância para o estudo de depósitos naturais pois que as pressões horizontais em repouso são apenas da ordem de metade das verticais, é apoiada por dados experimentais (24, 69). Outrossim, se o cisalhamento fôr conduzido com redução de  $\sigma_3$  o  $\epsilon_{\text{crítico}}$  deverá ser maior do que no ensaio comum. Enfim, como o fenômeno natural ao qual essas investigações laboratoriais pretendem se prender é totalmente desconhecido, o campo para a introdução de tais definições continua aberto. Notamos, por exemplo, a sugestão de Geuze (24) de que um  $\epsilon_{\text{crítico}}$  mais apropriado seria fornecido por ensaios triaxiais em que as ten -

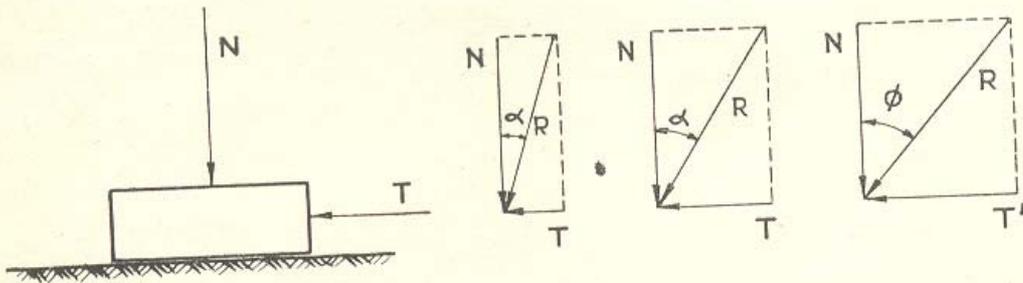
(\*) perfeitamente compreensível uma vez que o  $\phi$  não varia com a pressão nas areias (ver item I. 18)

sões normais ao plano de rutura fôssem mantidas constantes; esse  $\epsilon_{\text{crítico}}$  deverá resultar sensivelmente diferente dos demais, pois que as curvas de variação volumétrica nesse tipo de ensaio foram muito diferentes das do ensaio comum em que  $\sigma_3$  é mantido constante. (\*)

Taylor (69) aponta que, se o fenômeno natural da liquefação fôr provocado por ações dinâmicas, que eventualmente incluiriam movimentos bruscos entre os grãos incapazes de serem reproduzidos no ensaio estático de laboratório, não é justo atribuir muito valor a nenhum dos  $\epsilon_{\text{crítico}}$  acima referidos. Outra dúvida que ressaltamos decorre do fato que as variações do corpo de prova ensaiado à compressão triaxial não refletem adequadamente as variações respectivas próximo ao plano de rutura. Por fim, devemos reconhecer que para os solos que no seu estado natural são perfeitamente saturados o ensaio a volume constante fornece indicações decididamente a favor da segurança pois que um pequeno conteúdo gasoso nos interstícios altera apreciavelmente a proporção entre as compressibilidades do líquido intersticial e do arcabouço sólido da areia; por exemplo, Bishop-Eldin (5) demonstram que areias pouco a medianamente compactas possuindo um teor gasoso de 1 a 2% ( $G = 98$  a  $99\%$ ) alcançarão, sob pressões até  $1,5$  a  $2 \text{ kg/cm}^2$ , um ângulo de atrito aparente em ensaio rápido da ordem de  $80\%$  do ângulo de atrito verdadeiro, em vez do valor  $\phi' = 0$  que obtém nas areias perfeitamente saturadas.

---

(\*) Observamos com interêsse o fato que, para facilidade de ensaio, obviando a problemas de pressão neutra ou de variação de  $\sigma_3$  para evitá-la, Geuze ensaiou corpos de prova secos (24).



$T = N \tan \alpha$  não há deslizamento \*

$T' = N \tan \phi$  há deslizamento

\* Haverá apenas a acomodação "elástica" sob o esforço transversal respectivo.

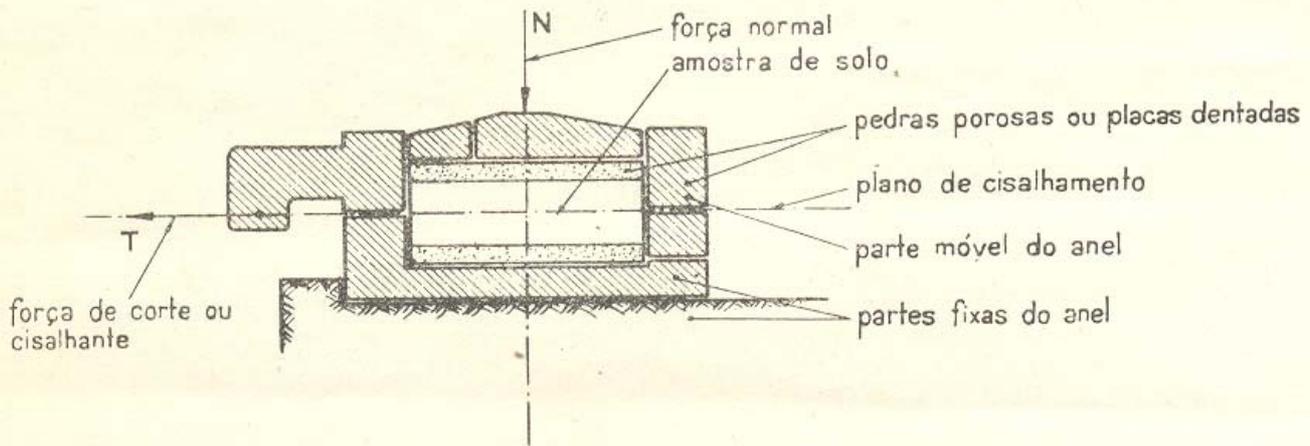
$N =$  força constante

$T =$  cresce de zero até o valor que faz deslizar o bloco ( $0 < T < T'$ )

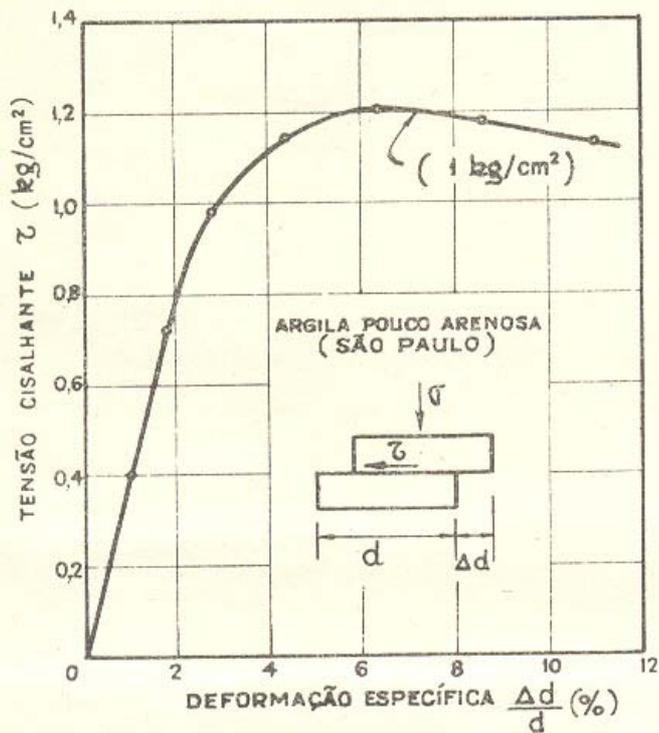
$\alpha =$  ângulo de obliquidade ( $0 \leq \alpha \leq \phi$ )

$\phi =$  ângulo de obliquidade máxima =  
= ângulo de atrito

Fig. 1 - ATRITO ENTRE CORPOS SÓLIDOS



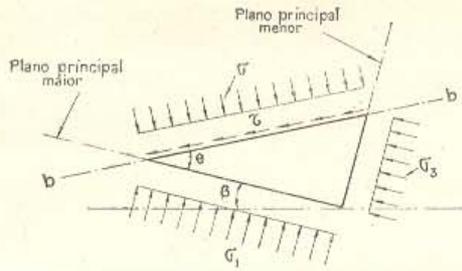
a) esquema de caixa para ensaio de cisalhamento direto



A rutura define-se pelo valor de  $\tau$  que não precisa ser excedido para que o corpo de prova sofra deformação cisalhante contínua.

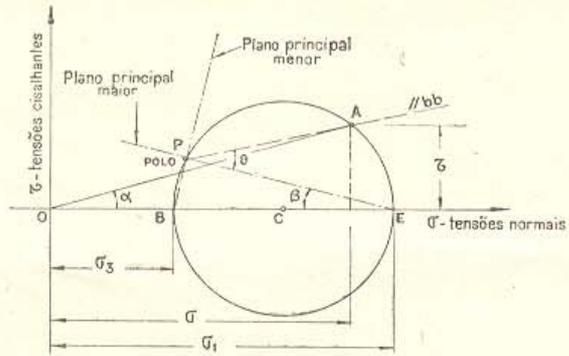
b) curva típica tensão-deformação no ensaio de cisalhamento direto

Fig. 2 - ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO



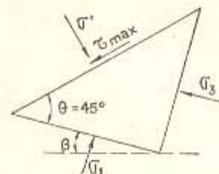
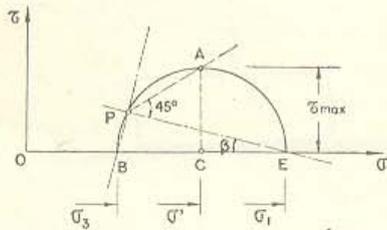
- projetando-se todas as forças normal e paralelamente à direção **bb** tem-se
- $$\sigma = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos^2 \theta$$
- $$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta$$
- em coordenadas cartesianas o lugar geométrico de  $\tau = f(\sigma)$  é um círculo

**TENSÕES EM UM PONTO (ESTADO DUPLO)**



- para obtenção do polo P: - pelo ponto do círculo de Mohr representativo de  $(\sigma, \tau)$  conhecidas, traça-se uma paralela ao plano de aplicação dessas tensões.
- no caso particular da figura, conhecida a tensão principal  $\sigma_1$  (ou  $\sigma_3$ ) por E (ou B) traça-se EP (ou BP) paralela ao plano de aplicação de  $\sigma_1$  (ou  $\sigma_3$ )
- a resultante de  $(\sigma, \tau)$  no plano **bb** tem intensidade dada por  $\sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$  e tem obliquidade  $\alpha$  dada por  $\alpha = \text{tg}^{-1} \frac{\tau}{\sigma}$

**CÍRCULO DE MOHR PARA AS TENSÕES EM UM PONTO (ESTADO DUPLO)**

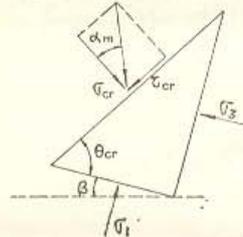
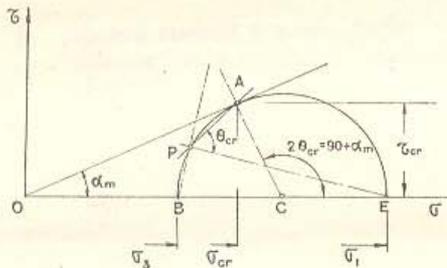


tem-se

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\sigma' = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3)$$

**CASO PARTICULAR - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA**



$$\theta_{cr} = 45^\circ + \frac{\alpha_m}{2}$$

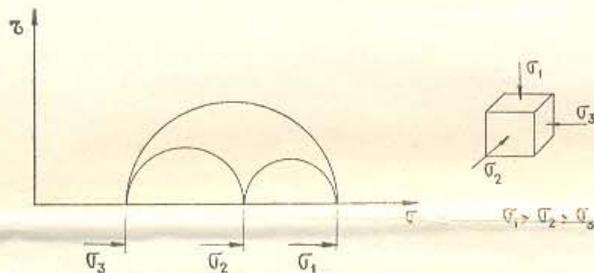
$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \text{sen } \alpha_m}{1 - \text{sen } \alpha_m}$$

$$\sigma_{cr} = \sigma_3 (1 + \text{sen } \alpha_m) = \frac{2 \sigma_1 \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

$$\text{sen } \alpha_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

$$\tau_{cr} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \sqrt{\sigma_1 \sigma_3}}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

**CASO PARTICULAR-TENSÕES NO PLANO DE MÁXIMA OBLIQUIDADE (ÂNGULO  $\alpha$  MÁXIMO)**



**CÍRCULOS DE MOHR PARA O ESTADO TRIPLO DE TENSÕES**

**Fig.3-ESTADO DE TENSÕES EM UM PONTO E CÍRCULOS DE MOHR**

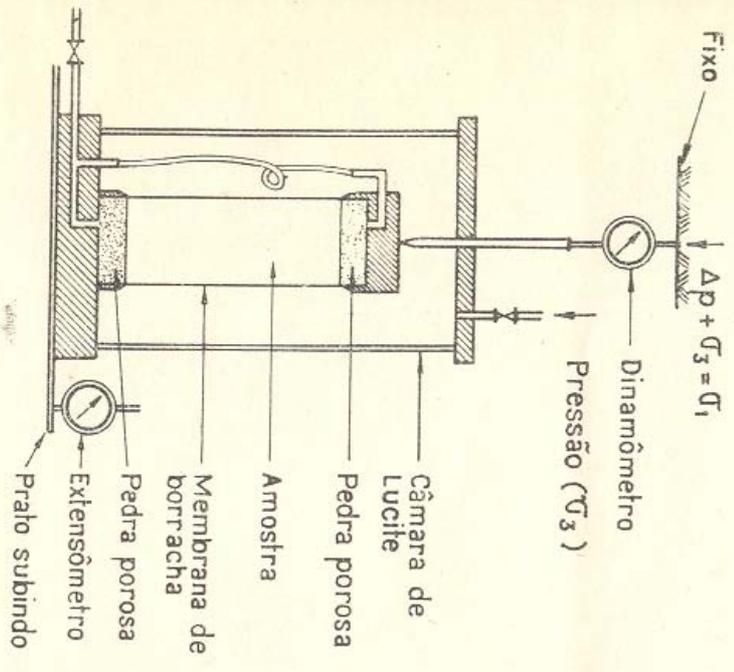


Fig. 4 - ESQUEMA DO APARELHO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Dimensões da Amostra  $H_i, D_i$

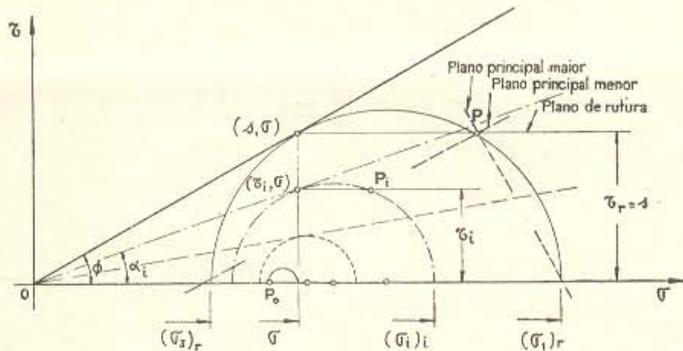
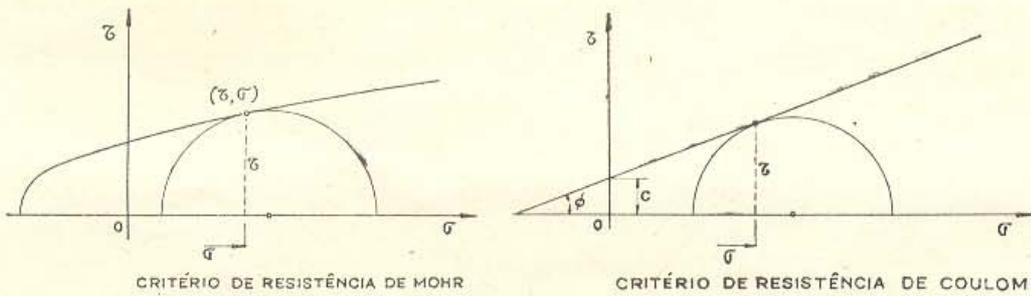
Deformação específica (Axial)  $\delta = \frac{\Delta H}{H_i}$

Área do c.p após uma deformação  $\Delta H$

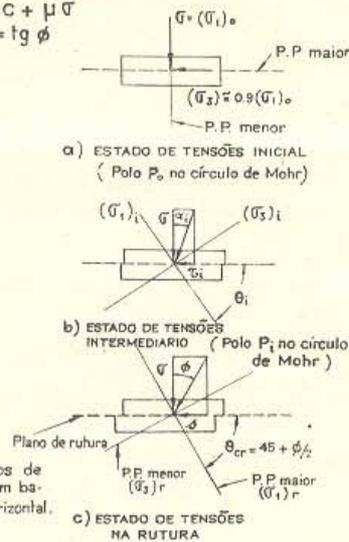
$$A_c = \frac{A_i}{1 - \delta}$$

Resistência à compressão :-

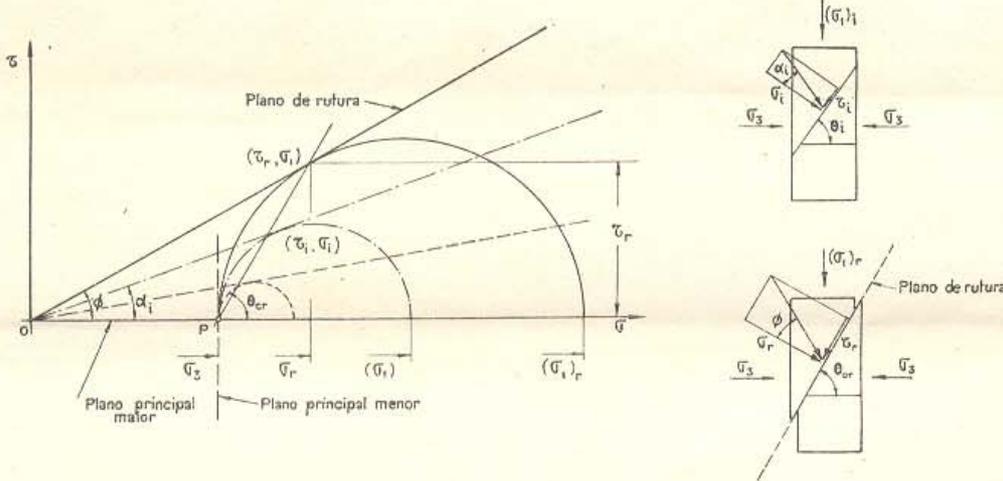
$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\Delta P}{A_c} = \Delta p$$



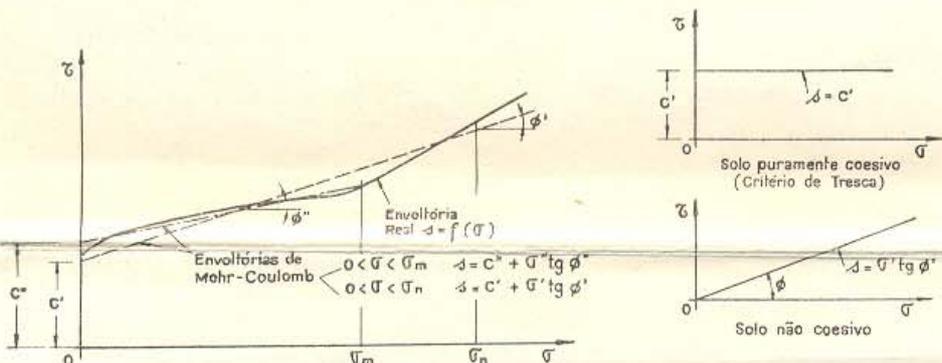
N. B. - Julgamos que muito rapidamente se verifique uma rotação dos planos de  $\sigma_i$  e  $\sigma_3$ . Assim desde logo o círculos de Mohr (antes da rutura) foram baseados na hipótese de que a obliquidade máxima se dá no plano horizontal.



ANDAMENTO DO ENSAIO DE CISLHAMENTO DIRETO ( $\sigma$  CONSTANTE) E CÍRCULOS DE MOHR CORRESPONDENTES



ANDAMENTO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL ( $\sigma_3$  CONSTANTE) E CÍRCULOS DE MOHR CORRESPONDENTES



ENVOLTÓRIA REAL DOS SOLOS E ENVOLTÓRIAS DE MOHR-COULOMB SIMPLIFICADAS

CASOS PARTICULARES DA EQUAÇÃO DE MOHR-COULOMB

Fig. 5 - CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA E ENVOLTÓRIAS. EQUAÇÕES DE MOHR-COULOMB

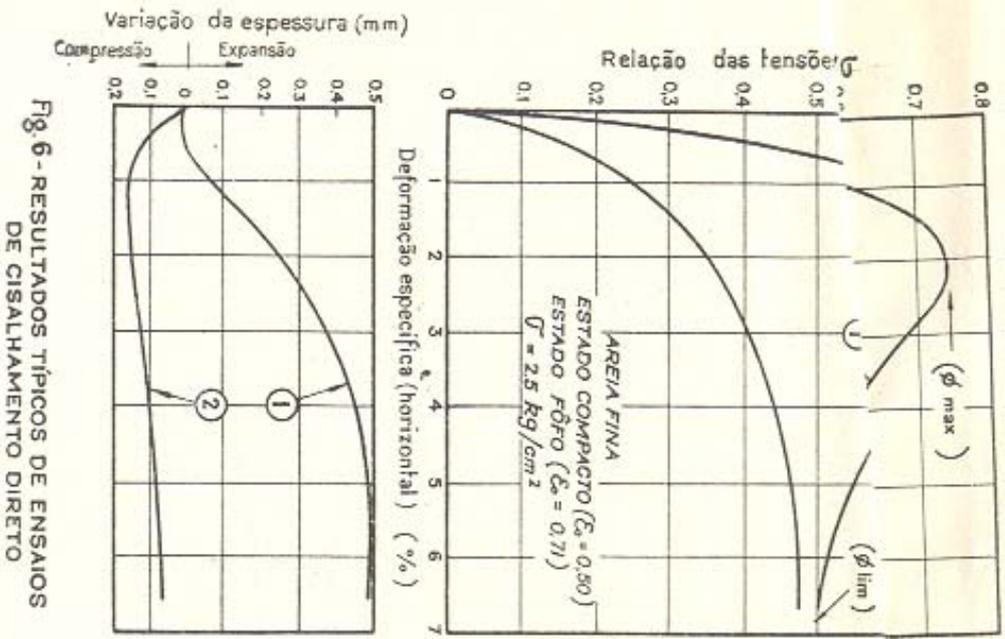


Fig. 6 - RESULTADOS TÍPICOS DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

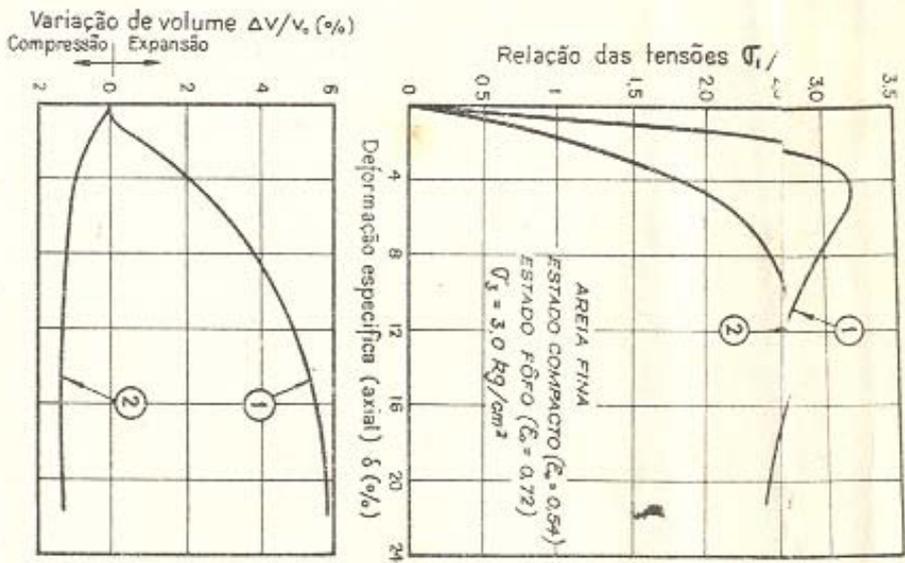


Fig. 7 - RESULTADOS TÍPICOS DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

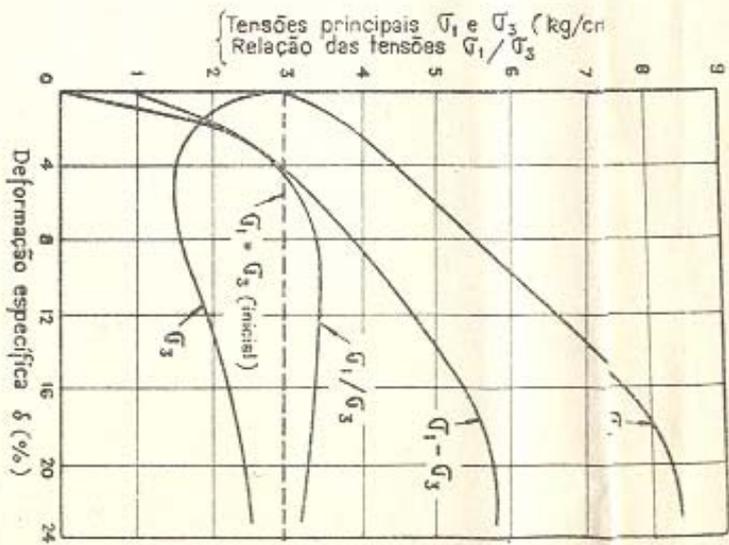


Fig. 8 - ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL A VOLUME CONSTANTE

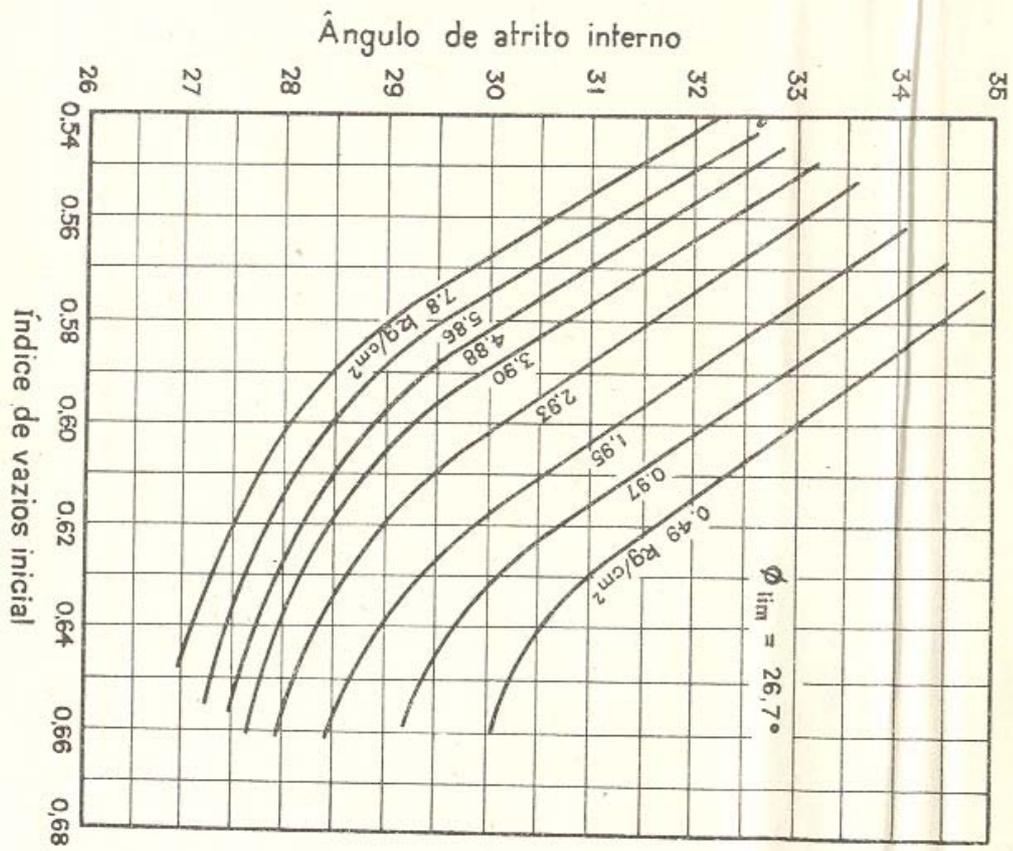


Fig. 9 - VARIACÃO DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL E DA PRESSÃO NORMAL (APUD TAYLOR 69) OBTIDA POR ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

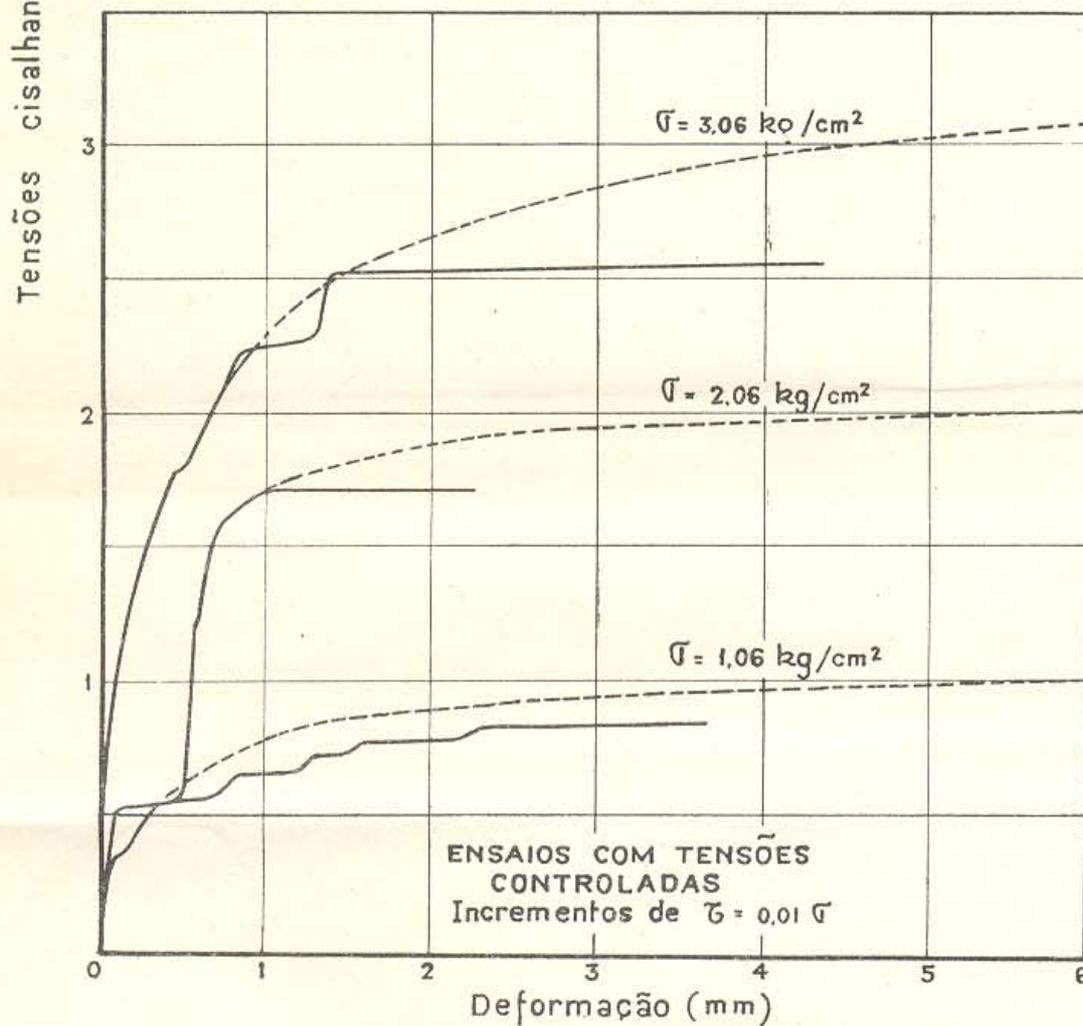
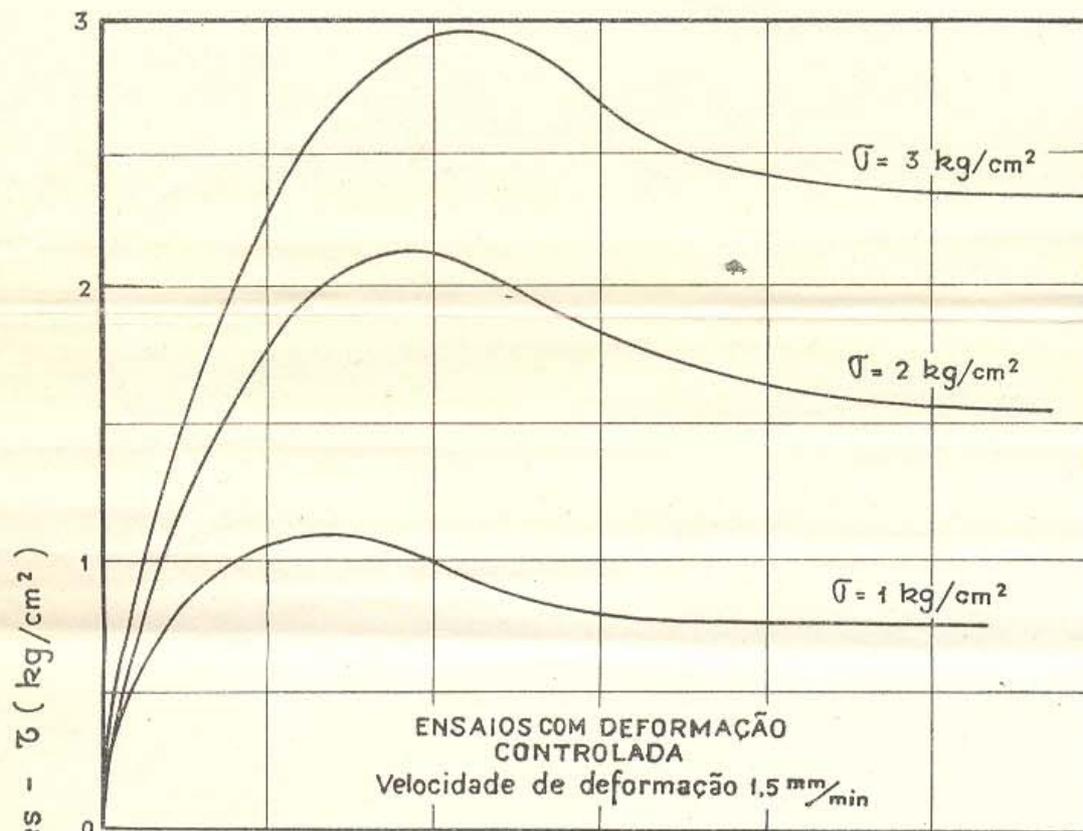


Fig. 10 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO DE AREIAS EM ENSAIOS COM CONTROLE DE DEFORMAÇÃO E DE TENSÕES, RESPECTIVAMENTE (APUD HABIB - 32)

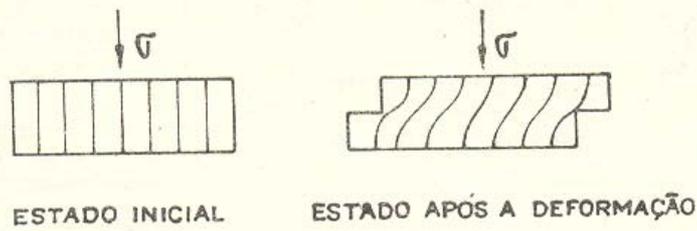


Fig.11 - DEFORMAÇÕES DE TIPO CISALHANTE NO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

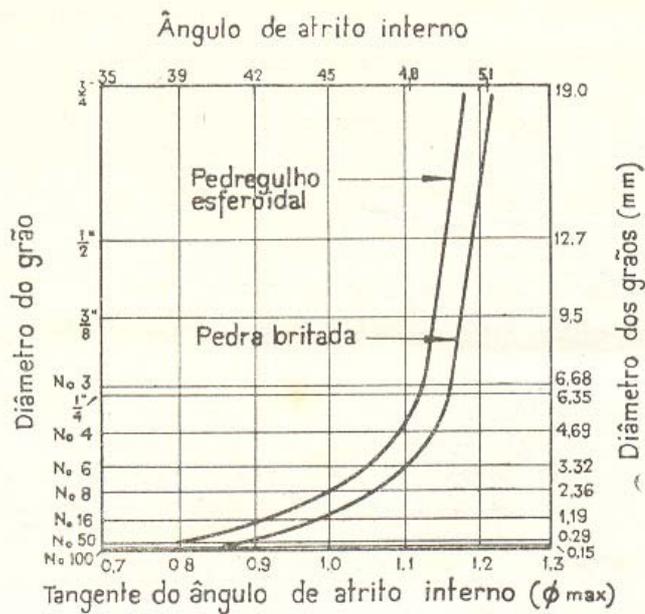


Fig.12 - VARIACÃO DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO COM O DIÂMETRO DOS GRÃOS DE AGREGADOS UNIFORMES (APUD HENNES -42)

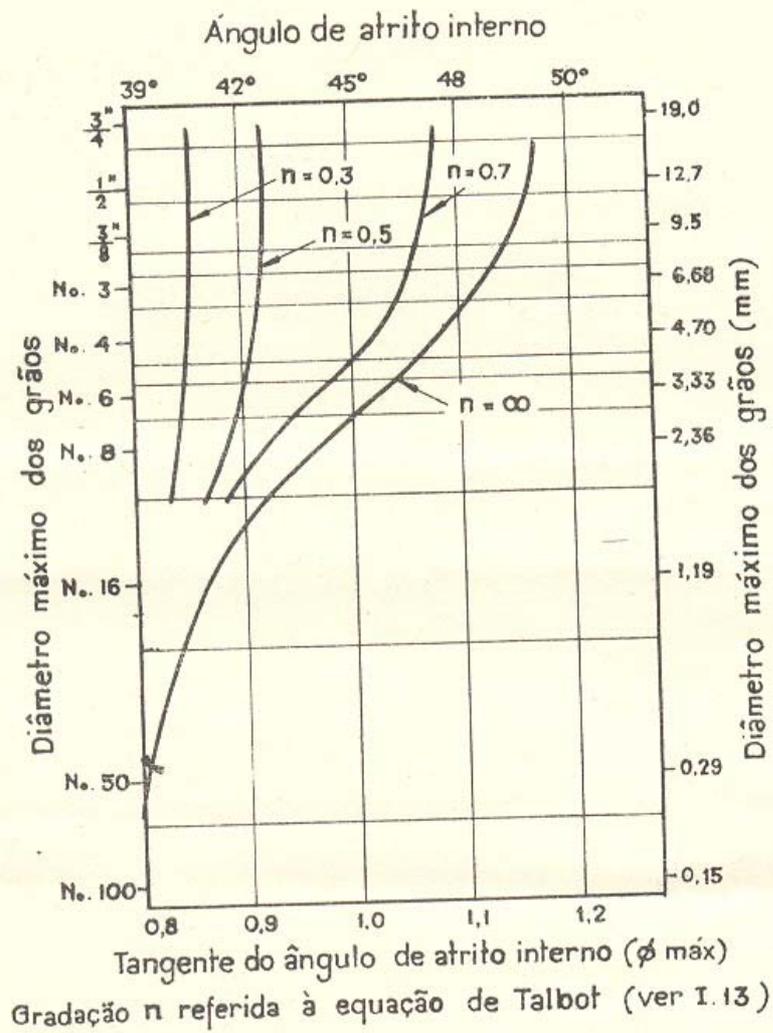


Fig. 13 - VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO COM A GRADAÇÃO E O DIÂMETRO DOS GRÃOS (APUD HENNES-42)

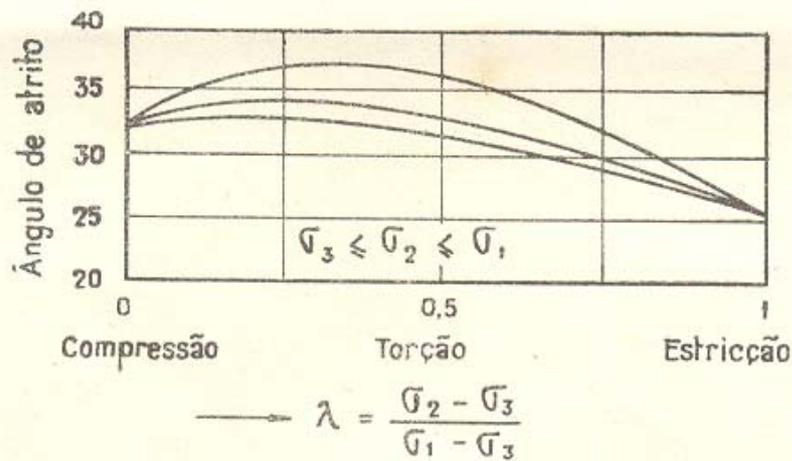


Fig.14 - VARIÇÃO DE  $\phi$  EM FUNÇÃO DA POSIÇÃO RELATIVA DA TENSÃO PRINCIPAL MEDIANA ( $\sigma_2$ ) (APUD HABIB - 35)

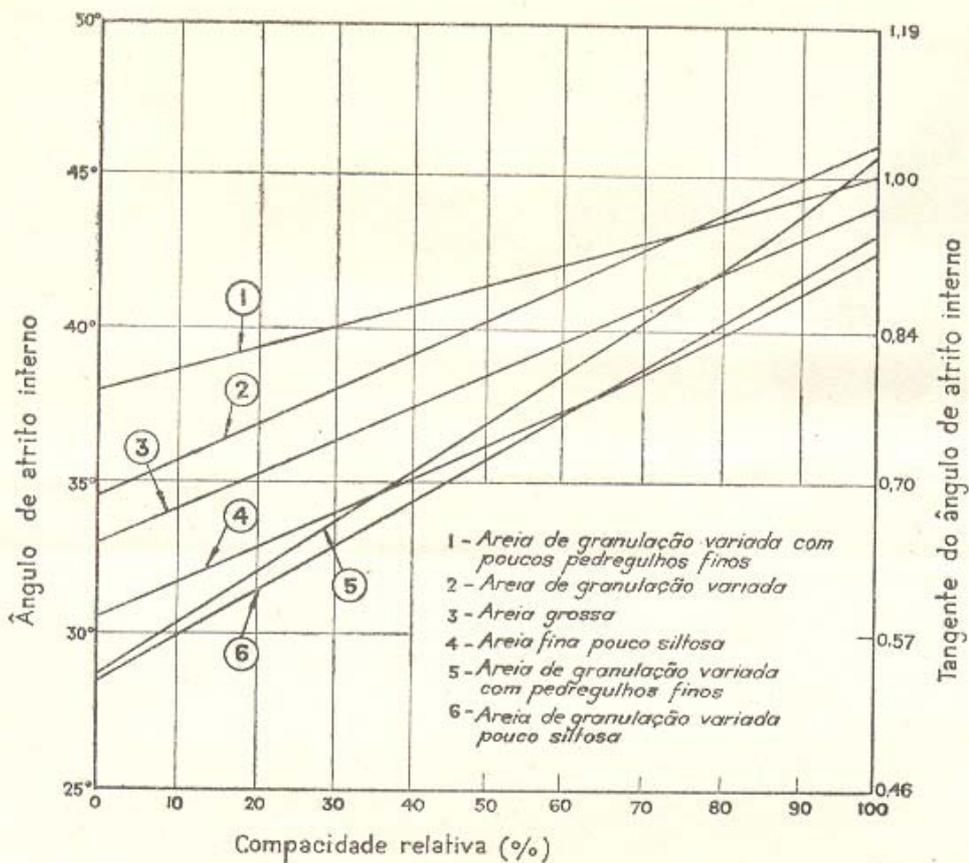


Fig.15 - VARIÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO COM A COMPACIDADE RELATIVA (APUD BURMISTER - 8)

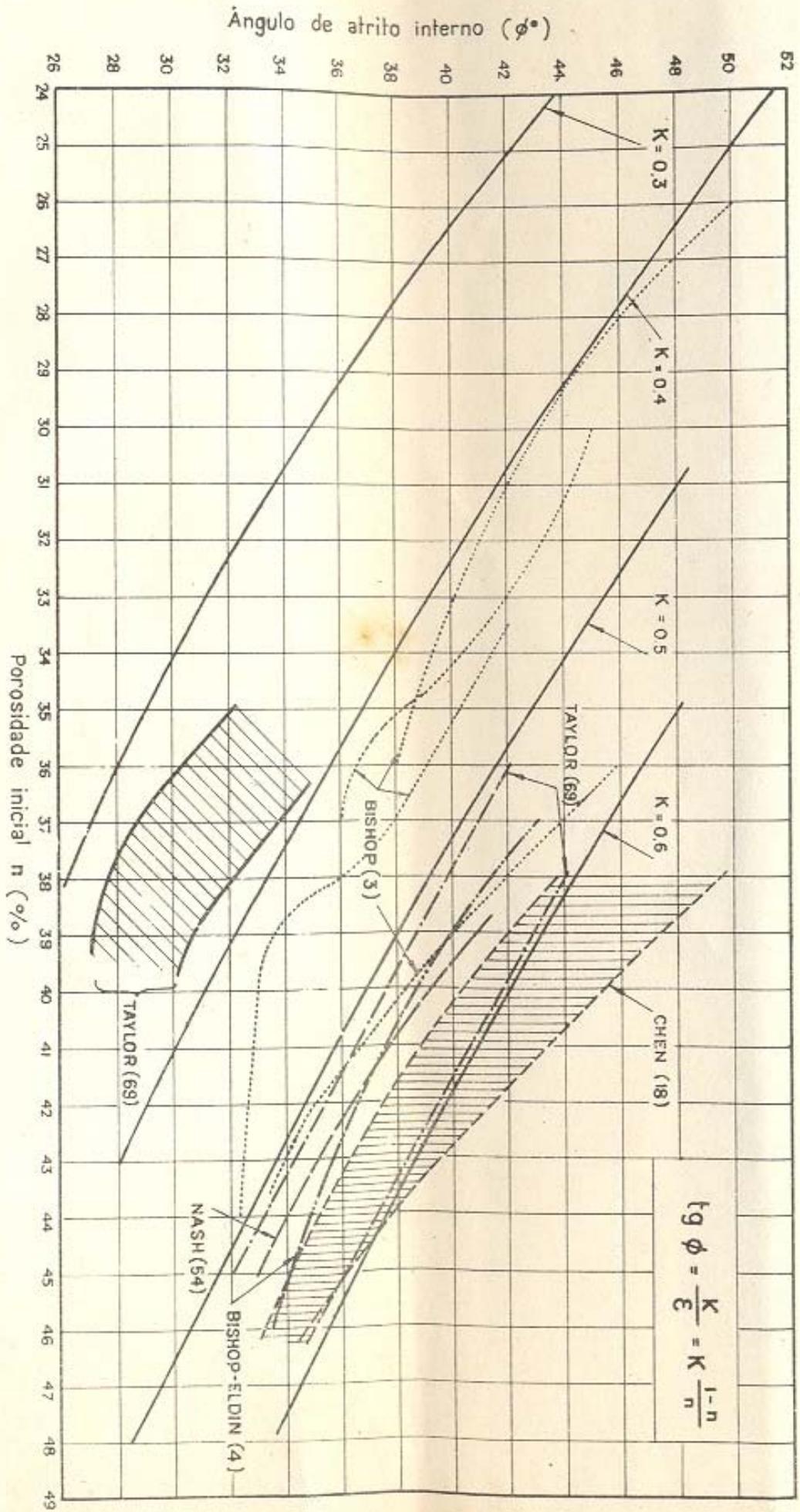


Fig. 16 - VARIACÃO DO ÂNGULO DE ATRITO COM A POROSIDADE INICIAL

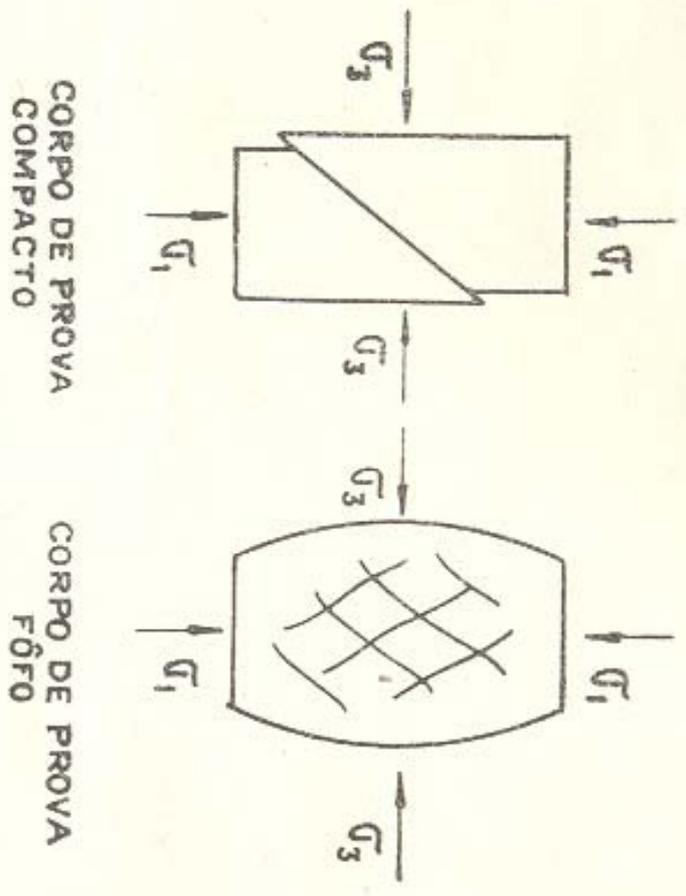


Fig 17-TIPOS DE RUTURA

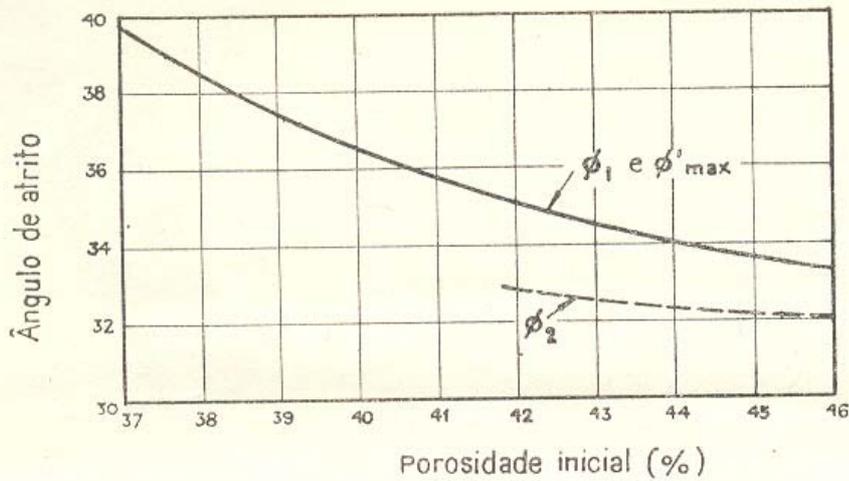


Fig. 18 - RELAÇÃO ENTRE O ÂNGULO DE ATRITO E A POROSIDADE INICIAL, SEGUNDO VÁRIOS CRITÉRIOS DE RUTURA (APUD BISHOP - ELDIN - 4)

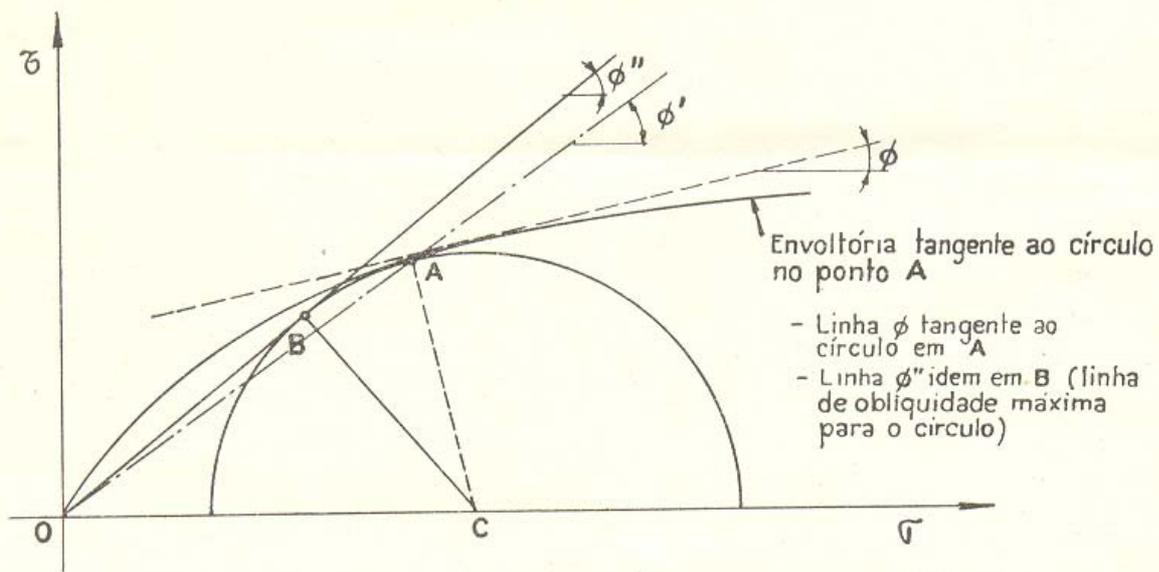


Fig 19-ÂNGULOS DE ATRITO PARA ENVOLTÓRIA CURVA (Apud Watson - 78)

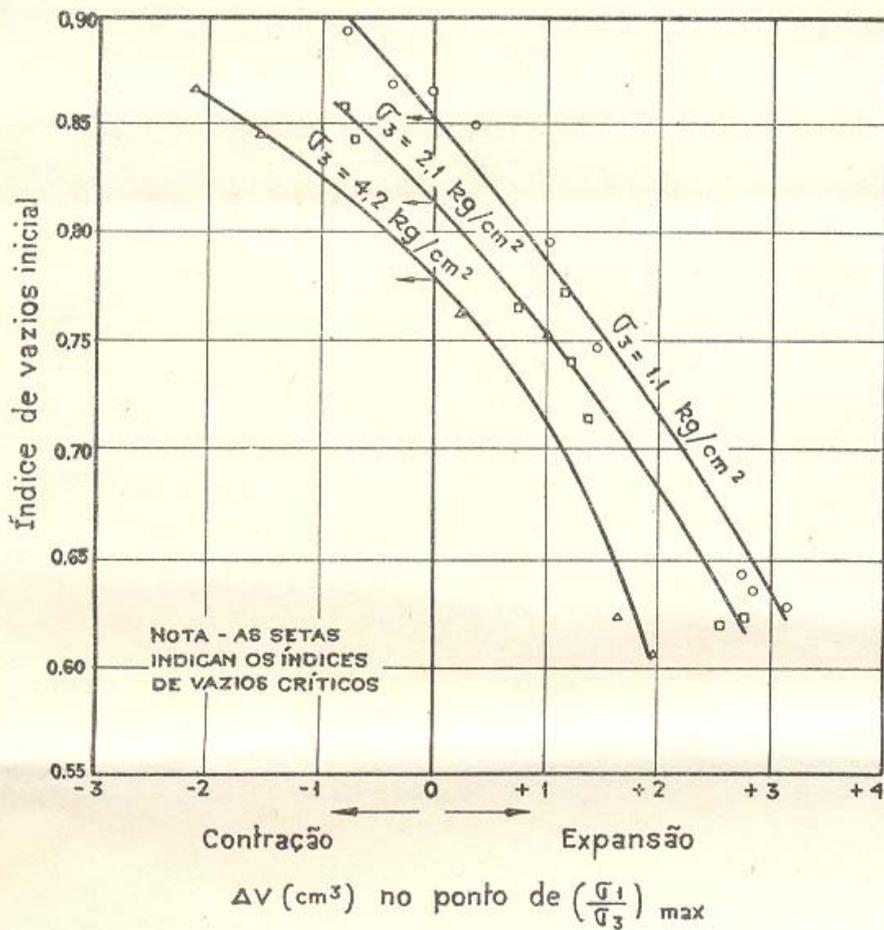


Fig. 20 - ÍNDICE VAZIOS CRÍTICOS -  
"CONSTANT  $\sigma_3$ " SEGUNDO FIDLER  
(APUD TAYLOR - 69)

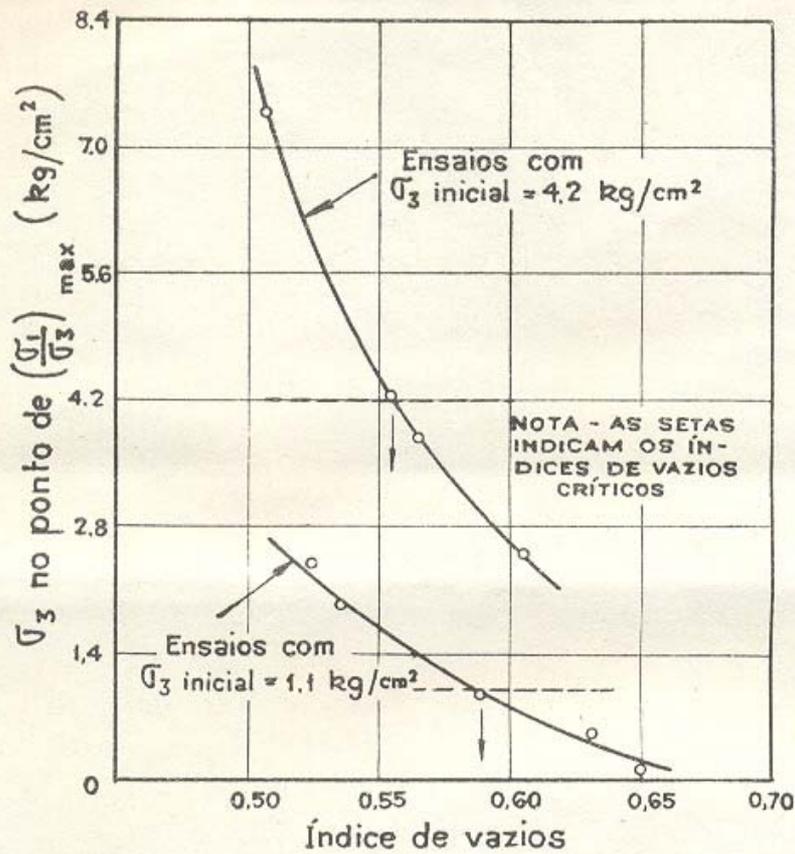


Fig. 21 - ÍNDICES DE VAZIOS CRÍTICO "CONSTANT VOLUME" (APUD TAYLOR - 69)

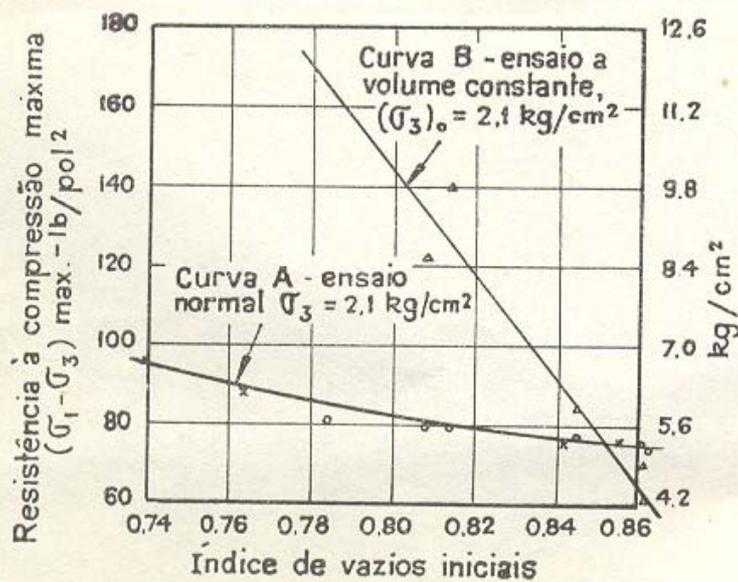


Fig. 22 - DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS CRÍTICO "Equal Strength" (apud Taylor - 68)

## CAPITULO II

### CONCEITOS BÁSICOS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS ARGILAS

Enquanto que o cisalhamento das areias veio sendo estudado muito satisfatoriamente em função de um comportamento físico relativamente simples, no caso das argilas, o mesmo não pôde ser feito com facilidade ou sucesso nem remotamente comparáveis. Em primeiro lugar devemos assinalar que uma grande diversidade de materiais se acha agrupada dentro dessa classificação de tipo de solo, caracterizado principalmente pela propriedade de plasticidade, que possui dentro de certos limites de variação do seu teor de umidade natural: assim encontramos argilas cujos limites de liquidez variam desde 30% até 500%, e devemos prever comportamentos sensivelmente diferentes para materiais situados não muito próximos um do outro nessa escala dos limites de Atterberg, extremamente relevantes em aferir a afinidade do solo pela água. Em segundo lugar, a simplicidade física dos fenômenos do atrito nas areias desaparece quando surge, nos solos constituídos por partículas muito finas, a contribuição suplementar da coesão, atribuída a atrações de natureza coloidal ainda pouco esclarecidas; nas areias as tensões de natureza coloidal inter-partículas são totalmente desprezíveis, enquanto que nas argilas a sua importância aumenta muito, podendo até concluir-se que nas mais altamente coloidais e hidrofílicas a resistência passa a dever-se exclusivamente a essa coesão intrínseca. Por fim, um fator que dificulta grandemente o enquadramento do comportamento dos solos argilosos dentro de um raciocínio físico e simples, é o fenômeno

de estrutura cujas manifestações quali- e quantitativas são so-  
bejamente conhecidas mas ainda pouco compreendidas, sendo aparen-  
temente decorrentes de fenômenos coloidais. Não pretendendo con-  
siderar no presente trabalho os diversos fatores eventualmente  
responsáveis pela diferença de comportamento exibida pela mesma  
argila no estado indeformado e amolgado, limitamo-nos a definir  
"estrutura" como o conjunto de fenômenos que assim diferenciam o  
comportamento nos estados respectivos: somos apenas obrigados a  
assinalar que a referida diferença de comportamento se exhibe de  
forma característica e pronunciada durante o cisalhamento (\*) in-  
validando a aplicação de explicações meramente físicas à resis-  
tência ao cisalhamento das argilas sensíveis.

Todavia, podemos atualmente afirmar que as leis do comporta-  
mento das argilas durante o cisalhamento são conhecidas. Elas o  
são em função de um quadro bem racional de regularidades de pro-  
cedimento e de reação, descritas na forma de equações e gráficos;  
embora esse quadro não esteja completo, observa-se que os conhe-  
cimentos sobre a resistência ao cisalhamento das argilas já es-  
tão a tal ponto adiantados no âmbito das leis descritivas aplica-  
das na prática, que a elaboração das leis quantitativas intrínse-  
cas de caráter explicativo não tardará. Assim já se encontram es-  
tudos interessantes sobre aspectos físico-químicos do comporta-  
mento de algumas argilas, bem como análises físico-matemáticas de  
alguns dos fenômenos anteriormente abordados de forma experimen-

---

(\*) Observe-se que a medida quantitativa do fenômeno da estrutu-  
ra é atualmente a Sensibilidade S:

$$S = \frac{\text{Resistência à compressão simples indeformada}}{\text{Resistência à compressão simples amolgada}}$$

tal. Tais estudos que constituem promissores suplementos à racionalização empírica atualmente utilizada como teoria da resistência ao cisalhamento das argilas, serão abordados, concomitantemente com a apresentação do tema na forma costumeira e prática.

Excluídos os fatores acima enumerados que tornam complexo o comportamento das argilas em muitos casos, verifica-se que a resistência ao cisalhamento desses solos pode ser abordada como uma extensão dos conceitos básicos que foram expostos em relação ao cisalhamento das areias. Circunstâncias facilmente explicadas tornam mais comum nas argilas o tipo de cisalhamento análogo ao ensaio a volume constante das areias fôfas, enquanto que nas areias o caso corrente é de cisalhamento a volume variável e apenas em situações raras se aplicariam as condições do ensaio anterior. A tendência de variação de volume e da conseqüente criação de pressões neutras no cisalhamento a volume constante das areias fôfas saturadas registra-se com maior intensidade nas argilas plásticas saturadas, que são naturalmente mais compressíveis do que as areias fôfas e muito mais impermeáveis do que as mesmas. Assim nas argilas a baixa permeabilidade faz com que o cisalhamento comum se proceda sem variação de volume, isto é, sem dissipação da sobrepressão neutra que se desenvolve devido às tendências de compressão durante o cisalhamento.

Julgamos útil relembrar as condições que levam os corpos de prova a comprimir durante o cisalhamento. Primeiro, os ensaios de laboratório geralmente empregados introduzem sempre um aumento da média das tensões normais aplicadas, conforme se depreende do gráfico de Mohr. A seguir, observa-se que o cisalhamento sempre propicia as tendências de rearranjo dos grãos no sentido de minimizar os volumes de vazios. Esse fenômeno que foi muito simplesmente constatado nas areias, só pode ser confirmado nas argilas

em situações extremas, como por exemplo a criação de planos de espelho (slickenside) em argilas médias e rijas; infere-se, porém, que circunstâncias semelhantes existam em grau mais atenuado nos casos normais de cisalhamento em qualquer solo. Por fim, no caso das argilas indeformadas, não resta dúvida que a deformação cisalhante provoca um amolgamento parcial; conforme se depreende do comportamento das argilas no adensamento, o amolgamento se reflete numa destruição parcial do equilíbrio atingido no adensamento e portanto sempre acarreta o reinício da compressão mesmo sem qualquer aumento das tensões aplicadas.

II.1. Ensaio drenado (lento): argilas amolgadas e normalmente adensadas.

Se os ensaios forem procedidos com as necessárias precauções (\*) para garantir a dissipação quase total das pressões neutras oriundas do próprio cisalhamento, de tal forma que as pressões normais que atuam nos diversos planos no momento da rutura sejam

---

(\*) Cumpre facilitar ao máximo a drenagem do corpo de prova, e, outrossim, realizar o ensaio com a necessária lentidão em função do coeficiente de adensamento e das distâncias de percolação de cada ensaio (28). O ensaio de cisalhamento direto apresenta vantagens nítidas sobre o de compressão triaxial pela rapidez comparativa de drenagem. No ensaio triaxial tem-se recorrido ao emprêgo de tiras verticais de papel de filtro interpostas entre o corpo de prova e a membrana para acelerar o adensamento cerca de dez vezes mediante a contribuição da drenagem radial. A duração normal dos ensaios "lentos" é superior a dois dias.

pressões efetivas, observa-se que os resultados respectivos quando levados ao gráfico de Mohr fornecem uma envoltória linear passando pela origem das coordenadas. Essa observação é válida apenas quando se trata de argilas normalmente adensadas, isto é, quando se estipulam ensaios sob pressões superiores a qualquer pressão de preadensamento. Nessas circunstâncias a argila aparenta um comportamento perfeitamente semelhante ao das areias; e inclusive, note-se de passagem, que o grosso da pesquisa até hoje procedida sobre o assunto fez uso da argila azul de Boston, com a qual foi constatado um ângulo de  $30^\circ$  para a inclinação dessa envoltória.

Permanece portanto a equação  $\tau = \bar{\sigma} \tan \phi$  como a expressão fundamental da resistência ao cisalhamento das argilas. O ângulo  $\phi$  é denominado ângulo de atrito interno da argila.

## II.2. Ensaio adensado-rápido: argilas saturadas, amolgadas e normalmente adensadas

Um ensaio muito mais comum do que o anterior compreende adensar o corpo de prova sob uma pressão inicial, e a seguir rompê-lo sem mais variação de volume: nessas condições surge uma pressão neutra na água intersticial durante o cisalhamento, conforme foi esclarecido acima. Admite-se que essa condição de ruptura a volume constante denominada "rápida" represente muito mais apropriadamente as circunstâncias, comuns na natureza, em que as solicitações e deformações consequentes, se produzem muito rapidamente em comparação com o tempo necessário para a dissipação da pressão neutra criada pelo próprio cisalhamento. Outrossim, esse tipo de ensaio apresenta vantagens práticas indiscutíveis em comparação com o ensaio drenado que é excessivamente demorado para se prestar à rotina dos laboratórios de aplicação.

Se executarmos uma série de ensaios rápidos de cisalhamento direto (\*) sôbre corpos de prova idênticos de argila amolgada saturada, adensados sob pressões diferentes, observamos que as resistências respectivas são proporcionais à pressão de adensamento. Assim, se êsses resultados de  $(\tau, \sigma_{ad})$  forem plotados em gráfico de Mohr, obtemos a envoltória aparente  $\tau = \sigma_{ad} \tan \phi_a$  em que  $\phi_a$  é chamado o ângulo de atrito aparente. (fig. 23)

Esse ângulo de atrito aparente, que define a resistência ao cisalhamento do solo argiloso em função da pressão de adensamento, é menor do que o ângulo de atrito interno, conforme se prova facilmente por referência à fig. 23, desde que seja admitido o aparecimento da pressão neutra durante o cisalhamento a volume constante. No instante da rutura, a pressão efetiva normal ao plano de rutura será  $\sigma_{ad} - u$ , sendo  $u$  o valor da pressão neutra nesse instante; assim teríamos, em primeiro grau de aproximação (\*\*),

(\*) Cumpre observar que o ensaio de cisalhamento direto não é adequado para a realização dos ensaios não-drenados, porquanto os caminhos de percolação são extremamente curtos nos seus corpos de prova, e os meios de controlar a drenagem, visivelmente precários.

(\*\*) Casagrande-Wilson (17) indicam ter comprovado que não é válido equacionar a resistência do ensaio adensado-rápido ao produto da pressão efetiva  $(\sigma_{ad} - u)$  e da tangente do ângulo de atrito interno, porque o fato da pressão efetiva final ser inferior à inicial (de adensamento), corresponde à introdução de um ligeiro efeito de preadensamento (ver item II.3). Embora essa conclusão pareça lógica, não temos certeza que ela tenha sido realmente comprovada, porquanto a despeito de terem os autores ensaiado no estado indeformado duas argilas

a igualdade  $\lambda = (\sigma_{ad} - u) \operatorname{tg} \phi = \sigma_{ad} \operatorname{tg} \phi_a$ , que requer que  $\phi_a$  seja menor do que  $\phi$ . Observamos de passagem que, muito freqüentemente, tem sido constatado um  $\phi_a \approx 0,5 \phi$ .

Por sua vez, se forem procedidos ensaios de compressão triaxial para a obtenção da envoltória aparente  $\lambda = \sigma_{ad} \operatorname{tg} \phi_a$ , depara-se com uma pequena dificuldade, pelo fato que a resistência ao cisalhamento não é fornecida diretamente no ensaio triaxial. Observa-se, pelo círculo de Mohr, que  $\lambda = 0,5(\sigma_1 - \sigma_3)_r \cos \phi$ , sendo  $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$  o diâmetro desse círculo na rutura (\*) e  $\phi$  o ângulo de atrito interno: assim, se o ângulo  $\phi$  puder ser avaliado ou determinado separadamente, compete determinar a envoltória aparente, plotando em relação a cada valor de  $\sigma_{ad}$ , o respectivo valor de  $\lambda$  calculado.

Cumprе observar que tem sido muito comum, na prática da maioria dos laboratórios de aplicação, desvirtuar a envoltória aparente, somando indiscriminadamente o círculo de Mohr de pressões totais, à pressão efetiva inicial ( $\sigma_{ad}$ ). A envoltória que resulta será, naturalmente, reta também, no caso em aprêço (argila saturada normalmente adensada), e será automaticamente mais pes-

---

de alta sensibilidade, não fizeram menção de haverem especialmente considerado as pequenas diferenças que, provavelmente, terão existido nas curvas tensão-deformação dos diferentes ensaios, bem como nos respectivos critérios de rutura.

- (\*) Observe-se que no ensaio adensado-rápido comum, somos obrigados a aceitar como instante de rutura o ponto em que ocorre  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  por não termos conhecimento das pressões efetivas, necessárias para fixar a rutura pelo critério de  $(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3)_{\max}$ . O diâmetro do círculo de Mohr de pressões totais  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  e de pressões efetivas  $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$  é a todo

simista do que a envoltória aparente (Fig. 24). Tem sido praxe traçar essa envoltória mista tangente aos círculos de Mohr; os pontos de tangência não possuem qualquer significado teórico, nem o possuem, por seu lado, o próprio gráfico de Mohr e a envoltória respectiva. Por outro lado, porém, a idéia de se unir os pontos de cada círculo que definem as tensões no plano de ruturas respectivo (plano  $\theta$ ), também é desprovida de qualquer sentido, simplesmente porque a própria concepção deste gráfico de Mohr é teoricamente falha: outrossim, se e quando fôsse admitida a aplicabilidade prática (ver item III.1) deste gráfico de Mohr, dificilmente se justificaria o conceito da envoltória secante em vez da envoltória que, segundo o princípio genérico da delimitação dos estados de tensão alcançáveis, torna implícita a tangência, em todo e qualquer caso. Situamos na fig. 24, para a comparação devida, as várias alternativas de envoltórias mencionadas.

Taylor (69) explica a diferença entre o ensaio adensado-rápido e o ensaio lento, por meio de um gráfico que reproduzimos na fig. 25. Esse gráfico é elaborado a partir de observações experimentais, algumas tão repetidamente comprovadas, que atualmente constituem elementos básicos da própria teoria do comportamento de solos argilosos: a primeira é da linearidade da variação do in

---

instante idêntico; todavia, normalmente o valor  $(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3)_{\max}$  não ocorre no mesmo instante (i.e. com a mesma deformação) que  $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)_{\max}$ .

dice de vazios  $\mathcal{E}$  em função do logaritmo da pressão de adensamento  $\sigma_{ad}$  (\*) no trecho normalmente adensado; a segunda é do paralelismo da reta  $\mathcal{E} - \log \Delta$  com a reta  $\mathcal{E} - \log \sigma_{ad}$ ; e a terceira é da constância da relação  $\bar{\sigma}_{1r} / \sigma_{ad}$  (\*\*) numa dada argila ( $\bar{\sigma}_{1r}$  é a pressão efetiva  $\bar{\sigma}_1$  no instante da rutura: só pode ser determinada em ensaios com medidas de pressão neutra, ... (ver ítem II.8). Usando êsses conhecimentos e as equações

$$\Delta = \bar{\sigma}_{1r} \operatorname{tg} \phi = \bar{\sigma}_{3r} \operatorname{tg} \phi (1 + \operatorname{sen} \phi) = \bar{\sigma}_{1r} \operatorname{tg} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi) = (\bar{\sigma}_{1r} - \bar{\sigma}_{3r}) 0,5 \operatorname{cos} \phi$$

obtidas através do círculo de Mohr (fig.3), situamos na fig. 25 tôdas as retas assinaladas.

Nessa figura observa-se que u'a amostra inicialmente adensada ao ponto A terá uma resistênciã em ensaio a volume constante ( $\mathcal{E} =$  constante) dada pelo ponto B; uma resistênciã no ensaio lento de cisalhamento direto ( $\bar{\sigma}_r$  é mantida constante) dada pelo ponto C; e uma resistênciã no ensaio lento de compressão triaxial ( $\bar{\sigma}_3$  é mantida constante) dada pelo ponto D. O valor da pressão neutra no instante da rutura será indicado pela distância que separa no gráfico de Mohr o círculo das tensões efetivas do círculo de tensões mistas, que tangencia a envoltória mista.

(\*) Fazemos notar que, segundo Habib, ("Evaluation des contraintes transversales pendant la consolidation", Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Switzerland 1953, Vol. I, p. 32) a curva  $\mathcal{E} - \log \sigma_{ad}$  do adensamento lateralmente confinado pode ser considerada idêntica à do adensamento triaxial.

(\*\*) As designações referidas por meio de subscritos correspondem, a primeira, ao plano em que atua a tensão normal e, a segunda, ao instante considerado: ex.  $\bar{\sigma}_{1r}$  = pressão efetiva no pla

O emprêgo dêsse gráfico para a interpretação dos fenômenos do cisalhamento a volume constante representa decididamente uma simplificação admissível apenas em primeiro grau de aproximação. Admite-se que a envoltória verdadeira pode ser obtida quer por meio de ensaios lentos quer através de ensaios adensados-rápidos com medida da pressão neutra: desprezam-se os efeitos da perda de estrutura devido ao amolgamento que o próprio cisalhamento automaticamente introduz; despreza-se simultaneamente o eventual efeito do préadensamento no ensaio adensado-rápido, conforme acima citado, bem como as diferenças dos critérios de rutura usados nos dois tipos de ensaio.

### II.3. Efeito do préadensamento

Se procedermos um ensaio lento, de cisalhamento direto ou de compressão triaxial, sobre u'a amostra de argila préadensada (i. e. que havia anteriormente sido adensada sob uma pressão superior à pressão de ensaio), observamos que a resistência ao cisalhamento é sensivelmente maior do que a da envoltória  $\tau = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi$  da argila normalmente adensada (fig. 26). Esse aumento de resistência no trecho do préadensamento, que é responsável pela introdução do parâmetro da coesão  $c$  nas envoltórias Mohr-Coulomb dos solos argilosos, deve-se à histerese sempre observada no fenômeno de compressibilidade volumétrica das argilas. Assim, sempre,

---

no de rutura, no instante da rutura.

Em muitas das argilas ensaiadas o valor de  $\bar{\sigma}_{1c} / \sigma_{ad}$  observado fica próximo da unidade: o gráfico traçado corresponde a um valor de 1,2.

constatamos, salvo eventuais casos raros (\*), que uma argila pré adensada possui índice de vazios inferior ao da mesma argila normalmente adensada. Qualquer que sejam as tendências de variação do volume provenientes do próprio cisalhamento, uma argila préadensada cujo cisalhamento é iniciado sob a pressão  $\sigma$  (no ponto E ou F da fig. 25), nunca alcançará um índice de vazios  $\epsilon$  tão elevado quanto o respectivo  $\epsilon$  ao qual é levada a mesma argila quando submetida ao mesmo gênero de solicitações partindo do estado normalmente adensado sob a mesma pressão  $\sigma$  (ponto A). Em alguns casos, quando a pressão de adensamento ou inchamento é muito inferior à de préadensamento, a argila pode expandir durante o cisalhamento: êsse comportamento seria análogo ao de uma areia compacta cisalhada sob baixa pressão normal (\*\*). Na maioria das vezes, porém, particularmente nas argilas indeformadas com certa sensibilidade, o cisalhamento gera novas compressões a despeito do préadensamento.

---

(\*) Os casos raros a que aludimos não têm sido constatados, mas podem ser imaginados, se a argila fôr puramente coloidal e altamente hidrofílica (ex.: bentonita-sódio coloidal). Nesses casos o inchamento poderá restituir a argila ao índice de vazios do estado normalmente adensado: devemos lembrar que como o inchamento parece se processar linearmente com o logaritmo do tempo, é necessário ter em conta a parcela de inchamento não completado num tempo finito de ensaio.

(\*\*) Observe-se, porém, que como nas argilas as tendências de compressão são geralmente predominantes, o inchamento só começa a ocorrer com pressões de adensamento inferiores a cerca de 8% da de préadensamento (Dados de ensaios sôbre argila azul de Boston no estado indeformado).

Quer num quer noutro caso, a argila préadensada sempre alcança o estado de rutura em ensaio lento com um índice de vazios inferior ao da argila normalmente adensada e cisalhada: essa redução de  $\epsilon$  ou aumento de densidade acarreta o respectivo aumento de  $\lambda$  (\*).

O efeito do préadensamento se faz sentir de mesma forma e inclusive com intensidade relativamente maior, no caso da envoltória dos ensaios adensados-rápidos (fig. 26). Se admitirmos que sob pressões de adensamento da ordem de um décimo da de préadensamento ( $a = 0,1b$  na fig. 26) a argila não tem tendência de variar de volume durante o cisalhamento, resulta automaticamente que sob essa pressão de ensaio não se registrarão pressões neutras no ensaio rápido, e os dois tipos de ensaio darão a mesma resistência. Sob pressões de adensamento inferiores a um décimo da de préadensamento, a tendência de inchar criará pressões neutras negativas no corpo de prova submetido ao ensaio adensado-rápido, de forma que a resistência nesse ensaio poderá resultar um tanto maior do que a do ensaio lento respectivo.

---

(\*) Adiante veremos (item II.9), que a resistência de uma argila pode ser decomposta em três fatores intínsecos: um, de coesão intrínseca função exclusivamente do índice de vazios; o segundo, de atrito intrínseco, proporcional à pressão efetiva no plano e instante de rutura, que será igual nas duas amostras comparadas; e o terceiro, de trabalho dispendido nas variações volumétricas, que é desprezível no instante de rutura. Portanto a argila com  $\epsilon$  inferior terá uma coesão intrínseca maior, e automaticamente uma resistência  $\lambda$  maior.

As perguntas e controvérsias em torno do efeito do préadensamento dirigem-se geralmente à fixação dos limites superior e inferior do trecho em que se faz sentir. São discussões de caráter acadêmico em torno de quantidades de pequena ordem de grandeza. Todavia, podemos opinar no assunto com certa segurança em face dos inúmeros ensaios que possuímos fornecendo indicações in sofismavelmente consistentes.

Primeiro, no trecho superior, observamos que o efeito do préadensamento se faz sentir até pressões ligeiramente superiores ( $\approx 10\%$ ) à de préadensamento. Por exemplo, uma argila préadensada sob a pressão de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , inchada sob qualquer pressão inferior, e posteriormente ensaiada após re-adensamento sob a mesma pressão de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , indicará uma resistência ligeiramente superior à da envoltória normalmente adensada; esse efeito só desaparece com pressões de ensaio superiores a  $5,5 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente. A influência é particularmente pronunciada em função do efeito da compressão secundária e, portanto, do tempo de atuação da pressão de préadensamento (\*). Outros efeitos coloidais de tixotropia poderão também interferir, mas é difícil destrinchá-los da influência da compressão secundária.

Segundo, no trecho inferior, observamos que argilas submetidas ao inchamento sob pressão nula (terrão imerso em água) tendem a perder toda a sua resistência, dado o tempo suficiente. As argilas coloidais altamente hidrofílicas absorvem água até perderem toda a sua resistência de coesão (excluídos os efeitos secundários de tixotropia); as demais argilas geralmente possuem suficiente matéria inerte de granulometria dos siltes, para desagregarem completamente como um siltito.

---

(\*) Amostras de argila azul de Boston cujo adensamento em ci-

## II.4. Resistência à compressão simples

Temos constatado que as argilas préadensadas possuem uma parcela de resistência responsável pela coesão da envoltória Mohr-Coulomb. Concluimos pois que tais argilas apresentarão uma certa resistência mesmo quando não estiverem submetidas a pressão externa. A primeira evidência deste fato é que um corpo de prova cilíndrico (altura  $\approx 2,5$  x diâmetro) da argila préadensada permanece de pé resistindo aos esforços do peso próprio sem apoio de uma pressão lateral de confinamento. Em termos quantitativos, outrossim, o fato se evidencia da resistência à compressão simples que é a pressão axial com que um tal corpo de prova precisa ser carregado para romper.

O ensaio de compressão simples corresponde assim a um ensaio triaxial rápido procedido com pressão de confinamento atmosférica ( $\sigma_3 = 0$ ); naturalmente dispensa-se a membrana de borracha e a câmara triaxial (fig. 27). Como a pressão externa é nula, o círculo de Mohr de pressões totais nesse caso parte da origem das coordenadas (fig. 27), e o seu diâmetro é dado pela pressão axial máxima  $(\sigma_1)_{\max}$  na curva tensão-deformação. Essa pressão máxima é chamada a resistência à compressão simples  $R_c$ .

Qualquer que seja a inclinação, inevitavelmente branda, da envoltória da argila em aprêço, verificamos que o valor da coesão, obtida como a ordenada dessa envoltória no eixo das tensões cisa

---

salhamento direto terminava em menos de uma hora deram resistências da ordem de 20% maiores quando adensadas durante 24 horas do que quando adensadas durante uma hora.

lhantes, oscilará entre 40 e 50% do valor de  $R_c$ . Assim tem sido muito comum considerar-se que a coesão de uma argila é aproximadamente  $0,5 R_c$ .

Adiante consideraremos mais pormenorizadamente a aplicação prática e interpretação desse ensaio que, por motivo de sua extrema simplicidade, é muitíssimo usado.

## II. 5. Ensaio rápido

Se a uma argila saturada aplicarmos pressões externas sem permitirmos qualquer drenagem da água intersticial e conseqüente variação do volume de vazios, sabemos que toda a pressão aplicada é absorvida na forma de uma pressão neutra de magnitude idêntica. Desta forma, não tendo permitido qualquer aumento de pressão efetiva no corpo de prova, obteremos no cisalhamento exatamente a mesma resistência, qualquer que seja a pressão externa aplicada. Esse tipo de ensaio só é viável no aparelho triaxial; podemos afirmar, pois, que o diâmetro do círculo de Mohr (resistência à compressão triaxial) que é função do índice de vazios e da pressão efetiva no plano de ruptura permanece constante.

Se traçarmos os círculos de Mohr de pressões mixtas (\*) obteremos inevitavelmente uma envoltória horizontal "puramente coesiva";  $\phi = 0$ ,  $b = c$  (fig. 28). O valor da coesão  $c$  dessa envoltória depende do índice de vazios alcançado previamente pela argila e corresponde teoricamente (\*\*) à metade da resistência à com

---

(\*) A pressão aplicada é uma pressão total, mas uma certa pressão efetiva existe de antemão em função do préadensamento, ou seja, necessariamente responsável em parte pela resistência medida.

(\*\*) Devemos notar, porém, que em muitas argilas siltosas e pouco

pressão simples respectiva.

Se a argila não fôr saturada, porém, a aplicação de pressões externas introduz inevitavelmente um certo aumento da pressão efetiva sem qualquer drenagem do corpo de prova. O fluido intersticial não sendo incompressível, haverá uma redução do índice de vazios da amostra enquanto o volume de ar ou gás sofre diminuição por compressão segundo a lei de Boyle e por dissolução segundo a lei de Henry: essa redução do índice de vazios corresponde a um aumento de pressão efetiva. Assim resulta um acréscimo da resistência, com a conseqüente inclinação da envoltória rápida (fig. 28). Devemos observar que à medida que a pressão externa vai sendo aumentada, o solo pode chegar a alcançar o estado de saturação, após o que, a envoltória rápida passa a ser horizontal.

## II. 6. Curvas tensão-deformação; Estrutura; Sensibilidade

As curvas tensão-deformação do ensaio adensado-rápido, rápido,

---

arenosas adensadas sob pressões da ordem de 1 a 2 kg/cm<sup>2</sup> a resistência à compressão simples sofre uma pequena queda (10 - 15%) em comparação com a resistência dos ensaios triaxiais rápidos da mesma família. Essa perda é geralmente atribuída aos efeitos da cavitação produzidos pela pressão neutra negativa, permitindo um pequeno aumento do índice de vazios, sem absorção de água, mas pela criação de pequenas bôlhas de vapor d'água e de ar extraído de solução. No caso de argilas adensadas sob pressões muito mais elevadas, a diferença entre o ensaio de compressão simples e o ensaio triaxial rápido sob pressão confinante igual à de adensamento poderá ser um tanto mais pronunciada.

ou de compressão simples só podem ser traçadas em função da tensão ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), e assim o critério de rutura pelo qual são interpretadas é o de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ . Essas curvas são perfeitamente características dependendo do estado de amolgamento da argila: amostras indeformadas de boa qualidade dão uma curva que passa por um máximo com cerca de 2% de deformação específica; amostras da mesma argila após amolgada não só apresentam uma perda apreciável da resistência, medida pela Sensibilidade, mas também alcançam o valor respectivo de tensão máxima com deformações da ordem de 15 a 20% (fig. 29). Essa constatação tem sido para nós tão consistente (\*) que temos com muito sucesso usado o gráfico adimensional, traçado em função de  $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  ou  $\tau / \tau_{\max}$  como método não-destrutivo para investigar o estado de indeformação das amostras.

Quanto aos ensaios lentos, tem sido geralmente indicado (ex. Taylor, 69) que as respectivas curvas tensão-deformação das argilas indeformadas e amolgadas continuam a manter os mesmos termos de comparação entre si como nos ensaios rápidos acima citados. Julgamos importante assinalar que em nossos ensaios que abrange-

---

(\*) Excluimos dessas considerações as argilas um tanto arenosas e as muito recentes e moles com as quais não temos observado o comportamento tensão-deformação considerado característico das argilas indeformadas: à falta de outra comprovação independente somos levados a supor que nesses casos as amostras extraídas com todos os melhores cuidados normalmente exercidos não cheguem a representar o estado adequadamente indeformado.

ram argilas indeformadas de sensibilidade entre 3 e 10 (argila azul de Boston, argila de Santos, e argila amarela plástica de São Paulo) nunca tivemos ocasião de observar em ensaios lentos curvas tensão-deformação semelhantes à curva I da fig. 29. Ao contrário, as curvas dos ensaios lentos se assemelham de uma forma absolutamente notável às da amostra amolgada, em ensaio rápido. Extremamente interessante reputamos também a observação de que o adensamento atribuído à argila amolgada um pequeno efeito de estrutura evidenciado não só através da diferença de resistência entre o ensaio adensado-rápido e o ensaio posterior sobre a mesma argila re-amolgada, mas também através da curva tensão-deformação que se situa intermediária entre a da amostra indeformada e a da amostra amolgada. Apresentamos na fig. 30 os resultados de uma pesquisa realizada sobre amostras indeformadas de argila de Santos com a finalidade de comprovar essas observações que de uma forma menos sistemática havíamos colhido de diversos ensaios de rotina.

## II.7. Efeitos da velocidade de cisalhamento

Foi estudado em diversas argilas o efeito da velocidade de cisalhamento sobre a resistência medida em ensaios de um mesmo tipo, compressão simples ou adensados-rápidos (69,11). Em todas as argilas ensaiadas observou-se um aumento nítido da resistência com a velocidade de ensaio (fig.31).

## II.8. Ensaio com medida da pressão neutra.

O melhor ensaio atualmente disponível para a investigação da resistência ao cisalhamento dos solos argilosos em toda a sua complexidade é o ensaio em que o cisalhamento se processa rapidamente e a pressão neutra originada na água intersticial é conti-

nuamente medida. Esse ensaio em geral é procedido como ensaio adensado-rápido; nas argilas saturadas, particularmente, o adensamento se faz necessário para que exista no início do ensaio uma certa pressão efetiva (isto é, a pressão neutra seja inferior à pressão da câmara). O ensaio tem a vantagem de representar, aparentemente a realidade do cisalhamento a volume constante da natureza, fornecendo simultaneamente os meios de interpretá-la em função das leis intrínsecas do cisalhamento que estão ligadas às pressões efetivas. É um ensaio relativamente difícil e caro de montar e realizar, porém obvia a morosidade do ensaio lento.

O princípio em que se baseia a medida da pressão neutra compreende meramente o estabelecimento de uma via de eventual drenagem da água intersticial cuja pressão se pretende medir: na extremidade externa dessa via perfeitamente estanque, rígida e saturada de água deareada, a drenagem do corpo de prova ou a injeção d'água para o mesmo é evitada pela manutenção da coluna d'água numa posição absolutamente constante, mediante a aplicação de uma pressão de ar comprimido conforme necessário (Fig. 32). Assim a coluna d'água incompressível contida no dreno hipotético serve apenas de meio transmissor (a volume constante) da pressão intersticial para um ponto externo; resulta pois que a pressão de ar aplicada para contrabalançar as tendências de variação de volume serve de medida da pressão neutra respectiva (\*). Em alguns

---

(\*) Estão sendo usadas também em alguns laboratórios células de tipo especial, Goldbeck, Carlson, Mayhak etc.

laboratórios uma agulha porosa tem sido inserida no meio do corpo de prova; em outros, o equipamento de medida da pressão é ligado diretamente às pedras porosas do tampo e da base do provete; isto é, às vias normais de drenagem do corpo de prova durante o adensamento. Adiante discutiremos o mérito dos processos respectivos.

O ensaio de compressão triaxial é procedido segundo a rotina já descrita, apenas acrescentando-se as medidas da pressão neutra. Apresentamos na fig. 32 os gráficos das observações experimentais e dos respectivos parâmetros calculados que decorrem de um tal ensaio: no caso trata-se de u'a amostra indeformada de argila azul de Boston, normalmente adensada. O gráfico *a* marca o desenvolvimento de várias tensões com a deformação axial. A tensão  $\tau_{\alpha}$  corresponde à tensão cisalhante no plano de máxima obliquidade instantânea, enquanto que  $\bar{\sigma}_{\pi}$  é a tensão normal no plano respectivo. No gráfico *b* estão representadas as relações

$\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ ,  $\lambda/\bar{\sigma}_1$  e  $\lambda/\bar{\sigma}_3$  em função da deformação axial: cumpre frisar apenas que de acôrdo com Taylor (70) a resistência ao cisalhamento tem de ser definida a cada instante como o valor máximo de  $\tau_{\alpha}$  capaz de ser desenvolvido com o aumento ulterior da deformação; portanto, na curva tensão-deformação verifica-se que depois de passado o valor máximo de  $\tau_{\alpha}$ , os valores de  $\lambda$  e de  $\tau_{\alpha}$  são a cada instante idênticos. No gráfico *c* registra-se a variação das relações  $\lambda/\bar{\sigma}_1$  e  $\lambda/\bar{\sigma}_3$  com a relação  $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ . Por fim no gráfico *d* traça-se o desenvolvimento das tensões ( $\tau_{\alpha}$ ,  $\bar{\sigma}_{\pi}$ ) no plano de obliquidade máxima instantânea, até alcançar a obliquidade máxima do ensaio.

Dispensando considerar a insofismável utilidade que tem êsse ensaio quer no campo da investigação teórica, quer no da compreensão adequada dos problemas de sobrepressões neutras e de resis -

tência ao cisalhamento em tórno de análises práticas da engenharia das fundações e das obras de terra, concluimos que Taylor foi a única pessoa que chegou a propor o método de aplicação dos seus resultados à rotina das análises da estabilidade (\*), pretendendo por meio de um ou dois ensaios generalizar a interpretação da resistência em função da pressão de adensamento (69,70). Taylor admitiu, a priori, que as curvas de comportamento determinadas (fig. 32) para um corpo de prova adensado sob  $\sigma_1 = \sigma_3$  constituem uma definição completa e única do comportamento do solo quando rompido à compressão triaxial. Assim, um corpo de prova idêntico que fôsse submetido à compressão a volume constante partindo de qualquer estado  $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$  intermediário entre a unidade e o valor da rutura, teria seu comportamento definido pelo restante das curvas acima mencionadas. Por exemplo, referindo-nos aos dados da fig. 32, assinalamos que segundo Taylor um corpo de prova que iniciasse a compressão triaxial a partir das tensões  $\bar{\sigma}_1$  e  $\bar{\sigma}_3$  representativas do ponto A desenvolveria as curvas de comportamento (tensão-deformação etc.) conforme desenhadas para a direita desse ponto, isto é, ao longo dos trechos ABCD das curvas respectivas. Um outro corpo de prova idêntico partindo do ponto B teria o comportamento definido pelos trechos BCD das curvas respectivas: e assim por diante. Ora, completando o raciocínio, Taylor admitiu que uma das formas de atribuir ao corpo de prova as condições iniciais  $\bar{\sigma}_1$  e  $\bar{\sigma}_3$  correspondentes aos pontos A, B, etc. é de adensá-los sob as pressões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  respectivas. Chegou pois à conclusão de que a partir de um só ensaio adensado-rápido

---

(\*) Mais recentemente Skempton (63) estudando o desenvolvimento de pressões neutras em solos argilosos insaturados propôs o emprêgo de coeficientes muito simples para a estimativa da pressão neutra em barragens de terra.

com medida de  $u$  poderia ser definida a resistência do solo quando adensado sob qualquer estado de tensões ( $\sigma_1, \sigma_3$ ).

Prosseguindo à parte da aplicação prática dos resultados desses ensaios, constatamos primeiro que ao se analisar a estabilidade de um maciço de argila normalmente adensada o valor da pressão vertical à profundidade  $Z$  é conhecido ( $\sigma_v = \gamma Z \cos i$ ; fig. 33) admitindo-se o talude infinito. Todavia, o estado de tensões naturais, sob as quais poder-se-ia admitir que a argila esteja inicialmente adensada, não é conhecido: podemos apenas concluir que as pressões nos planos verticais são inferiores às pressões de peso de terra - isto é, o círculo de Mohr das pressões de adensamento é qualquer círculo compreendido entre os do estado em repouso e do estado ativo. Inevitavelmente, pois, a relação  $\sigma_1 / \sigma_3$  de adensamento inicial será superior à unidade.

Ora, Taylor admitiu que num elemento de solo adensado sob um estado duplo de tensões a pressão que domina o adensamento é a pressão  $\sigma_1$ : portanto, resolveu exprimir a resistência em função de  $\bar{\sigma}_1$ . E assim chegou à conclusão alarmante de que a determinação da relação  $\lambda / \bar{\sigma}_1$ , feita através do ensaio adensado rápido comum (adensado sob  $\sigma_1 = \sigma_3$ ) pode ser demasiadamente otimista (\*) (ver fig. 32c). Por fim, recomendou que como a relação  $\sigma_1 / \sigma_3$  de adensamento natural é difícil de avaliar, seja adotado na prática o valor mínimo de  $\lambda / \bar{\sigma}_1$  registrado na curva  $\lambda / \bar{\sigma}_1$  em função de  $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$ .

---

(\*) Observamos que nesse caso a relação  $\lambda / \bar{\sigma}_1$  corresponde ao valor  $\text{tg } \phi_a$

## II.9. Critério e teorias de comportamento intrínseco

As bases do estudo do comportamento intrínseco das argilas no cisalhamento foram lançadas por Hvorslev que reconheceu dever subdividir a resistência em duas parcelas, uma correspondente à coesão intrínseca  $c_e$ , que demonstrou depender apenas do teor de umidade (\*), e a outra correspondente ao atrito intrínseco  $\bar{\sigma}_{\kappa\kappa} \text{tg } \phi_e$  que demonstrou ser aproximadamente proporcional a  $\bar{\sigma}_{\kappa\kappa}$ . Para determinar essas componentes intrínsecas da resistência Terzaghi propôs a construção gráfica da fig. 34 (apud Gibson, 27) utilizando simultaneamente dois gráficos obtidos a partir de uma série de ensaios lentos sobre corpos de prova normalmente adensados e preadensados: o gráfico superior indica o teor de umidade alcançado no plano e no instante da rutura sob várias pressões (é um gráfico muito semelhante ao do ensaio de adensamento); e o gráfico inferior apresenta as envoltórias de resistência. A construção baseia-se no fato que devido à histerese dos dois gráficos, sempre se encontram dois pontos com um mesmo teor de umidade final e com pressões efetivas normais diferentes.

Gibson (27) reconheceu porém que a equação de Hvorslev é incompleta porque não teve em conta a energia dispendida em provocar variações de volume (ver item I.17). Retificou portanto a fórmula para a forma  $s = c_{\kappa} + \bar{\sigma}_{\kappa\kappa} \text{tg } \phi_{\kappa} + \bar{\sigma}_{\kappa\kappa} q$  em que  $q$  mede a velocidade de variação da altura (em cisalhamento direto) com a deformação no instante da rutura. Assim no ensaio a volume constante, define-se o atrito intrínseco como a velocidade de aumento da resistência com a tensão efetiva normal sob teor de umidade constante  $\text{tg } \phi_{\kappa} = (\partial s / \partial \bar{\sigma}_{\kappa\kappa})_{h_{\kappa}}$  e a coesão intrínseca como o outro di

(\*) As argilas estudadas eram saturadas.

diferencial parcial  $c_{\pi} = \left( \frac{\partial \Delta}{\partial h_{\pi}} \right)_{\bar{\sigma}_{\pi\pi}}$ .

Essa correção da equação de Hvorslev, perfeitamente clara em termos teóricos, provavelmente não se fez sentir necessária em função dos dados experimentais respectivos há mais tempo porque, em geral, as variações de volume do corpo de prova no instante da rutura em ensaio lento são muito pequenas.

Para comprovação dessa teoria retificada do comportamento intrínseco, Gibson procedeu séries de ensaios drenados de cisalhamento direto a cujos resultados de resistência  $\Delta$  aplicou a correção  $\bar{\sigma}_{\pi\pi} q$  da energia dispendida (\*) na variação de volume, aplicando a seguir a construção de Terzaghi à resistência

$\Delta - \bar{\sigma}_{\pi\pi} q$  para determinar as componentes  $c_{\pi}$  e  $\phi_{\pi}$ . Assinala-se com interesse os resultados a que chegou, aparentemente (\*\*), comprovando que o ângulo de atrito intrínseco de uma argila  $\phi_{\pi}$  diminui com o teor de umidade (Fig. 35).

(\*) Em geral a argila comprime em cisalhamento drenado, portanto a variação de volume gera energia em vez de dispendê-la; isto é, o valor de  $\Delta$  observado será inferior ao real  $\Delta - \bar{\sigma}_{\pi\pi} q$ . Outrossim, observa-se automaticamente que a tendência de diminuição de volume no corpo de prova normalmente adensado (ponto B na fig. 34) é maior do que no corpo de prova préadensado (ponto A, fig. 34); resulta, pois, obrigatoriamente que  $\phi_{\pi} > \phi_e$ .

(\*\*) Infelizmente devemos reconhecer que as observações experimentais em que se baseou o autor para chegar a êsses resultados não possuem um grau de precisão que condiga com as pequenas diferenças que pretendeu destrinçar. Outrossim, na construção gráfica de Terzaghi que utiliza retas traçadas unindo apenas

## II.10 Orientação do plano de rutura ( $\theta$ ) em ensaios a volume constante

Muito se tem escrito demonstrando que, como os ângulos de atrito aparente  $\phi_a$ , misto  $\phi'_a$ , e rápido  $\phi'$  não têm qualquer significado em relação ao comportamento da argila, o qual só pode ser corretamente relacionado às pressões efetivas, o ângulo  $\theta$  que estabelece a orientação do plano de rutura não pode ter relação nenhuma com êsses ângulos. Todos reconhecem também que o ângulo  $\theta$  possui segundo o círculo de Mohr o valor  $\theta = 45^\circ + \phi/2$ . Opiniões divergem porém quanto ao significado e valor do ângulo  $\phi$  a considerar: uns empregam o ângulo de atrito interno  $\phi$  (ex. Taylor, 69), outros consideram o ângulo de atrito intrínseco de Hvorslev  $\phi_e$  (ex. Skempton, 62), e por fim Gibson (27) utiliza o seu ângulo de atrito intrínseco  $\phi_\pi$ .

Em qualquer ensaio adensado-rápido conduzido de forma rotineira em corpo de prova adensado sob a pressão inicial  $p$ ; as pressões efetivas no estado de rutura podem ser expressas como

$\bar{\sigma}_1 = p + \Delta p - u = \sigma_1 - \sigma_3$ , sendo  $\Delta p = \sigma_1 - \sigma_3$  o diâmetro do círculo de Mohr respectivo. As tensões ( $\tau, \bar{\sigma}$ ) que atuam num plano qualquer de inclinação  $\alpha$  são

$$\tau = 0,5(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha \quad e \quad \bar{\sigma} = \bar{\sigma}_1 \cos^2 \alpha + \bar{\sigma}_3 \sin^2 \alpha$$

Admitamos que a rutura se verifique em qualquer plano quando os valores de ( $\tau, \bar{\sigma}$ ) respectivos satisfizerem a equação da envol<sup>ta</sup>tória linear  $\tau = c_1 + \bar{\sigma} \tan \phi_1$ .

dois pontos experimentalmente determinados, haveria interesse em acrescentar mais pontos para o traçado de cada uma das retas, comprovando-se melhor a própria hipótese da linearidade presumida.

Substituindo os valores de  $(\tau, \bar{\sigma})$  obtemos então a rutura no plano  $\alpha$  quando  $\Delta p \cdot \text{sen} \alpha \cos \alpha = c_1 + (\bar{\sigma}_1 \cos^2 \alpha + \bar{\sigma}_3 \text{sen}^2 \alpha) \text{tg} \phi_1$  ou seja  $\Delta p \text{sen} \alpha \cos \alpha = c_1 + (p - u + \Delta p \cos^2 \alpha) \text{tg} \phi_1$

Se num determinado corpo de prova e ensaio pudermos admitir que  $p, u, c_1$  e  $\text{tg} \phi_1$  são constantes que independem da inclinação  $\alpha$  do plano considerado, obtemos as condições de rutura do corpo de prova no plano em que o  $\Delta p$  necessário para satisfazer a equação acima fôr o mínimo. Portanto, quando  $d(\Delta p)/d\alpha = 0$  obteremos  $\alpha = \theta$ .

Temos  $\Delta p (\text{sen} \alpha \cos \alpha - \cos^2 \alpha \text{tg} \phi_1) = c_1 + (p - u) \text{tg} \phi_1$ , e procedendo a diferenciação verificamos, de fato, que para valores de  $0 < \phi < \pi/4$  e  $\pi/4 < \theta < \pi/2$  o valor mínimo de  $\Delta p$  ocorre quando  $\theta = 45^\circ + \phi_1/2$ . (\*)

Examinando o processo matemático utilizado temos que concluir que sempre se comprovará a relação  $\theta = 45^\circ + \phi_1/2$  desde o momento que a envoltória seja linear com inclinação  $\phi_1$ , as pressões sejam efetivas e de carater semelhante tanto no círculo de Mohr como na envoltória, e os valores  $p, u, c_1$  e  $\text{tg} \phi_1$  sejam admitidos constantes dentro do corpo de prova. O valor de  $p$  é uma constante do ensaio. O valor de  $u$  será constante no corpo de prova num dado instante se as condições de solicitação e deformação forem uniformes e se o corpo de prova fôr perfeitamente saturado, não apresentando qualquer atrazo no desenvolvimento das pressões neutras (ver III.6); se não houver uniformidade (\*\*) e/ou saturação perfeita,  $u$  só será constante se o carregamento fôr suficien

(\*) Seguimos de perto uma dedução apresentada por Skempton (62).

(\*\*) Cumpre lembrar que já se estabeleceu que as condições do corpo de prova do ensaio triaxial não são homogêneas a contento

temente lento. Por outro lado,  $c_1$ , de acôrdo com Hvorslev-Gibson será constante se o teor de umidade fôr constante em todo o corpo de prova: isto é, tem que haver uniformidade de condições de sollicitação e deformação, ou grande rapidez de ensaio para evitar as migrações internas da água intersticial. Assim, verifica-se que freqüentemente as condições necessárias para garantir  $u$  e  $c_1$ , constantes são contraditórias. Por fim, quanto ao valor de  $\phi_1$  reconhecemos que haverá probabilidade de satisfazer o requisito de  $\phi_1$  independente de  $\bar{\sigma}$  ao empregar-se  $\phi_1 = \phi_\pi$  (27): julgamos porém que a linearidade das retas de Gibson merece uma comprovação. Finalizando êsses comentários, lembramos que evidentemente para que haja a devida concordância entre as tensões do círculo de Mohr e as da envoltória de Gibson, seria preciso ter em conta no círculo de Mohr a influência do trabalho dispendido em variações de volume; êsse requisito só se preenche adequadamente nos ensaios a volume constante (não-drenados) sôbre corpos de prova perfeitamente saturados.

Gibson (27) procedeu com cuidados especiais vários ensaios de compressão simples para a medida do ângulo  $\theta$  : à base dêsses ensaios parece ter sido comprovado que  $\theta = 45^\circ + \phi_\pi/2$  conforme se verifica nas figs. 35 e 36.

## II.11. Resistência "in situ"

Em grande número de análises de problemas de rutura a investigação laboratorial (\*) da resistência de uma argila tem por fim

---

(\*) Não pretendemos abordar no presente trabalho os ensaios de campo que atualmente se utilizam, freqüentemente com grande preferência, para o mesmo fim.

determinar apenas a resistência de várias amostras indeformadas provenientes de várias profundidades dentro do estrato em estudo, com a intenção de definir a resistência que possuem, em condições naturais, os elementos de solo que constituem esse estrato. Os ensaios geralmente usados para esse fim são três (69): o ensaio triaxial rápido sob pressão confinante equivalente à pressão total do peso de terra, o ensaio triaxial adensado-rápido adensado sob a pressão efetiva do peso de terra, e por fim, o ensaio de compressão simples.

As amostras indeformadas de boa qualidade provavelmente chegam ao laboratório com o teor de umidade médio essencialmente igual ao natural: porém, temos que reconhecer a intromissão de certos efeitos inevitáveis cujas conseqüências são prejudiciais à resistência. Uma pequena perda de estrutura ocorre sempre. Outrossim, a amostra sofre um alívio de tensões devido ao qual a pressão neutra passa de um valor positivo para um valor negativo essencialmente igual à pressão de adensamento: essa mudança geralmente acarreta a extração parcial do ar dissolvido na água intersticial, provocando um aumento do índice de vazios. Poderá existir uma pequena migração da água da periferia (um tanto amolgada e portanto possuindo uma pressão neutra negativa um tanto menor numéricamente) para o núcleo, ajudando assim a diminuir a resistência do núcleo indeformado por meio do aumento do índice de vazios respectivo. Por fim, um elemento de solo ocorrendo naturalmente adensado sob pressões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  não necessariamente iguais, possuirá, depois de amostreado a volume constante, uma pressão efetiva uniforme intermediária (mais próxima da pressão  $\sigma_3$  do que da pressão  $\sigma_1$ , porquanto a compressibilidade é maior do que a expansibilidade).

O ensaio triaxial rápido sob pressão confinante igual à pres-

são total  $\sigma_1$ , possivelmente elimina os efeitos do inchamento do núcleo e da extração do ar dissolvido: não conseguirá porém restituir a resistência perdida pelo amolgamento da amostragem e manuseio. Portanto a resistência medida será provavelmente um pouco inferior à resistência in situ. O ensaio de compressão simples não pode procurar recuperar as parcelas de resistência perdidas: fornece os resultados os mais pessimistas e, em parte para contrabalançar esse fato, por esse motivo tem-se adotado por praxe considerar a resistência (coesão) respectiva como  $0,5 R_c$ . Enfim, o ensaio o mais recomendado é o adensado-rápido, adensado sob a pressão efetiva  $\bar{\sigma}_1$ , que fornece um valor geralmente um pouco superior ao do ensaio rápido, por alcançar, no adensamento, um índice de vazios um pouco inferior ao natural: o aumento de resistência provavelmente compensará a perda devida ao amolgamento parcial (\*).

O ensaio o mais usado para esse fim é o de compressão simples.

Os resultados de uma série de ensaios de compressão simples de amostras extraídas de várias profundidades dentro de um mesmo estrato são freqüentemente expressos na forma de uma relação  $c/p$  em que  $p$  é a pressão efetiva de peso de terra. Têm sido assinalados em argilas normalmente adensadas valores de  $c/p$  entre 0,1 e 0,5 aproximadamente, notando-se nesses dados um aumento dessa relação com o limite de liquidez da argila respectiva (gama de variação  $40\% < LL < 160\%$ ).

---

(\*) Hansen-Gibson (40) frisam que esse ensaio dará resultados maiores do que a resistência in situ, a diferença sendo de magnitude imprevisível. Lembramos que essas conclusões foram alcançadas através de aplicações da teoria  $\lambda$  (Ver item II. 13) em que o efeito do amolgamento não é tido em conta.

## II.12. Influência do tipo de argila

Já se encontram vários estudos dedicados à elucidação das diferenças de comportamento das argilas de acôrdo com a sua atividade (\*). Porém, embora todos êles (\*\*) indiquem que de um modo geral os ângulos de atrito (intrínseco, interno e aparente) das argilas diminuem com o aumento da sua afinidade por água, apenas um ou outro chegou a ser apresentado em têrmos teòricamente satisfatórios em face dos conhecimentos atuais do assunto. Resumimos pois nas figs. 37 e 38 (apud Gibson, 27) os principais resultados a que se tem chegado. Na fig. 37 demonstra-se que a fração da resistência total contribuida pela coesão intrínseca aumenta com a atividade: como o efeito do trabalho de variação de volume é geralmente pequeno chega-se ao corolário de que a contribuição do atrito intrínseco simultâneamente diminui. Na fig. 38 verifica-se que todos os ângulos de atrito diminuem com o aumento do índice de plasticidade.

## II.13. Explicações mecânico-matemáticas do comportamento das argilas no cisalhamento

Não podemos encerrar êsses apontamentos sôbre a resistência ao

$$(*) \text{ Atividade da argila} = \frac{\text{Índice de Plasticidade (I.P.)}}{\% \text{ de partículas-argilas (diam.} < 0,002 \text{ mm)}}$$

(\*\*) Estranhamos que Habib (33) expresse o ponto de vista de que as argilas naturais se separam em duas categorias distintas, uma que dá ângulos de atrito intrínsecos aproximadamente nulos, e a outra possuindo ângulos respectivos da ordem de 30°.

cisalhamento das argilas sem fazer menção de umas iniciativas lançadas no sentido de se explicar o comportamento respectivo através de conceitos mecânicos e da elaboração conseqüente de umas fórmulas matemáticas relativamente simples.

A primeira dessas iniciativas que alcançou certa repercussão (particularmente entre especialistas e laboratórios que não haviam ainda conseguido medir pressões neutras em corpos de prova cisalhados a volume constante) deve-se a Skempton (62) e passou a ser chamada a teoria  $\lambda$ . Admitindo que o módulo de compressão unidimensional e o coeficiente de Poisson respectivo sejam  $E_c$  e  $\mu_c$ , enquanto que o módulo de expansão e o coeficiente de Poisson respectivos da mesma argila sejam  $E_s$  e  $\mu_s$ , então podemos calcular a variação de volume de um corpo de prova devido à variação das pressões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  que decorre do cisalhamento rápido. Por definição, porém, a variação de volume nesse ensaio é nula. Desta forma podemos deduzir o valor da pressão neutra na rutura  $u = (\sigma_1 + 2\lambda\sigma_3) / (1 + 2\lambda)$  em que  $\lambda = C_c / C_s$ , sendo  $C_c =$  compressibilidade volumétrica  $= 3(1 - 2\mu_c) / E_c$  = diminuição de volume devida a um acréscimo unitário de pressão efetiva em todos os sentidos;

$$C_s = \text{expansibilidade volumétrica análoga} = 3(1 - 2\mu_s) / E_s$$

Essa teoria tem apenas o mérito de elucidar semi-quantitativamente alguns dos motivos da criação de pressões neutras no cisalhamento a volume constante. Sua aplicação na prática tem muito pouco interêsse ou sentido, não só pela dificuldade de se definir experimentalmente a compressibilidade e expansibilidade volumétrica da argila no intervalo desejado, como também pela aproximação implícita na dedução por se considerar lineares as relações de tensão-deformação volumétrica. Outrossim, cumpre assina-

lar que essa teoria não pode refletir, nem grosseiramente, as condições numa argila indeformada de certa sensibilidade pois não leva em conta o efeito da perda de estrutura (e conseqüente aumento da compressibilidade) provocada pelo próprio cisalhamento.

Odenstad (55) procurou ampliar e retificar a teoria de Skempton considerando que as deformações do arcabouço sólido não são apenas determinadas em função de  $E_c$ ,  $\mu_c$ ,  $E_s$  e  $\mu_s$  mas são acrescidas de uma parcela inelástica admitida proporcional à soma das deformações no sentido axial e lateral. Não existe comprovação experimental da validade dessa teoria, e somos de opinião que embora essa extensão tenha sido buscada na direção apropriada, as perspectivas de sua aplicação na prática continuam pequenas.

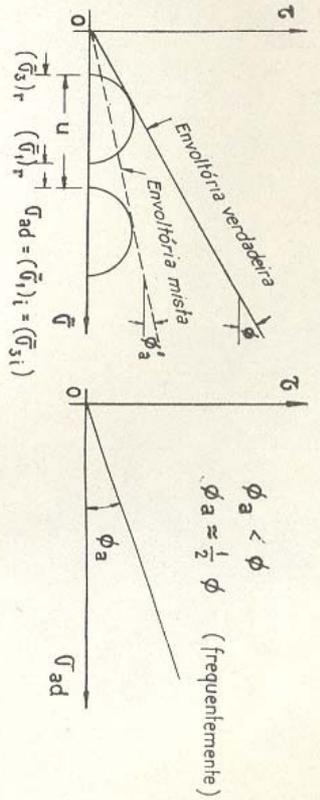


Fig. 23 - ÂNGULOS DE ATRITO INTERNO E APARENTE DAS ARGILAS

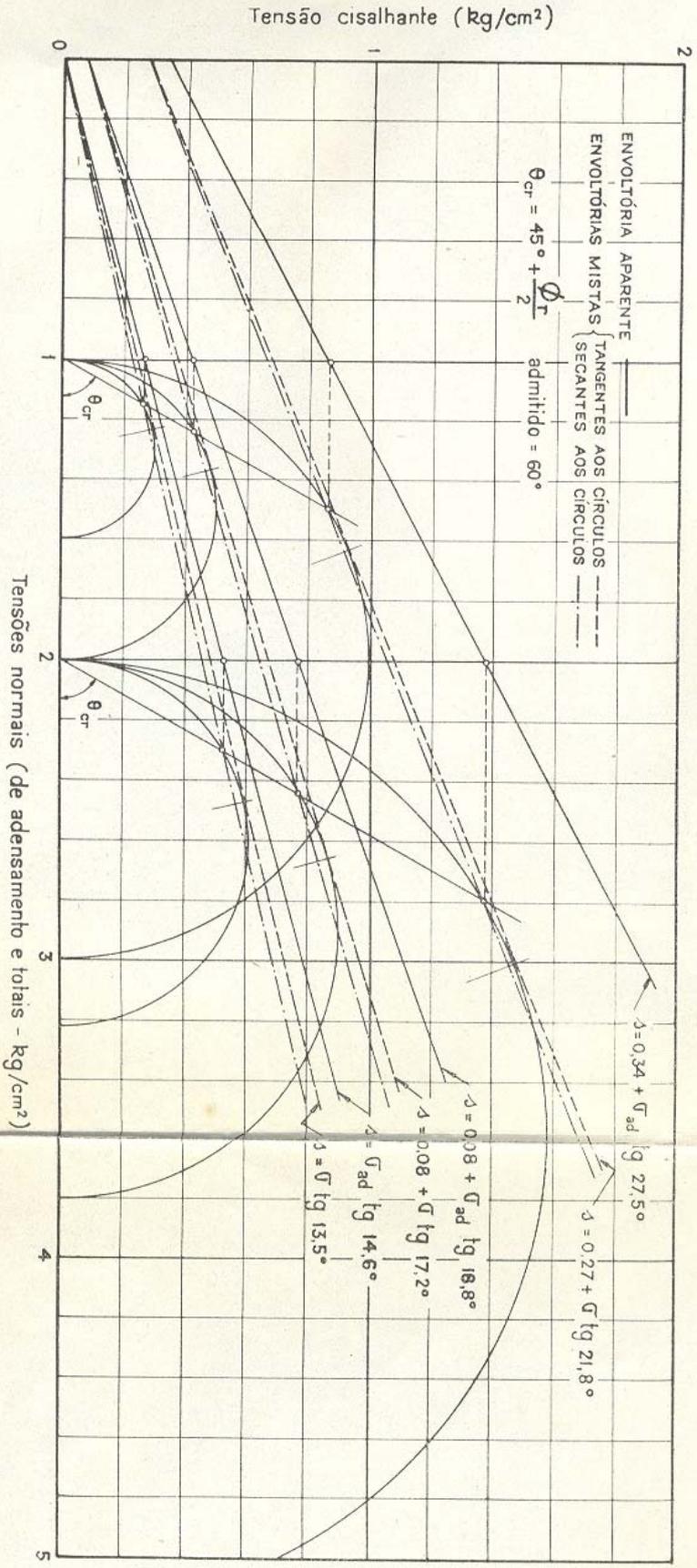


Fig. 24 - COMPARAÇÃO ENTRE ENVOLTÓRIAS APARENTES E MISTAS

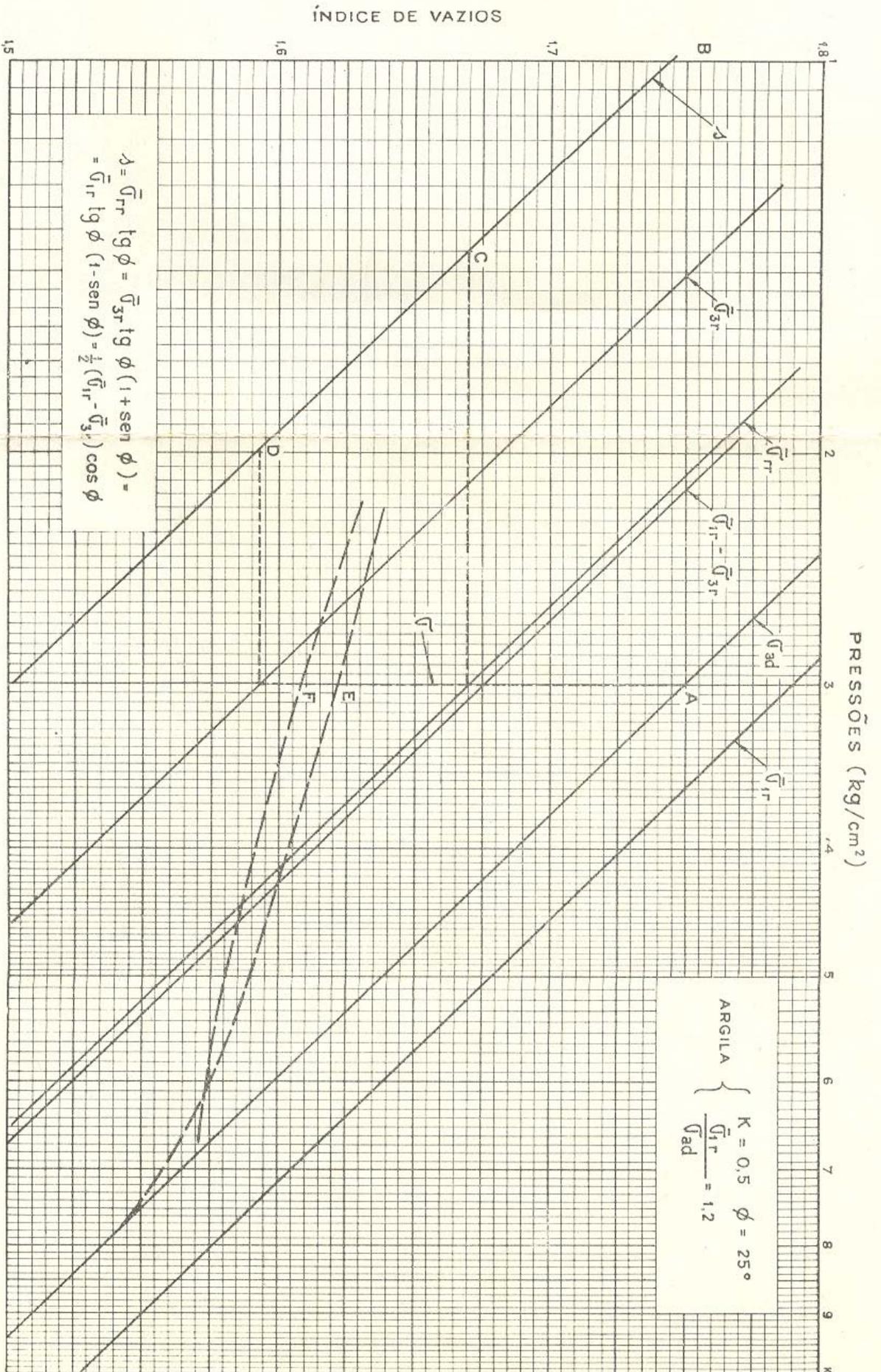


Fig. 25 - GRÁFICO ÍNDICE DE VAZIOS - LOGARITMO DE TENSÕES NORMAIS E TENSÃO CISALHANTE.

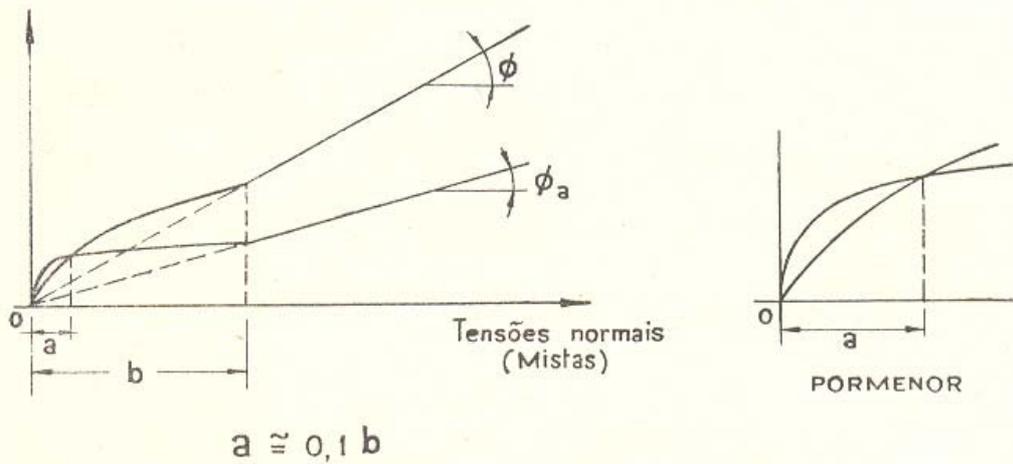


Fig. 26- EFEITO DO PRÉADENSAMENTO -  
ENSAIO LENTO E ENSAIO ADENSADO-RÁPIDO

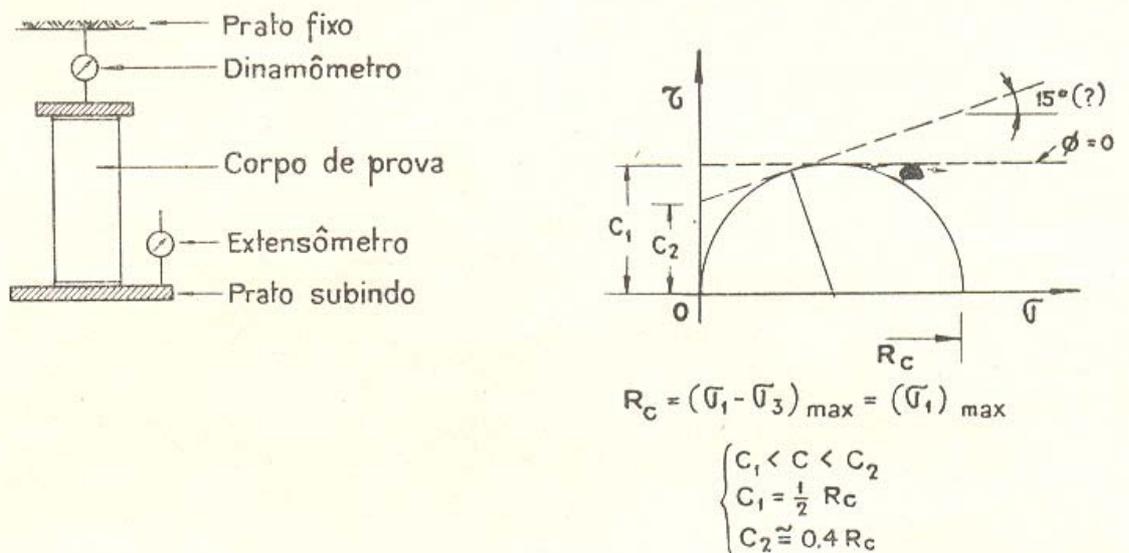


Fig. 27- ESQUEMA DO APARÊLHO DE COMPRESSÃO SIMPLES  
E CÍRCULOS DE MOHR CORRESPONDENTE AO ENSAIO

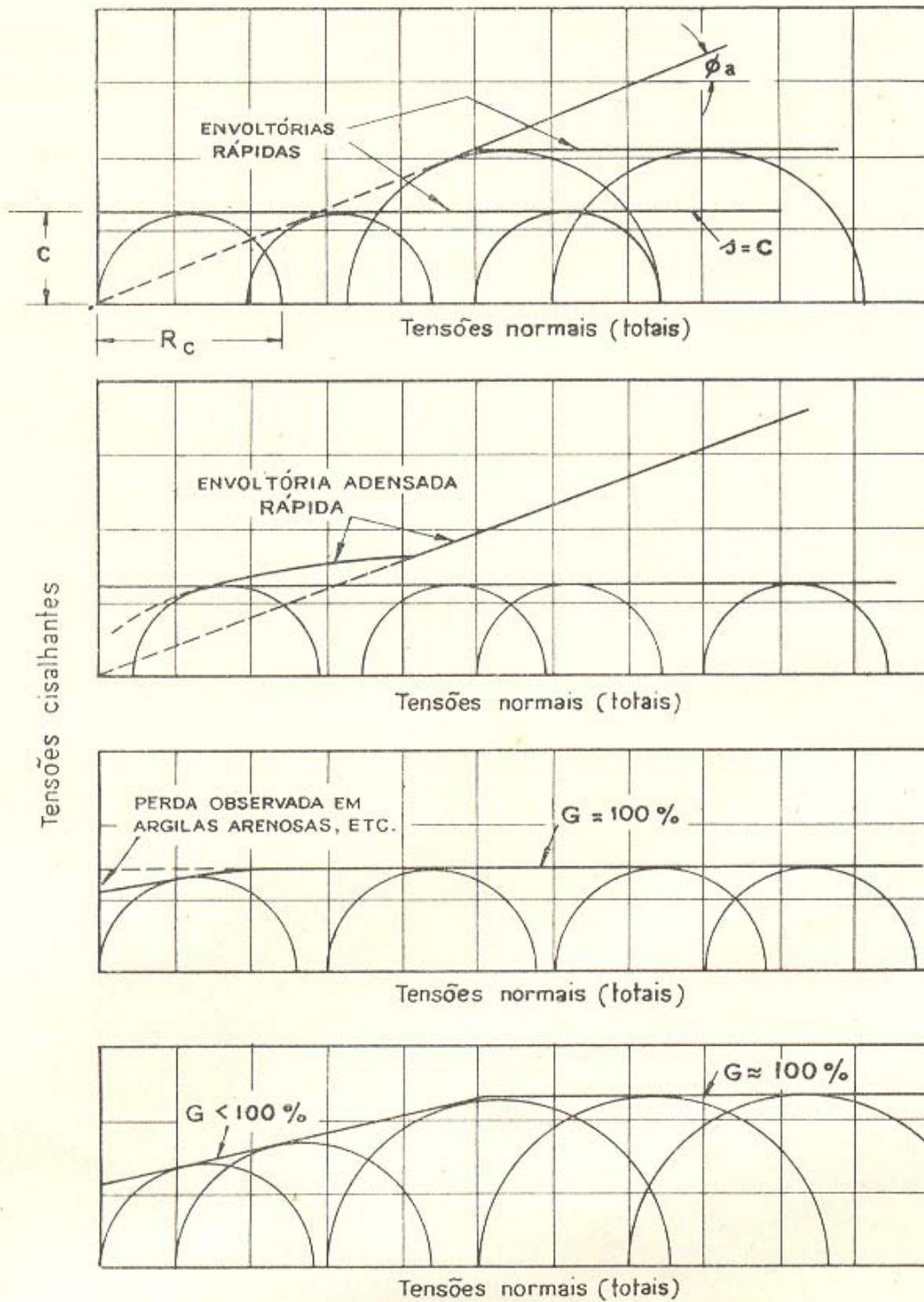
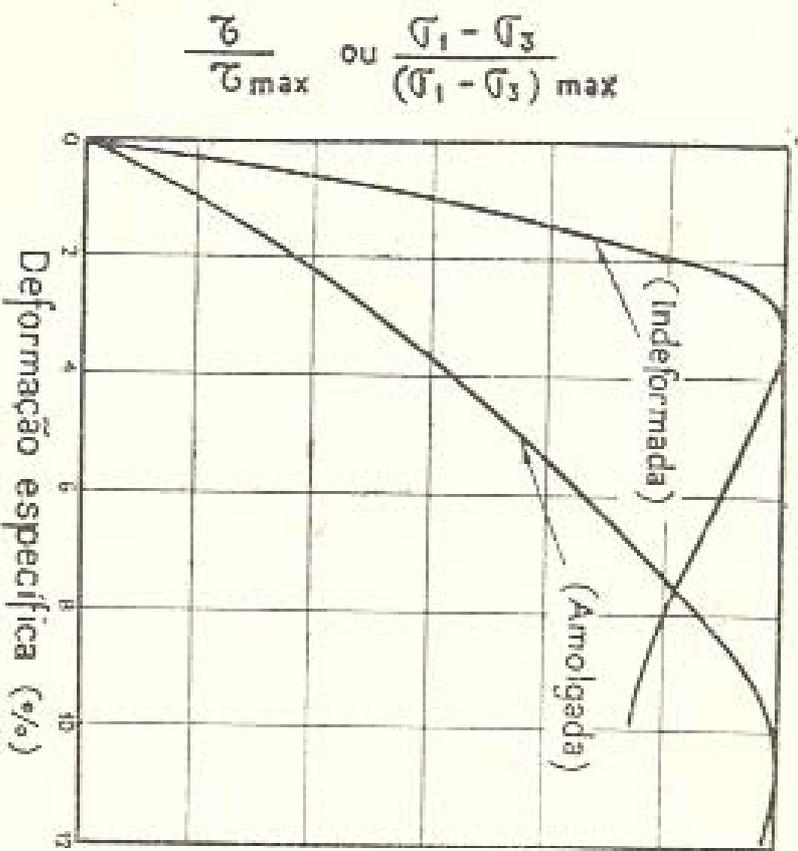
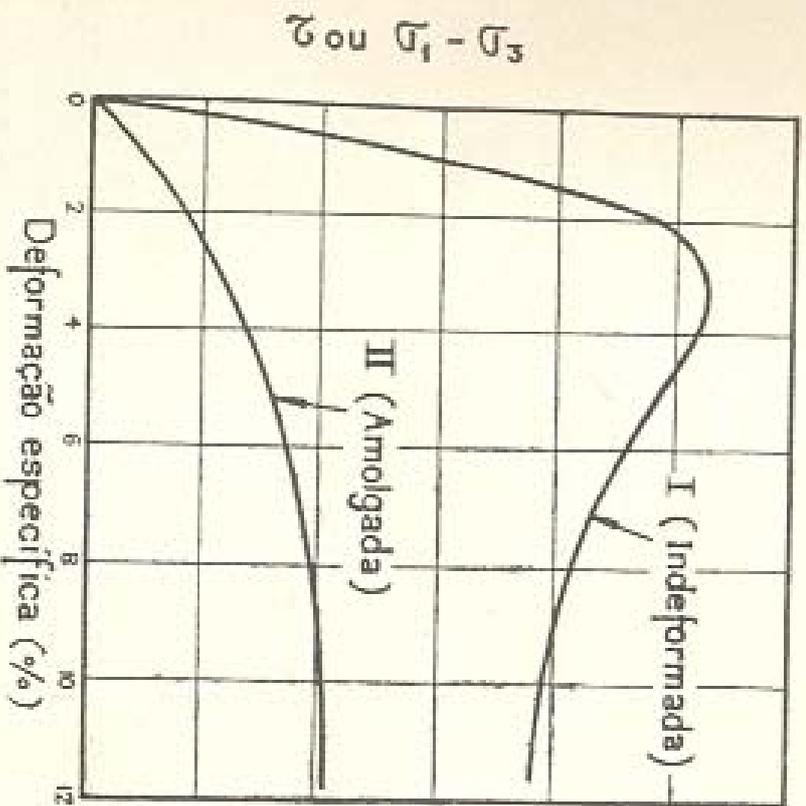


Fig. 28 - ENVOLTÓRIAS RÁPIDAS



$$\text{SENSIBILIDADE} = \frac{R_c (\text{IND})}{R_c (\text{AMOLGADA})}$$

Fig. 29 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO EM ENSAIOS RÁPIDOS E ADENSADOS - RÁPIDOS

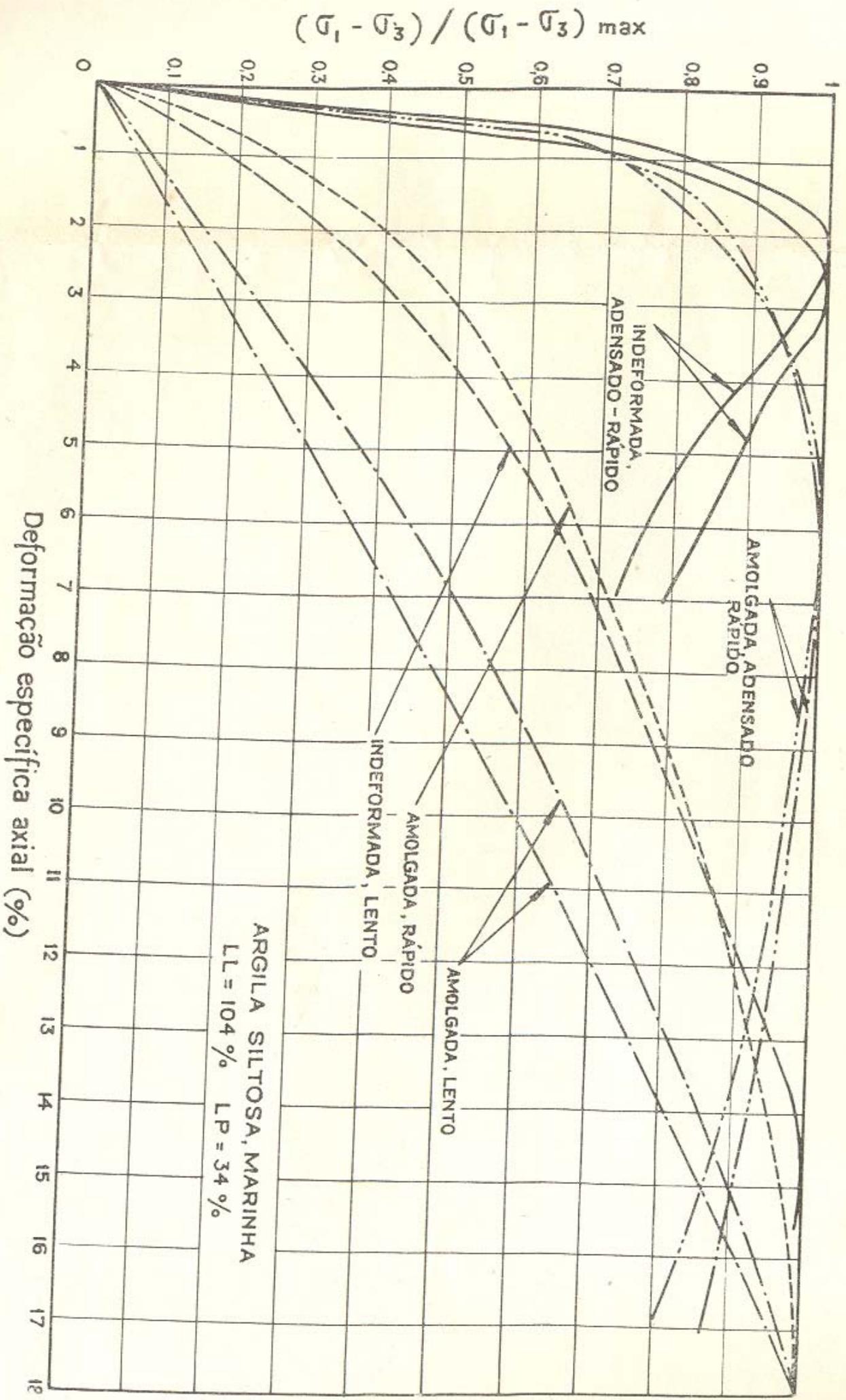
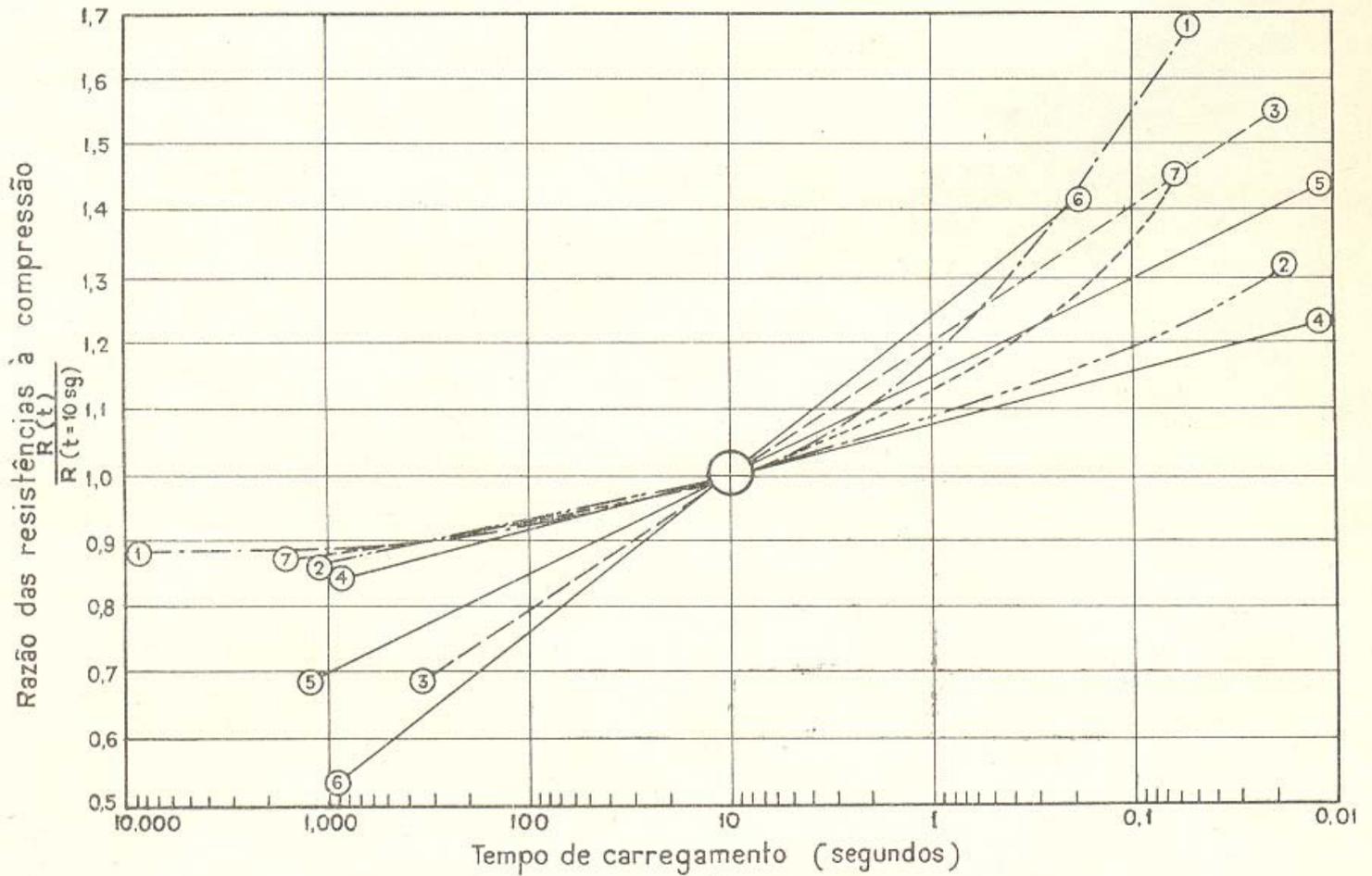
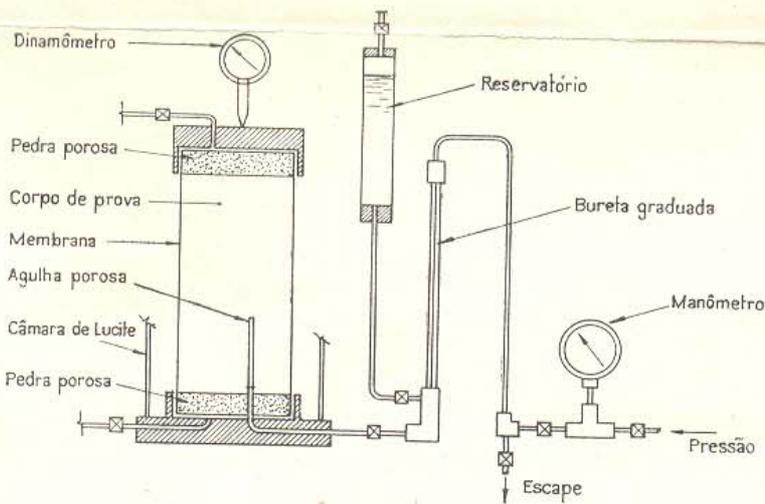


Fig. 30 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE ARGILAS INDEFORMADAS E AMOLGADAS, EM DIFERENTES TIPOS DE ENSAIO.



- 1— Argila de Cambridge — ensaios de compressão simples
- 2— Argila de Cambridge — ensaios adensados-rápidos
- 3— Argila marinha (Atlantic) — ensaios de compressão simples
- 4— Argila caolinítica amolgada  $h = 40\%$  — ensaios de c. simples
- 5— Argila caolinítica amolgada  $h = 48\%$  — ensaios de c. simples
- 6— Argila terciária — ensaios de compressão simples
- 7— Argila de Stockton — ensaios adensados-rápidos

Fig. 31 - EFEITO DA VELOCIDADE DO ENSAIO SÔBRE  
A RESISTÊNCIA DE ARGILAS  
(APUD CASAGRANDE - SHANNON -11)



$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u$$

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 - u$$

$$\tau_{cr} = \frac{(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3) \sqrt{\bar{\sigma}_1 \bar{\sigma}_3}}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}$$

$$\bar{\sigma}_r = \frac{2 \bar{\sigma}_1 \bar{\sigma}_3}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}$$

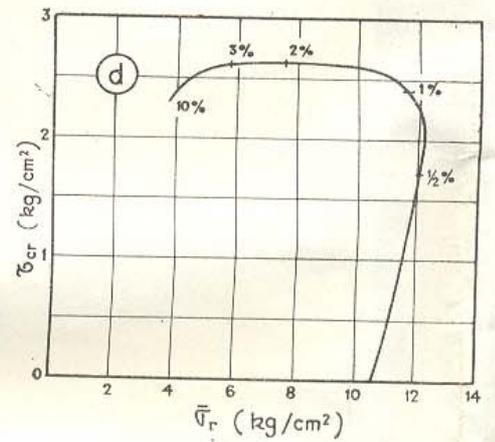
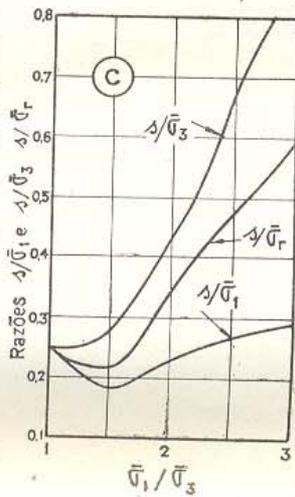
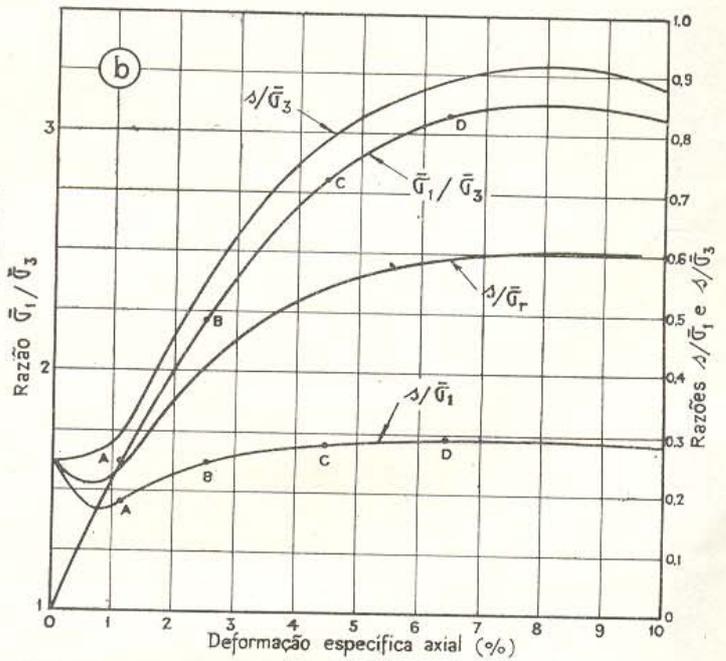
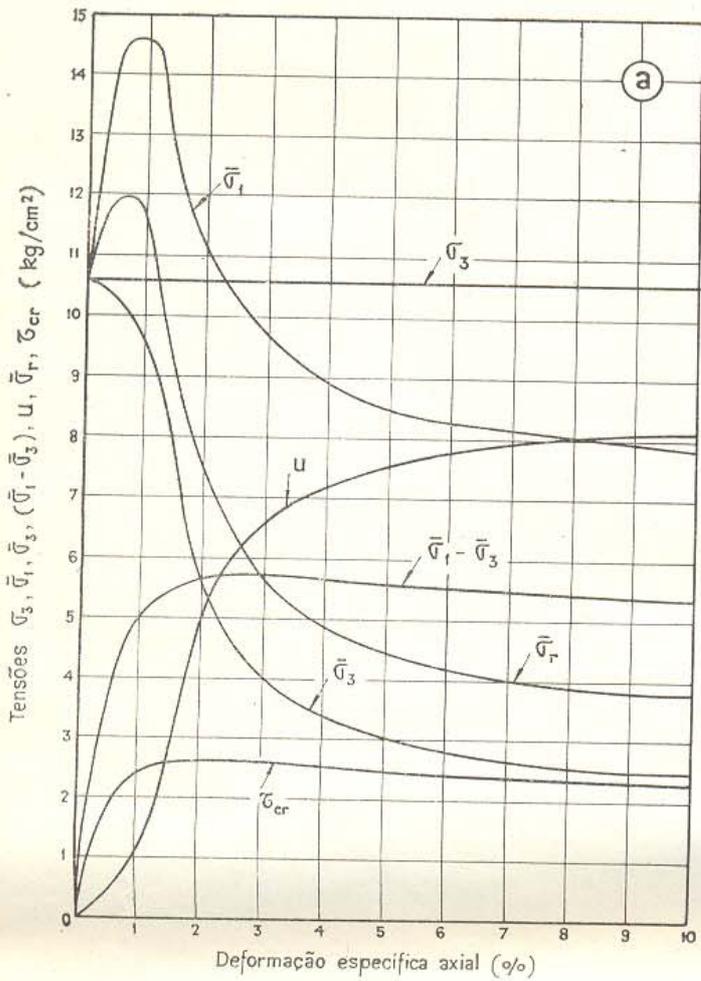
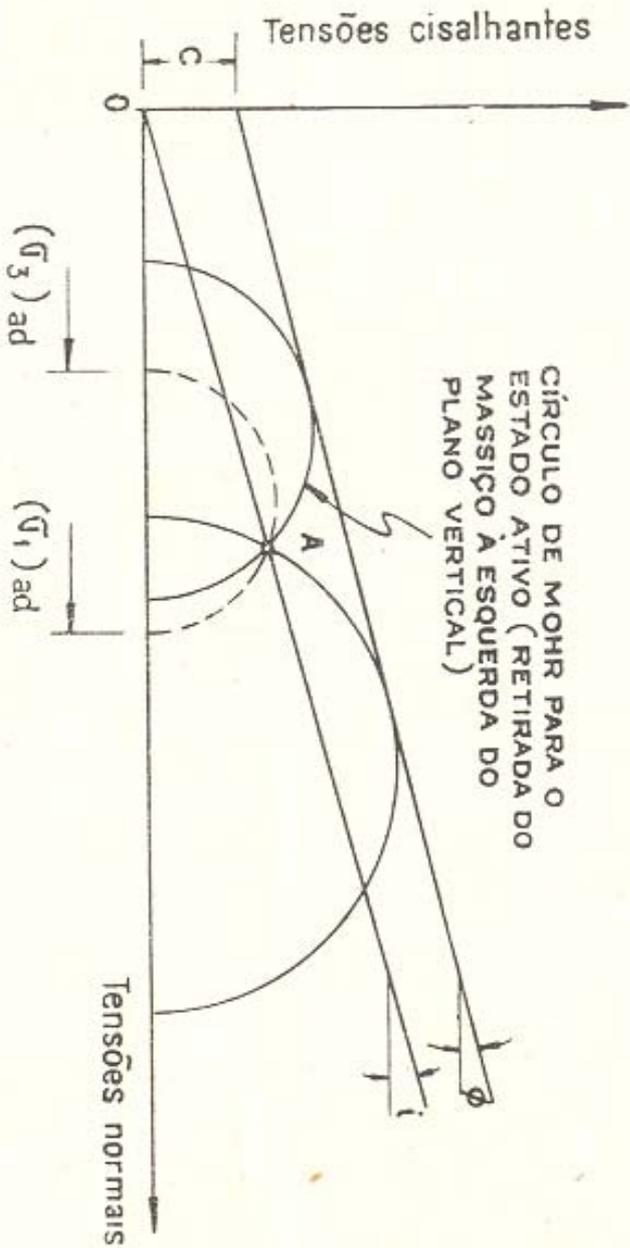
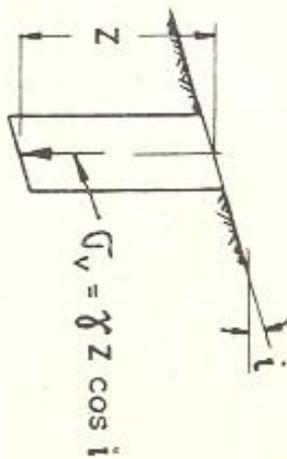


Fig. 32 - ESQUEMA DO APARÉLHO DE MEDIDA DE PRESSÃO NEUTRA E RESULTADOS TÍPICOS DE UM ENSAIO



SEGUNDO TAYLOR TOMA-SE O VALOR MÍNIMO DE  $\lambda/\bar{\sigma}_1$  EM FUNÇÃO DE  $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$  (VIDE FIG. 32C)



$$\overline{\sigma}_A = \gamma z \cos i$$

$$\left( \frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_3} \right)_{ad} = ?$$

Fig. 33 - TENSÕES NUM TALUDE INFINITO DE SUPERFÍCIE INCLINADA

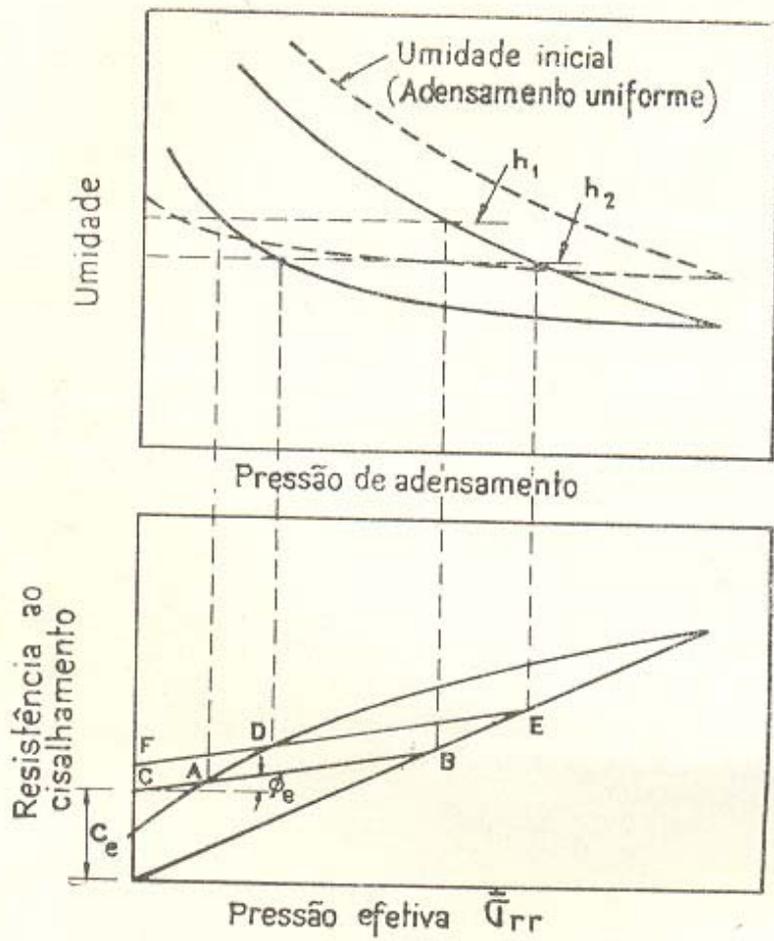


Fig.34 - CONSTRUÇÃO GRÁFICA DE TERZAGHI PARA DETERMINAÇÃO DAS COMPONENTES INTRÍNSECAS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (APUD GIBSON - 27), POR MEIO DE ENSAIOS LENTOS DE CISALHAMENTO DIRETO.

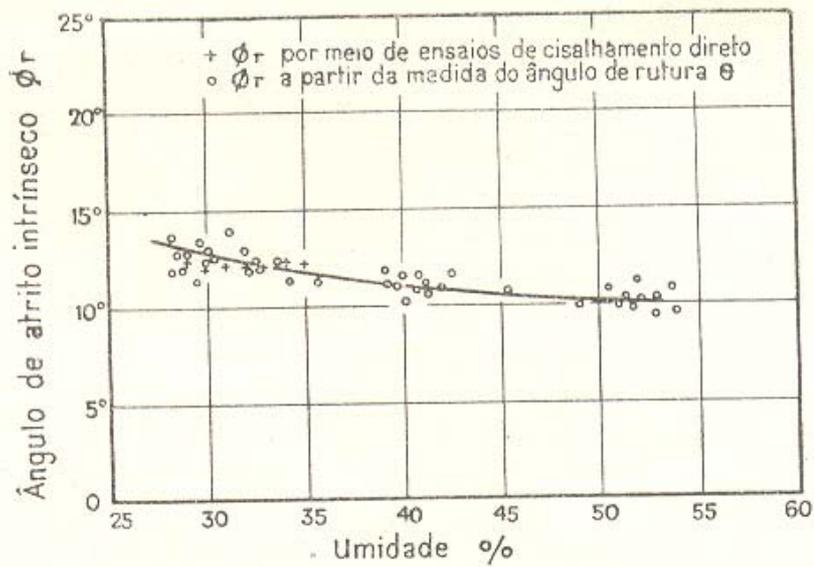


Fig. 35 - VARIACÃO DO ÂNGULO DE ATRITO INTRÍNSECO  $\phi_r$  COM A UMIDADE - ARGILA AMOLGADA DE LONDRES (APUD GIBSON - 27)

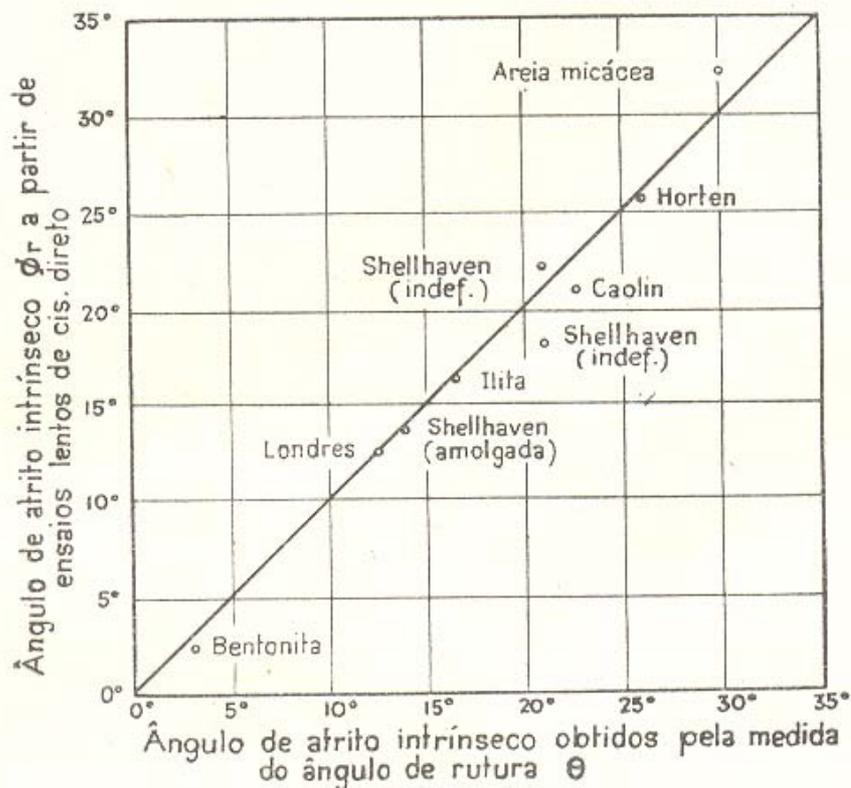


Fig. 36 - COMPARAÇÃO ENTRE OS ÂNGULOS DE ATRITO INTRÍNSECOS OBTIDOS POR ENSAIOS DE CIS. DIRETO E POR MEDIDA DOS PLANOS DE RUTURA EM ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS (APUD GIBSON-27)

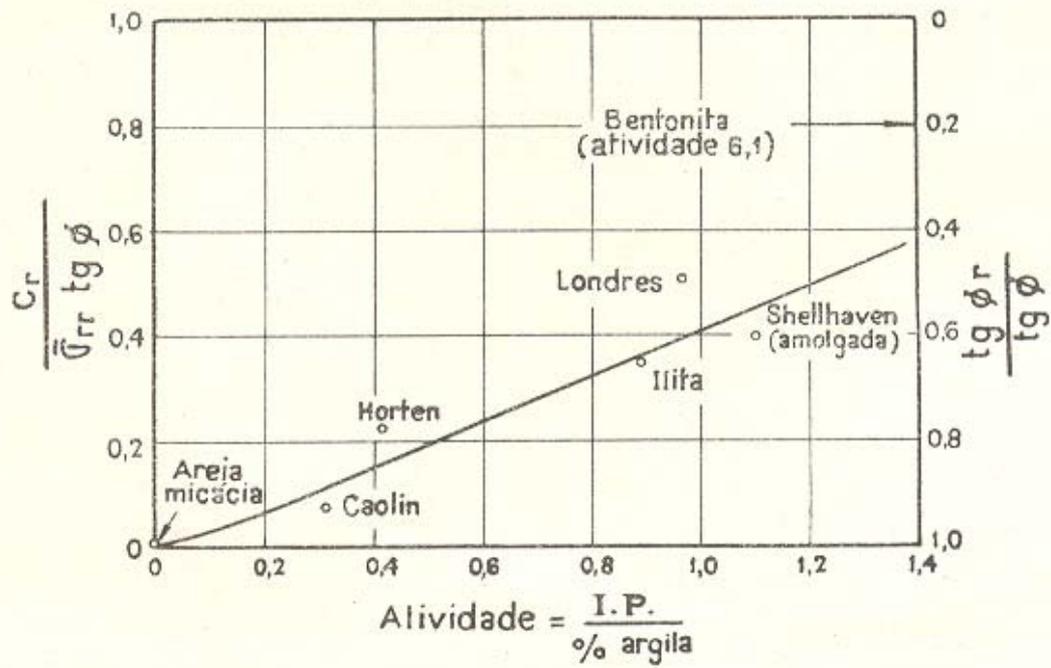


Fig. 37- RELAÇÃO ENTRE AS COMPONENTES DA RESISTÊNCIA E A ATIVIDADE DE ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS (APUD GIBSON-27)

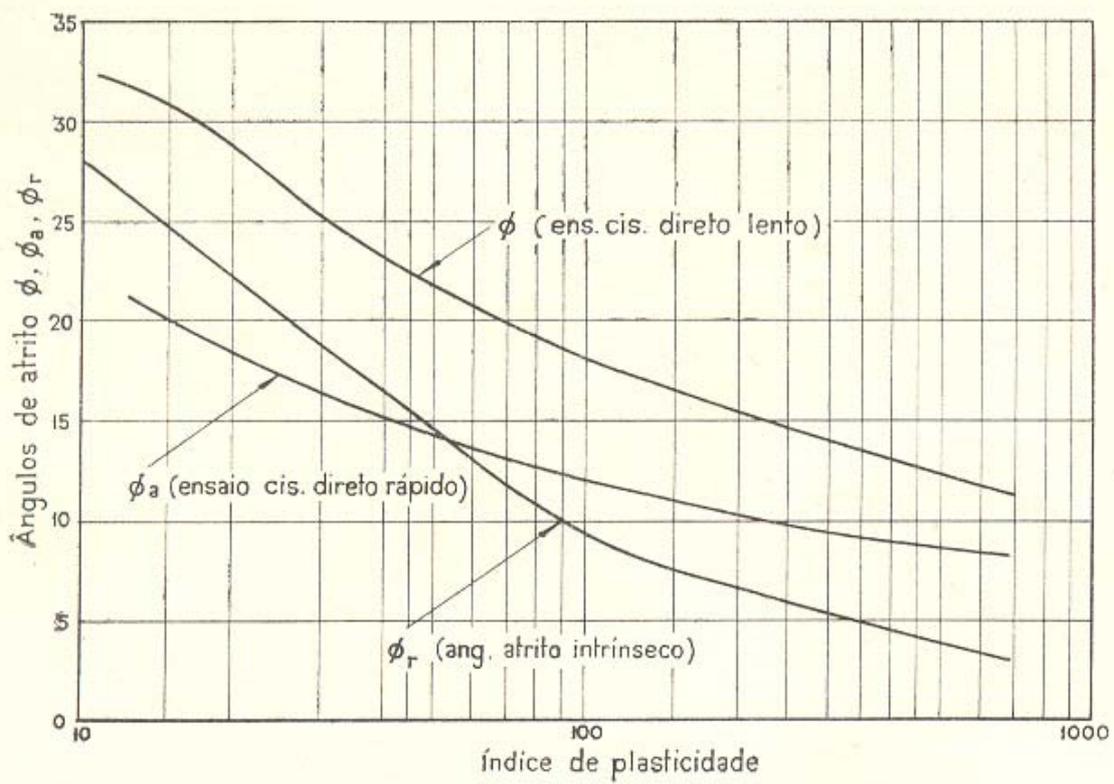


Fig. 38 - RELAÇÃO ENTRE  $\phi$ ,  $\phi_a$  e  $\phi_r$  COM O ÍNDICE DE PLASTICIDADE (APUD GIBSON-27)

### CAPITULO III

#### CONSIDERAÇÕES SOBRE ENSAIOS LABORATORIAIS APLICADOS ÀS ANÁLISES DE RUTURA NOS SOLOS

Tendo analisado de uma forma rápida os principais fatores que influem na resistência ao cisalhamento das areias e das argilas vimos à tarefa precípua que é de considerar princípios gerais a adotar na experimentação laboratorial para fins práticos. Após havermos considerado a maior complexidade de comportamento das argilas, em que temos vários tipos de ensaio e resultados variáveis de acôrdo, e tendo constatado os pontos de semelhança entre argilas e areias no cisalhamento, inevitavelmente concluimos que no caso genérico devemos orientar o pensamento em função do comportamento das argilas. Lembramos, outrossim, que a quase totalidade dos solos que precisam ser ensaiados são argilas e solos argilosos. Areias puras raramente vêm a ser ensaiadas à resistência no laboratório, e, quando o são, constituem um caso particular deveras simplificado em relação ao caso genérico do solo argiloso.

A totalidade dos problemas práticos em que se estuda assuntos de estabilidade abrangendo o material "solo", admite como equação fundamental da resistência a envoltória de Mohr-Coulomb  $\Delta = c + \sigma \tan \phi$ . Cumpre portanto em cada caso estudar cuidadosamente como fixar os valores de  $c$  e  $\phi$ . Para tal recorre-se a ensaios de laboratório, que, tradicionalmente, têm sido sub-divididos nos três casos fundamentais - rápidos, adensados-rápidos e lentos.

Todavia, conforme ficou acima demonstrado, a histerese assinalada pelos solos argilosos em todos os tipos de solicitação e deformação faz com que existam realmente infinitas modalidades de ensaio que podem resultar em equações de resistência bastante diferentes entre si, e, particularmente, diferentes dessas três tradicionalmente reconhecidas e citadas.

No campo da prática, pois, temos que concluir não poderem existir "ensaaios de rotina" no assunto da resistência ao cisalhamento dos solos. Se os ensaios são necessários, ou úteis à economia do projeto respectivo, cumpre programá-los de acordo com o problema em foco, devidamente analisado por um especialista. Se o laboratório se limita a executar os ensaios de rotina, na grande maioria das vezes as suas funções são substituídas com mais acerto por uma estimativa criteriosa da envoltória, e subsequente incorporação de um razoável coeficiente de segurança na análise de estabilidade.

### III.1. Critério geral de ensaio e de expressão da resistência

Os princípios gerais que devem nortear a investigação laboratorial da resistência a utilizar em qualquer análise de estabilidade são os seguintes:

- a) Cada corpo de prova deve ser encarado como um elemento de solo no massiço em estudo. O ensaio deve, pois, procurar reproduzir as condições de solicitação, e, se possível, as de deformação, de um elemento de solo no massiço: e a série de ensaios programada deve abranger a gama de variação representada pelos vários elementos semelhantes que ocorrem de alto a baixo desse massiço (uma pequena extrapolação é sempre conveniente introduzir-se para permitir uma melhor definição do trecho em aprêço).
- b) Em cada elemento de solo e ensaio respectivo a seqüência de

acontecimentos deve ser racionalizada de forma a compreender duas fases distintas: a fase que denominaremos de "preparo" e a que corresponde à "rutura".

A fase de preparo é freqüentemente necessária apenas para trazer um corpo de prova às condições iniciais em que deverá representar um determinado elemento de solo no terreno. Em outros casos essa fase de preparo pode incluir também a aplicação de uma primeira solicitação, não crítica, sob a qual o corpo de prova pode inclusive ter a oportunidade de adensar completamente antes de ser novamente solicitado, desta vez hipoteticamente até a rutura. Cumpre frisar que nas situações correntes na engenharia raramente será justificado conceber a aplicação de uma solicitação capaz de levar um elemento de solo de um só lance desde o estado uniforme de tensão até o de rutura.

A fase da rutura compreende naturalmente o aumento das solicitações até levar-se o corpo de prova a romper. A bem da segurança esta fase de ensaio deve sempre procurar a condição a mais desfavorável, isto é, em corpos de prova com tendência de comprimir durante o cisalhamento, a rutura rápida (sem drenagem), e em corpos de prova com tendência de inchar, a rutura lenta, com possibilidade de absorção de água.

As solicitações compreendidas nesta fase levam em conta não só as já avaliadas de caráter crítico, com tendência de levar à rutura, mas também as imprevistas, que ficaram incorporadas nos coeficientes de segurança sempre exigidos de qualquer elemento de obra. Outrossim, cumpre salientar que nessa fase de ensaio se deve justificar o emprêgo de uma condição desfavorável não só a partir da imprevisibilidade das tensões, mas, também, em função da dificuldade de se avaliar a velocidade com que ocorrerão as eventuais deformações de rutura. Um massiço que recebe uma solicitação próxima da de rutura poderá entrar em movimento lento ou

rápido: são totalmente desconhecidos os meios de se prever essa velocidade. Todavia, como a "rapidez" da deformação é relativa à facilidade de drenagem de que se dispõe para alívio das sobrepressões neutras, frequentemente uma deformação que demore meses poderá ser quase equivalente à deformação "rápida" do laboratório.

c) Por fim, em relação à forma de exprimir os resultados, necessário é garantir a compatibilidade da expressão  $\Delta = c + \sigma \tan \phi$  com o processo de análise empregado no caso respectivo. Por exemplo, se a análise de estabilidade é procedida tornando implícita a consideração de pressões efetivas normais ao longo do plano de ruptura, a equação de resistência deverá ser expressa em função desta pressão; se a análise abranger a composição simultânea de pressões de peso de terra (geralmente podendo ser consideradas pressões de adensamento) e de acréscimos de pressão devidos à construção prevista (frequentemente "rápidos"), poderá ser admitido o emprego de uma envoltória mista (\*); ainda, se a análise

---

(\*) Não recomendamos, porém, essa alternativa porque a análise na prática geralmente abrange um aumento não só da tensão principal máxima, mas também, concomitantemente, da tensão principal mínima. A envoltória mista comum é determinada à base de ensaios em que o  $\sigma_3$  é mantido constante. Poder-se-ia programar ensaios que reproduzissem aproximadamente as condições de aumento de pressões totais do massiço (aumento pequeno de  $\sigma_3$  e maior de  $\sigma_1$ , até a ruptura), e representar os seus resultados por uma envoltória mista especialmente composta, mas isso é muito difícil, pois corresponde a antecipar-se ao próprio problema admitindo a sua solução aproximadamente conhecida. A discrepância que surge entre a envoltória aparente e

estática fôr realizada por processo que atribua ao solo, ao longo da superfície crítica de rutura, uma resistência de acôrdo com a pressão efetiva de pêsso de terra no ponto em aprêço, será necessário considerar uma envoltória aparente.

Para elucidarmos êsses princípios gerais, consideramos a seguir a forma de seu emprêgo em alguns casos típicos.

### III.2. Exemplos de aplicação dos princípios gerais de ensaio e análise

(a) Empuxo sôbre escoramento (e muro de arrimo) de corte, acima do lençol freático: Terraplino horizontal. Condições sem preadensamento.

Sôbre os elementos de solo A, B, C representados na fig. 39a atuam pressões de adensamento  $\bar{\sigma}_1 = z \gamma_{nat}$  e, admitamos,  $\bar{\sigma}_3 = 0,77 \bar{\sigma}_1 = 0,77 z \gamma_{nat}$ . As condições de preparo de corpos de prova para en-

---

a mista (artificial, composta de um trecho de envoltória drenada e de outro de envoltória rápida) depende da proporção entre a pressão de adensamento e os incrementos de pressão total, proporção essa que varia não só em função da variação de  $\bar{\sigma}_3$  em relação ao  $\bar{\sigma}_{ad}$  mas também em função do coeficiente de segurança com que a obra é, inevitavelmente, calculada. É impossível pois ajuizar-se do coeficiente de segurança que realmente vigora na análise, salvo no caso de coincidir, por mero acaso, que a envoltória mista tenha sido fixada à base das mesmas proporções de  $\bar{\sigma}_{ad}$ ,  $\bar{\sigma}_3$  e  $(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)$  que resultem no próprio massiço.

saio de cisalhamento será, portanto, nesse caso, o adensamento sob pressões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , no trecho normalmente adensado, com  $\sigma_1 = 1,3 \sigma_3$ . Representamos na fig. 39b os círculos de Mohr 1, 2, 3 de pressões efetivas que correspondem a três corpos de prova hipotéticos assim preparados para ensaio.

Se estivermos considerando o próprio ato de escavação como a provocação da rutura, então é evidente que o ensaio representativo dessa condição será, no caso mais desfavorável, o ensaio adensado-rápido com pressões de adensamento  $\sigma_1 = 1,3 \sigma_3$ , e rompido com redução de  $\sigma_3$ . Adiante veremos (item III. 3) que esse ensaio fornece uma envoltória nitidamente mais resistente do que a do ensaio adensado-rápido comum, procedido com aumento de  $\sigma_1$  após adensamento sob pressão uniforme.

Não possuindo observações da pressão neutra durante o cisalhamento teremos que admitir que a rutura se verifica quando  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  atinge o seu valor máximo. Os círculos I, II, III da fig. 39b foram assim traçados para representar as respectivas pressões totais de rutura.

Consideremos agora as várias alternativas que existem para traçado da envoltória de resistência. A tangente aos círculos I, II, III fornece a envoltória mista. (fig. 39b). Podemos também definir inúmeras envoltórias aparentes, mas limitamo-nos a considerar duas,  $\Delta = f(\sigma_n)_{ad}$  e  $\Delta = f(\sigma_1)_{ad}$ , que servem perfeitamente para exemplificar os princípios que pretendemos elucidar. As tensões de adensamento em qualquer plano são perfeitamente definidas, pois os círculos de Mohr 1, 2, 3 são de pressões efetivas. A dificuldade surge, porém, em estabelecer o valor da resistência  $\Delta$  nos círculos de Mohr I, II, III que provavelmente não são de pressões efetivas (embora muito possivelmente a pressão neutra seria pequena nesse tipo de ensaio). Para resolvermos essa difi-

culdade admitimos que  $\Delta$  seja dado pela tensão cisalhante  $\tau$  no plano de rutura (no círculo de Mohr de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ ). Os valores de  $\tau$  num círculo de Mohr dependem exclusivamente do diâmetro  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ; isto é, se determinarmos  $\tau$  em qualquer plano, êsse  $\tau$  é idêntico ao que seria determinado para o mesmo plano no círculo respectivo de pressões efetivas. Resta apenas avaliar, portanto, qual a orientação do plano de rutura; no presente caso consideramos separadamente, a título de exemplo, os planos  $\theta = 45^\circ$  e  $\theta = 60^\circ$  que representam os limites máximos de variação.

Determinamos assim quatro envoltórias aparentes, tôdas muit o semelhantes, possuindo a mesma coesão e ângulos de atrito variando entre  $15^\circ$  e  $11,2^\circ$  (fig. 39c). Essas envoltórias são assim definidas:

$$(\tau_{45^\circ})_{rut} = f(\sigma_{45^\circ})_{ad} \quad ; \quad (\tau_{60^\circ})_{rut} = f(\sigma_{60^\circ})_{ad} \quad ;$$

$$(\tau_{45^\circ})_{rut} = f(\sigma_1)_{ad} \quad ; \quad (\tau_{60^\circ})_{rut} = f(\sigma_1)_{ad} \quad .$$

Na fig. 40 pesquisámos pela teoria de Coulomb o empuxo ativo sôbre o muro de arrimo de 20m de altura, admitindo para simplicidade que o empuxo seja horizontal. Primeiro consideramos o processo clássico de análise esquematizado no detalhe (a)\*. A mudança do  $E_{\text{repouso}}$  para  $E_{\text{ativo}}$  produz uma alteração do estado da tensão no plano de rutura, alteração essa que se aplica sem adensamento sôbre um estado inicial de tensões efetivas de adensamento: portanto essa composição de esforços resulta realmente numa envoltória mista. Foi, portanto, empregada nessa análise a única envoltória mista de que dispomos no caso.

---

\* É desnecessário frisar que o processo de análise atualmente corrente incorre num erro inicial determinando a envoltória mista à base de ensaios rápidos rompidos com aumento de  $\sigma_1$ .

Para fins de comparação procedemos outras análises (fig. 40) estabelecendo a resistência ao longo das superfícies de escorregamento em função das pressões de adensamento. Um processo compreende determinar para a orientação de cada plano de escorregamento qual é a equação respectiva  $(\sigma_n)_{ad} = f(\gamma z)$  (fig. 39d): assim se calcula a resistência média para cada plano utilizando a envoltória  $\Delta = f(\sigma_n)_{ad}$ , e o produto da resistência média vezes o comprimento do plano respectivo dá a força de resistência total. O polígono de forças completa-se com uma força normal ao plano hipotético de ruptura, e o empuxo a determinar.

O outro processo, muito mais simples, consiste em definir a resistência ao longo de todos os planos de escorregamento em função da pressão efetiva de peso de terra  $(\sigma_v)_{ad}$ : a resistência média é em todos os planos a mesma, e a resistência total varia apenas de acordo com o comprimento de cada plano de escorregamento. Fecha-se o polígono de forças da mesma forma como no caso anterior.

Em qualquer caso em que as funções  $\Delta = f(\sigma_n)_{ad}$  e  $(\sigma_n)_{ad} = f(\gamma z) = f(\sigma_v)_{ad}$  são tiradas dos círculos de Mohr, esses dois processos resultam inteiramente análogos. A análise à base de  $\Delta = f(\sigma_v)_{ad}$  será, pois, preferida por ser mais simples. Na prática, essa análise será também preferida muito frequentemente por se basear numa pressão conhecida enquanto que, aparentemente, a função  $\Delta = f(\sigma_n)_{ad}$  dependerá mais pronunciadamente da estimativa da tensão principal mínima no massiço.

A discrepância que se nota entre o valor do empuxo calculado segundo o processo clássico de análise (com a envoltória mista admitida),  $E = 57 \text{ t/m}$ , e o valor respectivo calculado através da envoltória aparente,  $E = 72 \text{ t/m}$ , não é desprezível. Cumpre, portan

to, apreciar a validade de um e outro critério de análise.

A diferença fundamental implícita nesses métodos de análise consiste no seguinte: num caso admite-se que a resistência em cada plano é antecipadamente fixada em função das pressões sob as quais foram "adensados" os elementos de solo, e no outro parte-se do princípio que toda e qualquer alteração das tensões normais ao plano de ruptura acarreta obrigatoriamente uma mudança da resistência disponível. Como já estabelecemos que a fase de ruptura será sempre introduzida da maneira a mais desfavorável à resistência, isto é, no caso de um solo normalmente adensado uma ruptura "rápida" (sem drenagem), a diferença entre os dois critérios reside fundamentalmente no valor do ângulo de atrito rápido. O primeiro postulado tem sido aceite como válido no caso das argilas saturadas, normalmente adensadas, rompidas sem variação de volume: corretamente interpretada essa conclusão significa que esse postulado é válido quando o ângulo de atrito rápido for nulo. No caso das areias, porém, a experiência prática favorece a aceitação da análise clássica, o que facilmente se explica pelo fato que, salvo casos muito excepcionais, as areias costumam indicar um valor de ângulo de atrito rápido igual ao ângulo de atrito interno, isto é, a envoltória "mista" confunde-se com a verdadeira: corretamente interpretada essa experiência prática não deve, pois, ser restrita a um tipo de solo (areia) mas sim ao tipo de comportamento pelo qual o ângulo de atrito rápido é igual ao ângulo de atrito interno.\*

---

\* Em face dos estudos laboratoriais recentes (Bishop-Eldin, 4 etc.) demonstrando que até nas areias quando perfeitamente saturadas e rompidas a volume absolutamente constante o ângulo de atrito é nulo, haveria muito interesse em pesquisar

Sugerimos o emprêgo do ensaio em estágios (ver III.4) para de-  
finir se o solo pertence ao primeiro grupo, em que a análise clá-  
sica não pode ser aceita como válida, ou ao segundo, em que essa  
análise é realmente correta e a outra pode levar a resultados ab-  
surdos. Os casos intermediários em que o ângulo de atrito rápi-  
do  $\phi$  fôr  $0 < \phi' < \phi$  poderão ser tratados a favor da segurança  
no caso em aprêço através da envoltória aparente\* com a análise

---

-se, mediante ensaios perfeitamente controlados, a validade do  
critério de análise baseado no  $\phi' = 0$  para a determinação de  
empuxos nas areias, nessas circunstâncias ideais. O interêsse  
será meramente acadêmico por ser difícil, ou quase impossível,  
alcançar na natureza uma condição de rutura a volume perfeita-  
mente constante numa areia. Observa-se que Bishop-Eldin con-  
cluíram através dos seus ensaios, que nessas condições muito  
especiais a resistência de uma areia também pode ser apropria-  
damente expressa como uma função da pressão de adensamento  
(dada a porosidade inicial).

\* Cumpre notar que nesses casos a própria determinação da envol-  
tória aparente deveria ser feita mediante ensaios procedidos  
mantendo constante a pressão normal ao plano de rutura, isto é,  
ensaio procedidos com uma pequena redução de  $\sigma_3$  concomitante  
com o aumento de  $\sigma_1$  .

baseada na hipótese  $\phi' = 0$ ; poderão, também, empregar a análise clássica e uma envoltória mista apropriadamente composta se a composição de uma tal envoltória mista não fôr muito problemática. Apresentamos na fig. 41 um resumo da determinação de empuxos em solo arenoso, utilizando, para fins de comparação, os dois processos de cálculo: embora reconheçamos que o processo da envoltória aparente seja incorreto nesse caso, verifica-se que êle fornece resultados não muito discrepantes e a favor da segurança.

Consideremos de passagem como se ensaiariam, no caso em apreço, as amostras de solo para estabelecimento da envoltória desejada. Admitamos que tenham sido retiradas amostras indeformadas do solo. Se partirmos do conhecimento de que o perfil é homogêneo, podemos retirar uma só amostra a pouca profundidade e ensaiar corpos de prova para representar elementos de solo a profundidades diversas. Porém, para obviar a efeitos deletérios da amostragem e do ciclo de descarga-recarga respectivo, a amostra tirada de uma certa profundidade, que corresponde a pressões naturais de adensamento  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  deverá ser empregada apenas em ensaios sob pressões de adensamento  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  no mínimo 1,5 vezes as pressões  $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  respectivas. Assim, por exemplo, uma amostra tirada da profundidade de 2m poderá fornecer corpos de prova a serem ensaiados após adensamento sob pressões desde (6,5; 5,0) t/m<sup>2</sup> até (52; 40) t/m<sup>2</sup>, representando as resistências de diversos elementos do solo ao longo de tôda a coluna de terra abrangida na análise de estabilidade do muro.

Se não pudermos admitir a uniformidade a priori, e fôr necessário comprová-la, retiramos amostras indeformadas de várias profundidades e empregamos cada amostra para definir um trecho da envoltória final, programando os ensaios de tal forma que os vários trechos se sobreponham em parte. Por exemplo, retirando a-

mostras das profundidades de 2, 5, 10 e 15 metros, corpos de prova da primeira poderiam ser ensaiados para representar elementos de solo às profundidades de 3, 7, 12 e 20 metros; os da segunda para representar condições às profundidades de 7, 10, 15 e 20 metros; os da terceira para representar as condições às profundidades de 15 e 20 metros; e por fim a última para investigar a resistência eventual de elementos situados à profundidade de 20 metros.

No caso das areias, embora a variação de  $\epsilon$  em função da pressão de adensamento seja muito pequena, tem havido muita discussão em relação ao índice de vazios mais apropriado a considerar-se na fixação da envoltória. Se estivermos utilizando uma amostra proveniente da profundidade de 2m para pesquisar a envoltória de resistência de um elemento de solo à profundidade de 10m, naturalmente deveremos fixar essa envoltória à base do índice de vazios após o "adensamento" sob as pressões que atuam à profundidade de 10m (seja  $\sigma_v = 20 \text{ t/m}^2$ ). Mas, se para definirmos essa envoltória do elemento de solo à profundidade de 10m precisarmos realizar três ensaios sob pressões de 20, (20+10) e (20+20)  $\text{t/m}^2$ , todos os três ensaios deverão ser considerados como pertencentes à mesma série, isto é, representarão a envoltória de resistência com que aquele elemento de solo à profundidade de 10m (com o  $\epsilon$  respectivo alcançado sob a pressão de  $20 \text{ t/m}^2$ ) reagirá a quaisquer solicitações. Não será justo, nesse caso, distinguir entre êsses três ensaios à base do índice de vazios inicial, considerando que cada ensaio represente a areia num índice de vazios diferente.

Continuando com a análise do mesmo muro de arrimo (fig.40) poderemos admitir que tendo-o construído com um certo coeficiente de segurança, a solicitação crítica passa a ser a ocorrência de

uma chuva intensa. Por exemplo admitamos que o muro tenha sido projetado com um coeficiente de segurança de 1,5 em relação ao empuxo determinado de 72 t/m, e que durante os primeiros anos uma impermeabilização eficaz do terrapleno tenha evitado qualquer infiltração.

Durante êsse período o massiço "adensará" sob um estado de tensões intermediário entre o estado natural e o de rutura rápida por falta de escoramento na própria fase de escavação. Êsse estado de tensão é indeterminado, dependendo predominantemente das deformações que o muro sofre. Não julgamos, porém, que a necessidade de se formular uma hipótese inevitavelmente grosseira quanto às tensões horizontais represente um obstáculo à busca de condições de ensaio muito mais apropriadas do que as de rotina atualmente empregadas. Admitamos que os círculos *m* e *n* da fig 39b representem êsses estados de tensão de adensamento, antes da incidência da chuva intensa.

Para maior simplicidade de exposição consideraremos primeiro o caso hipotético em que um grande número de drenos horizontais instalados no pé do muro garantam que a percolação se dê segundo uma rêde com linhas de fluxo verticais e linhas equipotenciais horizontais. Nessa situação o gradiente *i* é unitário e a pressão neutra hidrodinâmica é nula em todo o massiço. Admitamos simultaneamente que a saturação do solo resulte num aumento da densidade do  $\gamma_{nat} = 1,6$  para  $\gamma_{sat} = 2,0$  t/m<sup>3</sup>. Teremos ao todo um aumento máximo de  $\sigma_1$  na proporção de 2:1,6. Enquanto isso o  $\sigma_3$  permanece constante.

Se essa nova solicitação fôr aplicada rapidamente (\*) não há

---

(\*) Cumpre assinalar que a hipótese da aplicação "rápida" da solicitação é realmente incompatível com a hipótese concomitan

variação de  $\epsilon$ , isto é, eventuais sobrepressões neutras devidas ao aumento das tensões bem como provenientes das deformações respectivas, não terão tempo de dissipar. Para representar essas circunstâncias no laboratório da forma a mais desfavorável concebível, procedemos ensaios adensados-rápidos adensados sob as pressões representadas pelos círculos  $m$  e  $n$  (fig. 39b) e rompidos mediante o aumento de  $\sigma_1$ . Admitamos que os círculos  $M$  e  $N$  (fig. 39b) representem os respectivos círculos de ruptura. (\*)

Em função desses dados determinamos, conforme acima exposto, a envoltória aparente  $\lambda = f(\sigma_1)_{ad}$  admitindo que  $\lambda = (\tau_{60^\circ})_{rut}$ . Essa envoltória (fig. 39c), bem como a respectiva envoltória mista (fig. 39b), será diferente das anteriormente empregadas, indubitavelmente menos favorável. As análises procedem-se conforme já explicado. Limitamo-nos a determinar o empuxo mediante o emprêgo

---

te da saturação do solo. Esse acúmulo de condições críticas de análise e ensaio compreende uma exigência demasiadamente severa para a grande maioria dos casos.

A pressão de percolação ( $i \gamma_a$ )  $l$  que no presente caso se soma diretamente à pressão efetiva de peso de terra ( $z \gamma_{sub}$ ) é uma pressão de tipo intergranular, mas isso não significa que ela passe instantaneamente a ser uma pressão efetiva: para que a pressão de percolação venha a ser uma pressão efetiva é necessário que o solo diminua de índice de vazios (adense) correspondentemente.

(\*) Tais ensaios, adensados sob  $\sigma_1 > \sigma_3$  fornecem envoltórias nitidamente mais favoráveis do que as do ensaio adensado-rápido comum ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ). (Ver fig. 57)

da envoltória aparente  $\Delta = f(\sigma_1)_{ad}$  e tendo achado um valor de  $E = 198 \text{ t/m}$  concluimos que o muro romperia.

No caso mais genérico em que se estabelece uma rede de percolação cujas linhas de fluxo e equipotenciais deixam de ser verticais e horizontais respectivamente, vemos ainda que o tipo de ensaio aplicável ao caso requer a rutura mediante o aumento de  $\sigma_1$ ; já não se pode afirmar que  $\sigma_3$  permaneça constante, mas é conveniente considerá-lo assim por ser difícil avaliar as alterações que sofre em média.

Apresentamos na fig. 42a a rede de percolação que utilizamos a título de exemplo para as análises que seguem.

O processo clássico de cálculo emprega para o polígono de forças o peso da cunha (calculado à base do  $\gamma_{sat}$ ) e uma pressão neutra de superfície, atuando normal ao plano de escorregamento; as demais forças, de coesão e de atrito ao longo desse plano são estabelecidas conforme acima descrevemos, e, por fim, o empuxo é determinado como a força necessária para fechar o polígono. De-  
frontamos de novo com o problema da escolha da envoltória a empregar nessa análise. Será obrigatoriamente alguma envoltória baseada nos ensaios que forneceram os círculos de Mohr M e N da fig. 39b; outrossim, reconhecemos que será alguma envoltória mista porquanto a força F (fig. 42b) colocada com a obliquidade  $\phi''$  no plano de escorregamento é composta tanto de pressões efetivas como de pressões totais (\*) e o polígono de forças também

---

(\*) É muito comum admitir-se que quando as pressões neutras hidrodinâmicas tiverem sido consideradas a partir da rede de fluxo, não haverá mais pressões neutras a ter em conta, e o ângulo de atrito de ensaio drenado poderá ser usado. Contra

inclui uma composição indiscriminada de pressões de adensamento com as novas solicitações rápidas. A única envoltória mista de que dispomos diretamente é a comum, assinalada no próprio gráfico de Mohr da fig. 39b. Mediante conhecimento das envoltórias lenta e rápida poder-se-ia, após formulação de hipóteses quanto do aumento de  $\sigma_3$  avaliar alguma outra envoltória mista mais apropriada para o caso (fig. 43), mas o resultado não seria convincente.

Usando, a título de exemplo, a envoltória mista acima apontada, procedemos a análise de estabilidade das cunhas hipotéticas de escorregamento e determinamos para o empuxo sobre o muro o valor 177 t/m (fig. 42b). Em qualquer tipo de análise desse gênero

---

esse conceito apresenta-se a seguinte argumentação que nos parece válida: 1) - num solo saturado é possível alterar instantaneamente as pressões hidrodinâmicas da rede de fluxo alterando as respectivas condições aos limites; 2) - num solo compressível essa rede é temporariamente hipotética, útil apenas para indicar quais as novas solicitações introduzidas na forma de forças de percolação: a rede não leva em conta as conseqüentes variações de volume de vazios; 3) - sob a nova solicitação haverá uma redução do índice de vazios até que de conformidade com a curva  $\epsilon = f(p)$  de adensamento o acréscimo de pressão de percolação se transforme em pressão efetiva, a rede de fluxo tornando-se real; 4) - se a nova solicitação das forças de percolação incluir um agravamento do estado duplo de tensões num material sujeito à diminuição de volume durante o cisalhamento mas suficientemente impermeável para que essa diminuição não possa ocorrer rapidamente, reconhecemos que deverão surgir as sobrepressões hidrodinâmi

a força de percolação (isto é, a totalidade da influência da rede de percolação) pode ser levada em conta mais simplesmente considerando a força neutra de superfície, composta vetorialmente com o peso total (fig. 42d). Não devemos interpretar esse artifício da estática, perfeitamente válido como método de determinação de uma força a partir das três outras a que está ligada, como representando uma redução das tensões normais ao plano de escorregamento; a nova sollicitação provocada pela rede é de aumento de tensões.

Na fig. 42c indicamos o processo usado para determinação do empuxo no mesmo caso utilizando a envoltória aparente. O processo resulta extremamente simples, utilizando-se no polígono de forças apenas o peso total, a resistência ao longo do plano de escorregamento e o empuxo. Cumpre observar que de acordo com esse processo de análise e as respectivas hipóteses implícitas, o empuxo resulta idêntico ( $\approx 195 \text{ t/m}$ ) qualquer que seja a rede de percolação; a mudança do empuxo resultou basicamente do aumento da densidade do solo mediante a saturação, e do emprêgo de uma envoltória de resistência válida para rutura com aumento de  $\sigma_1$  e não com diminuição de  $\sigma_3$  (\*).

---

cas devido ao cisalhamento, da mesma que surgirão num corpo de prova de argila saturada rompido rapidamente em ensaio triaxial enquanto simultaneamente submetido a uma percolação constante de tampo à base ou de um lado ao outro.

(\*) Verificamos, porém, que com a rede da fig. 42a a principal mudança introduzida no equilíbrio das cunhas de rutura hipotética da fig. 42c consiste no acréscimo de uma força de componente horizontal maior do que a vertical. Nessas circunstâncias a envoltória usada não poderá ser considerada apropriada

Na fig. 44 (referida também à fig. 42c) resumimos o processo gráfico pelo qual poderá ser levado em conta um valor de ângulo de atrito rápido  $\phi' > 0$ . Tendo conhecimento da fôrça que representa a modificação das fôrças atuantes introduzida pela percolação, decompos essa fôrça no sentido normal e paralelo ao plano de escorregamento respectivo. A componente normal  $N$  produzirá uma mudança  $N \operatorname{tg} \phi'$  das fôrças resistentes de que o solo dispõe ao longo da superfície da rutura. Portanto, determina-se a fôrça resistente ao longo de cada plano de escorregamento como  $[c + (\sigma_1)_{ad} \operatorname{tg} \phi_a] (L) \pm N \operatorname{tg} \phi'$  e a composição das fôrças segue o caminhamento acima elucidado para emprêgo com a envoltória aparente.

(b) Rutura do terreno de apoio de uma faixa uniformemente carregada.

O estudo da capacidade de carga de uma fundação direta, rasa ou profunda, compreende básicamente a análise do equilíbrio de fôrças atuantes e resistentes para um volume de terra limitado por uma superfície hipotética de escorregamento ao longo da qual se desenvolve a resistênciã  $\lambda = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$ ; as fôrças que entram em jôgo nesse equilíbrio são, portanto, a fôrça aplicada pela fundação (cuja magnitude necessária para provocar a rutura se pretende pesquisar), o pêso do volume de terra que entraria em movimento, e as duas fôrças resistentes, a fôrça de coesão e a de atrito. Investigando-se várias superfícies hipotéticas de escorregamento, conclui-se que é válida, para a fixação da capacidade de carga, apenas aquela que corresponde ao valor mínimo determinado para a fôrça  $Q$  (fig.45).

Considerando os elementos de solo A, B, C da fig. 45 constatamos que as pressões sob as quais êles se acham adensados aumentam com a profundidade. Portanto, para investigar devidamente a

resistência a atribuir ao longo da superfície de escorregamento, deveremos adensar corpos de prova sob pressões que representem as pressões respectivas a que estiveram e estão sujeitos êsses elementos de solo (\*). Por outro lado, o carregamento que tende a provocar a rutura será muito freqüentemente tão rápido que, para representar tais condições corretamente, ou um pouco a favor da segurança (\*\*), os ensaios laboratoriais respectivos deverão ser

(\*) Não repetimos para o presente caso o processo de raciocínio já elucidado, em princípios gerais, em relação ao caso anterior. As alternativas existentes são inúmeras. Frequentemente o estudo da capacidade de carga refere-se a solos normalmente adensados sôbre os quais são lançados atêrros, ou são aplicadas cargas de tanques ou de pisos de depósitos, etc.. Por outro lado a maioria dos casos de apoio de sapatas e tubulões está automaticamente ligada a solos preadensados, nos quais possivelmente a tensão horizontal seria aproximadamente igual à pressão de preadensamento e a vertical passaria, portanto, a ser a tensão principal mínima.

(\*\*) Lembramos que a carga morta de um edifício é, às vêzes, acumulada com suficiente lentidão para poder ser representada adequadamente por ensaios lentos, se o terreno de apoio fôr medianamente permeável. Nesse caso a capacidade de carga poderá ser pesquisada à base do ensaio lento (o coeficiente de segurança seria incumbido de levar em conta o fato de a carga viva, admitida proporcionalmente pequena, não ser aplicada com lentidão comparável) ou à base de ensaios adensados-rápidos, adensados com  $\sigma_1/\sigma_3 \gg 1$ , considerando o efeito da carga morta como uma primeira solicitação não crítica.

procedidos a volume constante (rápido, não drenado). Portanto, normalmente a resistência dos elementos de solo será apropriadamente definida através da envoltória aparente,  $\Delta = f(\sigma_{ad})$  obtida mediante ensaios adensados-rápidos. (\*)

Porém, a aplicação da carga que leva o terreno de apoio à ruptura, no limite, acarreta, também, um acréscimo da pressão normal à superfície de escorregamento, Esse acréscimo é (admitamos) rápido, e, portanto, para verificar se êle contribui uma parcela de resistência adicional aos elementos de solo cuja resistência já se acha fixada em função das pressões de adensamento, devemos determinar também o  $\phi'$ , mediante ensaios rápidos. Em outras palavras, como qualquer ângulo  $\phi$  representa realmente um  $ds/d\sigma$  (a medida da velocidade de variação da resistência com a pressão) temos que reconhecer que no caso genérico de análise da capacidade de carga de uma fundação direta existem dois valores de  $\phi$  a definir-se: um que mede a variação de  $\Delta$  com a profundidade, isto é, com a pressão efetiva do peso de terra ( $\phi_a$ ); o outro que mede a variação de  $\Delta$  com o acréscimo da tensão normal devido à própria carga cujo valor máximo se pretende investigar ( $\phi'$ ). Esses valores são evidentemente muito diferentes em gran

---

(\*) Essa envoltória pode, também, em muitos casos, ser definida com aproximação suficiente por meio de ensaios de compressão simples sôbre corpos de prova retirados de várias profundidades. Cada ensaio fornece um valor  $\Delta = R_c/2$  válido para a pressão de adensamento respectiva (pressão efetiva de peso de terra): assim um gráfico agrupando todos êsses resultados pode ser interpretado como um gráfico de  $\Delta = f(\sigma_{ad})$

de número de solos: são iguais quando o ângulo de atrito rápido e lento são iguais (\*). Adiante veremos que o ensaio em estágios (III.4) merece particular interêsse pela possibilidade de definir simultâneamente os dois ângulos de atrito desejados.

Considerando os métodos diversos que têm sido sugeridos para a determinação da capacidade de carga de fundações, notamos que nenhum tem sido aplicado com a devida consideração da existência desses dois ângulos de atrito implícitos na mesma análise estática. Apresentamos nas figs. 46a e b, apenas para a comparação respectiva, duas análises procedidas de acôrdo com a composição de forças clássicamente empregada, e de acôrdo com os princípios acima expostos. Como não pretendemos dentro do âmbito do presente trabalho investigar a questão da capacidade de carga de fundações, limitamo-nos a considerar uma superfície cilíndrica de ruptura hipotética, para demonstrar que o processo clássico fornece resultados muito diferentes (incorretos), geralmente contra a segurança. Não tendo encontrado referência satisfatória à escolha apropriada da envoltória  $s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$  para o processo clássico, concluimos que o procedimento o mais razoável compreende adotar a envoltória mista e considerar o peso efetivo do volume de terra em movimento. Procedemos as análises empregando uma das envoltórias mistas da fig. 24 (Cap. II) e a respectiva envoltória aparente: admitimos, para simplicidade, que os elementos de solo se achavam adensados naturalmente sob  $\sigma_1 = \sigma_3$  : e evitamos de analisar o caso particular de  $\phi' = 0$  (para o qual existem so-

---

(\*) Se o carregamento puder ser representado por ensaios lentos encontramos, de novo, circunstâncias em que um só valor de  $\phi$  (o lento) se aplica à análise de estabilidade.

luções simplificadas, corretas em princípio) introduzindo arbitrariamente (fig. 46b) um valor de  $\phi' = 5^\circ$ .

Cumpra assinalar que no processo de análise que expusemos acima, baseado em dois ângulos de atrito, a influência do peso do volume de terra é levada em conta em determinar a resistência ao longo da superfície de escorregamento. Portanto, esse peso não entra diretamente na composição de forças.

Concluindo as presentes considerações desejamos assinalar que existem evidentemente inúmeros casos em que a análise proposta poderá ser simplificada, considerando a pequena variação da resistência com a profundidade. Nesses casos a resistência média poderá ser adotada como uma coesão (constante); a análise será procedida com um único ângulo de atrito, que será o rápido  $\phi'$  (admitida a aplicação rápida da carga).

### III.3. Ensaio adensado-rápido rompido mediante redução de $\sigma_3$

Considerando o problema, acima discutido, da determinação de empuxos sobre muros de arrimo de cortes, procedemos duas séries de ensaios comparativos para apreciar a discrepância introduzida pelo emprêgo da envoltória aparente (ou mista) tradicional do ensaio "adensado-rápido" comum, no lugar de uma envoltória do ensaio adensado-rápido rompido por redução de  $\sigma_3$ . Empregamos para esse fim uma areia argilosa de São Paulo, amassada para a homogenização adequada, e uma argila de Santos no estado indeformado (amostras de 18 a 20m de profundidade extraídos em amostrador tipo Osterberg de 4 polegadas de diâmetro e de 1,5mm de espessura). Os resultados estão apresentados nas figs. 47 e 48. Na fig. 48 apresentamos também uma série de envoltórias diferentes obtidas durante a investigação acima relatada (II.6) sobre as curvas tensão-deformação da argila no estado indeformado e amolgado.

## III.4. Ensaio em estágios

Enfrenta-se freqüentemente na prática a necessidade de se definir a envoltória de resistência de um solo com um mínimo de corpos de prova, isto é, reduzindo ao mínimo o volume de amostra necessário, ou dispensando, na medida do possível, as operações onerosas da moldagem e montagem dos corpos de prova, ou mesmo, em amostras indeformadas provenientes de perfurações, reduzindo ao mínimo possível a influência de heterogeneidades entre amostras consecutivas.

Uma técnica que vimos empregando há quatro anos com muito sucesso consiste em aplicar novos incrementos de  $\tau$  (no ensaio de cisalhamento direto) ou de  $\sigma_3$  (no ensaio triaxial) imediatamente após estabelecido o máximo da curva tensão-deformação (\*). Temos denominado esse tipo de ensaio, o ensaio em estágios. Em cada corpo de prova conseguimos comumente aplicar dois incrementos (ensaiar sob três estágios), obtendo em consequência três dados de  $(\tau, \sigma)$  para a envoltória respectiva. Naturalmente o 2º e 3º estágio define o comportamento do corpo de prova em ensaio "rápido", e podemos mesmo afirmar que como o incremento de pressão pode ser aplicado quase instantaneamente, o ângulo de atrito rápido  $\phi'$  definido por meio desses estágios poderá constituir a melhor determinação laboratorial desse parâmetro da resistência. Para determinarmos adequadamente qual o incremento de resistência que se deve atribuir ao incremento de pressão aplicado em cada estágio, devemos traçar a curva tensão-deformação conforme in

---

(\*) Esse tipo de ensaio só é viável em equipamento de cisalhamento a deformação controlada.

dicamos na fig. 49a. Empregamos então a experiência de que a curva tensão-deformação de um solo é essencialmente constante (II.6) para recompor o que teria sido o valor máximo da tensão se as pressões do segundo e terceiro estágios tivessem atuado desde o início do cisalhamento.

Essa técnica de ensaio tem dado resultados perfeitamente comparáveis aos de ensaios independentes. A determinação da resistência correspondente ao 2º e 3º estágios de pressão está, evidentemente, menos sujeita a imprecisões quando a curva tensão-deformação não apresenta um pico pronunciado. Em certos casos em que existe um pico dificultando a determinação pretendida, recomenda-se que o primeiro corpo de prova seja rompido sem estágios, para melhor definir toda a curva tensão-deformação.

Cumpramos lembrar que o primeiro estágio pode ser programado ou como ensaio adensado-rápido ou como ensaio rápido: assim um ensaio comum em três estágios fornecerá um valor ( $\tau$ ,  $\sigma$ ) para a envoltória aparente e dois pontos ( $\tau$ ,  $\sigma$ ) para a envoltória rápida, ou três pontos para esta envoltória (\*).

Apresentamos na fig. 49b,c,d, as envoltórias determinadas em alguns solos típicos por meio desse tipo de ensaio.

---

(\*) Já temos determinado inclusive o  $\phi$  de uma argila indeformada por meio do ensaio lento de cisalhamento direto com estágio. Interessante é notar que no momento da aplicação da nova carga a resistência cai temporariamente (explicável pela teoria de Gibson) e depois recupera e aumenta com a dissipação da pressão neutra. Se admitirmos que a curva tensão-deformação das argilas indeformadas é semelhante à das amolgadas, em ensaio lento, concluimos ser perfeitamente aceitável, e comercialmente muito favorável, o emprêgo desse ensaio com estágios.

### III.5. O ensaio de cisalhamento direto na prática

O ensaio de cisalhamento direto não se presta à investigação específica que acima recomendamos para estudo dos problemas importantes de rutura dos solos. Todavia, é indubitavelmente o melhor ensaio para a determinação rotineira de certos dos parâmetros da resistência que poderiam não ser avaliados com facilidade. Julgamos útil apresentar os resultados de alguma da experimentação em torno desse ensaio, que conjuntamente com a extensa experiência adquirida no seu emprêgo rotineiro nos permite recomendá-lo com reservas bastante limitadas e específicas.

Um primeiro ítem de interêsse prático refere-se ao formato da caixa: a caixa circular seria evidentemente muito mais conveniente na prática, mas é discutida por se considerar o desenvolvimento das tensões cisalhantes nesse caso ainda mais heterogêneo, progressivo, e complexo do que na caixa quadrada. Simultaneamente ocorre a dúvida quanto à influência da redução da área quer sobre as curvas "tensão-deformação" quer sobre os resultados ( $\tau$ ,  $\sigma$ ) do ensaio a serem plotados para a determinação da envoltória.

Na fig. 50 resumimos os principais resultados de uma série de ensaios procedidos para investigar êsses pontos. Empregamos a areia fina de Santos nos estados fôfo ( $\epsilon = 0,90$ ) e compacto ( $\epsilon = 0,58$ ). Os ensaios demonstram que as curvas "tensão-deformação" (fig. 50a,b) são muito pouco afetadas por se ter em conta as variações da seção. Embora as curvas tensão-deformação apresentadas não tenham significado teórico, porquanto a relação do deslocamento horizontal para com a dimensão da caixa não equivale a uma deformação cisalhante, julgamos que o fato dessas curvas se desenvolverem de modo característico e semelhante ao dos ensaios

triaxiais a que forem comparadas, permite aceitá-las como indicação de interesse indubitável.

As curvas tensão-deformação da caixa quadrada e da circular são também muito semelhantes, tanto no material fôfo como no compacto (fig. 50a,b) e quer considerando a correção da área (fig.50a,b) quer desprezando essa influência (fig.49a).

Em relação às coordenadas ( $\tau, \sigma$ ) aplicadas na determinação das envoltórias notamos primeiro (fig. 50c,d) que a introdução ou não da correção da área não influi no ângulo de atrito de um solo arenoso porquanto a obliquidade  $\tau/\sigma$  permanece constante.

Nesses resultados calculados com a devida correção da área observamos, outrossim, que a caixa circular fornece para o ângulo de atrito resultados ligeiramente inferiores. A diferença é mais pronunciada na areia fôfa, em que a tensão cisalhante máxima é alcançada após deformações muito grandes. Frequentemente, porém, essas diferenças são de ordem de grandeza inferior às imprecisões experimentais respectivas (fig. 49b).

Tendo em vista, pois, o fato de não se pretender determinar por meio de ensaio de cisalhamento direto mais do que o primeiro grau de aproximação da envoltória do solo, concluimos ser perfeitamente aceitável empregar-se a caixa circular e desprezar-se as correções da área.

Cumprê lembrar que a caixa de cisalhamento direto não permite realizar os ensaios de tipo rápido, pois não preenche com garantia o requisito da não-drenagem. Nota-se mesmo que até em argilas siltosas medianamente impermeáveis ( $k \approx 10^{-6}$  cm/seg) a curva tensão-deformação do ensaio adensado-rápido executado em poucos minutos demonstra a ocorrência de algum adensamento, tornando o cisalhamento equivalente ao de um ensaio parcialmente drenado

(72). Para combater êsse adensamento indesejável equipou-se o aparelho com um dispositivo que permite retirar a carga normal durante o ensaio: assim se desenvolveu o ensaio de cisalhamento direto a volume constante (72) que é procedido retirando-se a carga normal de tal forma a manter uma leitura constante nos defletores verticais (que registram a altura do corpo de prova).

Temos tido ocasião de investigar um pouco o significado das observações extraídas dêsse ensaio, e embora não consideremos que os resultados conseguidos até o momento sejam absolutamente conclusivos, julgamos que o acúmulo de observações razoavelmente concatenadas ora possuído permitirá que lancemos a seguinte hipótese. A primeira constatação inescapável é da sensível semelhança entre a curva  $(\tau, \sigma)$  dêsse ensaio (fig. 51), e a do ensaio triaxial com medida da pressão neutra (Cap. II fig. 32). Podemos admitir que a retirada da pressão normal no ensaio de cisalhamento direto a volume constante é necessária para combater o aparecimento da pressão neutra (originada pelo cisalhamento) que provocaria a expulsão da água intersticial e assim a respectiva variação de volume. Portanto, o valor da pressão retirada será uma medida grosseira da pressão neutra. Não pretendemos que essa conclusão seja aplicada a todo o trecho de variação de  $\sigma$ ; porém, ensaiamos aplicá-la à avaliação da pressão neutra no instante da rutura. No ensaio adensado-rápido o ponto de rutura é fixado pela ocorrência do valor máximo de  $\tau$ . Assim avaliamos a pressão neutra no instante da rutura conforme assinalamos nas curvas típicas  $\tau = f(\sigma)$  da fig. 51. Na fig. 52 apresentamos o resumo dos resultados de uma série de ensaios procedidos durante a investigação rotineira dos terrenos de fundação da Barragem de Santa Branca, quando tivemos a oportunidade de ensaiar amostras indeformadas de uma argila pouco orgânica, normalmente adensada:

verifica-se que os valores de  $u_n$  avaliados mediante os ensaios de cisalhamento direto a volume constante e mediante três ensaios de compressão triaxial com medida da pressão neutra fornecem essencialmente a mesma curva de  $u_n = f(\sigma_{ad})$ .

Na fig. 53 resumimos os resultados de uma investigação sistemática sobre uma argila de Santos (LL = 115% , LP = 42%) amolgada ao teor de umidade de 50%. Observamos que os ensaios de cisalhamento direto comum (sem controle) de volume) e os de cisalhamento direto a volume constante fornecem essencialmente a mesma envoltória aparente sob pressões até 6 kg/cm<sup>2</sup> (velocidade de deformação 1,3%/min), mas com pressões superiores o ensaio comum indica resistências progressivamente superiores (atribuível à ocorrência de adensamento durante o ensaio). Assim, baseado nos ensaios sob pressões altas o ângulo de atrito aparente poderá ser tomado por 14°, aproximadamente, quando não é exercido o controle da drenagem, enquanto que o valor determinado à base dos ensaios a volume constante fica mais próximo de 11°.

Observamos, por último, que a envoltória  $\tau_{max} = f(\sigma)$  do ensaio a volume constante não corresponde à envoltória verdadeira dos ensaios lentos, fornecendo um ângulo de atrito nitidamente inferior ao ângulo de atrito interno. Essa observação não é peculiar aos ensaios referidos, mas decorre da diferença de critérios de rutura. Observemos que no ensaio lento a rutura é fixada à base do  $(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3)_{max}$  : enquanto isso, no ensaio rápido o critério de rutura é o de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  ou o de  $(\tau_{cr})_{max}$ .

Referindo-nos ao ensaio de compressão triaxial com medida de  $u$  (Cap. II fig. 32) verificamos que o  $(\tau_{cr})_{max}$  é alcançado com 2% de deformação (quando o  $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3 = 2,0$ ), e o valor de

$(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3)_{\max} = 3,15$  é alcançado apenas aos 8% de deformação (\*). Ora, como a obliquidade máxima de tensões a cada instante é função exclusivamente de  $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$  verificamos que o ângulo de atrito que seria determinado no instante de  $(\tau_{\alpha})_{\max}$  corresponde a 19,5% enquanto que o ângulo de atrito obtido para o  $(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3)_{\max}$  é de 31°.

Para melhor comprovar a hipótese acima formulada decidimos proceder medidas de pressão neutra em ensaios de cisalhamento direto. O anel que contém a amostra foi envolvido por uma membrana de borracha e outras providências foram tomadas para evitar qualquer escoamento d'água sob baixas pressões. A agulha de pressão neutra foi instalada no meio do corpo de prova (amolgado). O sistema foi primeiro comprovado pela observação da pressão neutra originada por um acréscimo da pressão normal. Apresentamos na fig. 54 os resultados de dois ensaios de cisalhamento direto a volume constante sobre uma amostra de argila de Santos, amolgada; no primeiro eliminou-se a drenagem mediante a estanquidade, e no segundo controlou-se o volume mediante a retirada da tensão normal. Os resultados confirmam satisfatoriamente a hipótese acima formulada de que a tensão retirada indica a ordem de grandeza da pressão neutra.

### III.6. O ensaio triaxial com medida da pressão neutra

Vários problemas práticos e teóricos têm-se apresentado nos ensaios de rotina que vimos realizando nos últimos três anos para a solução de problemas de obras de terra; esses problemas tornaram necessários pequenos estudos alguns dos quais julgamos po-

---

(\*) Note-se de passagem que o  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  ocorre com 4% de deformação axial.

der relatar com proveito para a especialidade.

(a) Defasagem na observação de  $u$

Freqüentemente se observa que após a aplicação instantânea de um acréscimo de pressão da câmara triaxial, o aparelho me di do r da pressão neutra passa a registrar um aumento lento e pro gre ssi vo da pressão neutra até alcançar o seu valor máximo. Os a tr az os normalmente observados variam de 5 a 20 minutos: porém, já têm sido constatados casos de atrasos superiores a 30 minutos, bem como alguns de registro essencialmente instantâneo. Esse fenômeno preocupou um tanto o Prof. Taylor que inicialmente o at ri bu i u a um "comportamento plástico" da água intersticial: todavia, admitindo que esse comportamento plástico fôsse destruído pela a ç õ o cisalhante, não considerou invalidadas as pressões neutras me di di d a s durante o cisalhamento.

Posteriormente, trabalhando com o Prof. Taylor conseguimos de mo n str ar que o atraso é provavelmente devido a insaturação do corpo de prova. Inicialmente inserindo pequenas bôlhas de ar na tubulação do medidor de pressão neutra conseguimos introduzir a tr az os de 10 a 30 minutos. Outrossim, quando a tubulação estava perfeita e o corpo de prova inicialmente transmitia a pressão neu tra sem atraso, foi possível introduzir no corpo de prova uns a tr az os apreciáveis simplesmente mediante a retirada brusca de uma parcela da pressão da câmara após o adensamento: interpretando essa constatação concluímos que a criação de uma pressão neu tra fortemente negativa resultava na liberação do ar dissolvido na água intersticial, atribuindo um certo grau de insaturação ao corpo de prova.

Prosseguindo nesses trabalhos no nosso laboratório (\*) em São

(\*) Laboratório da Filial de São Paulo da firma Geotécnica S.A., Engenheiros Consultores.

Paulo, já com necessidade de ensaiar amostras naturalmente insaturadas utilizando técnicas de medida especialmente adaptadas para esse fim, obtivemos repetida comprovação da hipótese acima exposta. Obtivemos, também, uma comprovação indireta e complementar dessa teoria: de um modo geral, os maiores atrasos no registro de  $u$  acarretam concomitantemente uma maior diferença entre o valor máximo de  $u$  alcançado e o valor do acréscimo da pressão da câmara (isto é, o valor de  $u$  que seria observado se o corpo de prova fôsse perfeitamente saturado). Porém, enquanto que mediante o aumento do volume da bôlha de ar na tubulação de medida os atrasos são progressivamente aumentados e a relação de  $u_{max}/\Delta\sigma$  é progressivamente diminuída, aumentando-se o grau de insaturação do corpo de prova o mesmo não acontece quanto ao atraso (que nos nossos ensaios tem sido da ordem de 10 a 30 minutos) mas apenas quanto à dita relação de pressões. Ainda essa constatação parece ser compatível com a hipótese de que o atraso é devido à presença de bôlhas de ar obrigando à migração interna da água intersticial para ocupar o espaço correspondente à diminuição do seu volume de acôrdo com a lei de Boyle.

Assim calculamos que o atraso eventualmente atribuível ao equipamento medidor pode e deve ser eliminado mediante a saturação absoluta da tubulação desde a agulha até o tópo da coluna capilar (Cap. II, fig. 32). Por outro lado, o atraso devido à insaturação do próprio corpo de prova é propriedade intrínseca do solo respectivo (\*).

---

(\*) Cumpre assinalar que em alguns ensaios procedidos sob o Prof. Taylor foram aplicados incrementos de pressão da câmara durante o cisalhamento, e o desenvolvimento da pressão neutra respectiva demonstrou atrasos essencialmente semelhantes aos

Não obstante ter sido explicado o fenômeno do atrazo, Taylor não chegou a considerar e compensar a sua influência no ensaio rápido procedido à velocidade de deformação normal (0,6% por minuto).

Por seu lado, Skempton e Bishop procuram obviar a tal dificuldade realizando o ensaio lentamente (ruptura em cêrca de dois dias), e por motivos de pouca importância resolvem simultâneamente proceder as medidas da pressão neutra diretamente através das pedras porosas do tampo e da base, utilizando as próprias tubulações (inicialmente perfeitamente saturadas) de drenagem. Não vemos mérito nenhum nesse procedimento: primeiro, o ensaio que era prático por ser rápido deixa de o ser; segundo, a lentidão que foi propositadamente introduzida para eliminar os problemas do atrazo e para permitir que a pressão neutra se uniformize ao longo de todo o corpo de prova acarreta, como consequência inevitável, medir uma pressão neutra média do provete, e não a pressão que estaria vigorando sob as condições de tensão e deformação da sua parte central (ver ítem I.10; também, 17); terceiro, aumentando o período de ensaio é necessário tomar precauções especiais contra efeitos secundários, como por exemplo, a permeabilidade da membrana e quaisquer vazamentos insignificantes; por fim, no caso de corpos de prova insaturados é muito difícil garantir que a tubulação que serve de drenagem durante o adensamento continue perfeitamente saturada para refletir fielmente a pressão neutra da extremidade do corpo de prova em contato com a pedra porosa.

---

observados antes do início do cisalhamento.

Fazemos notar que dessa experimentação nasceu, simultânea e independentemente no M.I.T. (71) e entre nós, o ensaio em estágios.

Em vista dessas considerações favorecemos a realização do ensaio a velocidades razoavelmente rápidas na maioria dos casos (ensaio em uma hora aproximadamente), e reputamos mais apropriado inserir a agulha porosa no meio do corpo de prova. Reconhecemos, porém, que em função do atraso registrado em cada caso haverá necessidade de corrigir a curva de  $u$  observada, porquanto a pressão neutra realmente existente no corpo de prova será a cada instante um pouco superior à pressão que é medida no aparelho su jeito ao atraso (\*).

Ensaaios que temos realizado demonstram que quando um corpo de prova é submetido a um acréscimo súbito de  $\sigma_3$ , a pressão neutra aumenta progressivamente com o tempo segundo uma curva

$\Delta u / \Delta \sigma_3 = f(t)$  praticamente constante. Assim, se considerarmos que o valor real de  $u$ ,  $u_x = \Delta \sigma_3$  (num corpo de prova saturado), para qualquer curva de variação de  $u_x$  com o tempo podemos estabelecer a curva respectiva de  $u$  observado,  $u_o$ , formulando a hipótese de que qualquer incremento instantâneo de  $u_x$  produz um aumento progressivo de  $u_o$  com o tempo segundo a mesma curva  $u_o / u_x = \Delta u / \Delta \sigma_3 = f(t)$ . Essa hipótese tem sido confirma

(\*) No caso do atraso ser intrínseco do corpo de prova, a necessidade ou possibilidade de se aplicar a correção já é discutível. Lembramos, porém, que a rapidez do ensaio é orientada no sentido da criação das condições as mais desfavoráveis à resistência, para obtenção do máximo coeficiente de segurança na análise de estabilidade respectiva: consideraremos de igual modo o limite máximo ou mínimo da variação de  $u$  com a deformação, segundo ditar a norma prática da escolha das condições as mais desfavoráveis à resistência.

da em inúmeros ensaios. Por exemplo, na fig. 55 apresentamos alguns dos resultados de uma investigação na qual submetemos um corpo de prova de argila siltosa com grau de saturação de 94% a variações controladas de  $\sigma_3$  e registramos as curvas respectivas de variação da pressão neutra. No mesmo gráfico figuram, também, as curvas de  $u$  que calculámos seriam observadas para os carregamentos 2 e 3, considerando cada carregamento como composto de uma série de pequenos carregamentos instantâneos a cada um dos quais aplicamos a curva  $u_o/u_x = f(t)$  do carregamento instantâneo. A concordância entre as curvas calculadas e observadas é apreciável\*

Invertendo a situação, se conhecemos a curva de  $u_o = f(t)$  poderemos decompô-la em função da curva pertencente ao carregamento instantâneo para constituir a curva de  $u_x = f(t)$ . O problema matemático já foi apresentado, mas a sua solução não é imediata; temporariamente, estamos, pois, restritos ao emprêgo de soluções por tentativa, admitindo curvas de  $u_x = f(t)$  para compor as respectivas curvas de  $u_o = f(t)$  até que uma destas se assemelhe à observada.

Todavia, essa técnica de correção de atrasos aplica-se aos atrasos intrínsecos apenas quando a variação de  $u$  é provocada por uma variação de  $\sigma_3$ . Não é automaticamente aplicável também ao caso em que o aumento de  $u$  é provocado pela deformação cisalhante

---

\* As pequenas discrepâncias poderão ser devidas, em parte, ao fato de que a curva  $u_o/u_x = f(t)$  provavelmente deverá variar algum tanto de acôrdo com a magnitude do incremento de pressão, num corpo de prova insaturado.

O assunto carece de muita pesquisa adicional, porquanto atualmente possuímos observações contraditórias: em muitos ensaios sobre corpos de prova insaturados nos quais interrompemos a deformação axial e mantivemos o estado de tensões  $(\sigma_1, \sigma_3)$  constante, não observamos o aumento de  $u$  que seríamos levados a prever em função do atraso medido sob acréscimo de  $\sigma_3$ ; por outro lado em alguns casos a mudança da velocidade de deformação tem provocado uma nítida descontinuidade na curva de  $u$  em relação à deformação.

(b) Critério de rutura a adotar

O ensaio de compressão triaxial com medida da pressão neutra tem sido muito usado para a investigação do comportamento efetivo dos solos argilosos quando cisalhados a volume constante; porém, a sua aplicação aos problemas práticos não tem sido devidamente estudada. Podemos mesmo afirmar que os laboratórios que têm procurado utilizar esse ensaio para fins práticos têm sido levados a seguir predominantemente a orientação acadêmica que ainda cerca todas as publicações sobre o assunto, perdendo de vista o problema prático. Assim, por exemplo, o laboratório do Bureau of Reclamation atualmente executa os ensaios alterando a pressão da câmara continuamente de forma a manter  $\bar{\sigma}_3$  constante -- indubitavelmente tendo em vista escapar ao efeito de preadensamento que segundo Casagrande-Wilson (17) ocorre em ensaios realizados sob  $\bar{\sigma}_3$  constante: esse requisito aumenta grandemente a dificuldade de ensaio mas não encontra o necessário apoio teórico porquanto dificilmente se pode afirmar que o valor de  $\bar{\sigma}_3$  permanece constante num massiço súbitamente solicitado até a rutura.

A primeira observação que se deve fazer refere-se ao critério de rutura. A partir dos dados que ora possuímos (amostras inde -

formadas da argila azul de Boston, da argila de Santos, e de uma argila de Santa Branca) constatamos que comumente nas argilas in deformadas o valor de  $(\tau_{ca})_{max}$  ocorre muito antes do valor de  $(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)_{max}$  \*.

Por outro lado, caracteristicamente o ensaio lento comum se desenvolve com um aumento progressivo de  $\bar{\sigma}_1$  enquanto  $\bar{\sigma}_3$  permanece constante, e assim neste caso (mesmo na argila indeformada) a rutura é definida simultâneamente pelo critério de  $(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)_{max}$  e de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ . De fato, quando uma das duas tensões principais efetivas é mantida constante e a outra é aumentada ou diminuída para provocar a rutura, aparentemente \*\*os

---

\*Nota-se que o valor de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  ocorre aproximadamente com a mesma deformação com que se alcança o  $(\tau_{ca})_{max}$ . Como no ensaio comum, sem medida da pressão neutra, só podemos usar o critério de rutura baseado no valor máximo de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  essa observação tem relativo interêsse prático porque permite que se considere êste critério aproximadamente equivalente ao de  $(\tau_{ca})_{max}$  que é básicamente válido para o material que se comporta como pu ramente coesivo.

É interessante lembrar que nas areias rompidas a volume constante acontecia o contrário: o valor de  $(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)_{max}$  ocorria a pequenas deformações, e o de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  muito mais tarde. Os paralelos que às vezes se pretende tirar entre o comportamento das areias (compactas e fôfas) e o das argilas (in deformadas e amolgadas) são muito limitados.

\*\* A técnica de ensaio do Bureau of Reclamation aparentemente desfrutaria dessa vantagem de uniformizar os dois critérios de rutura. Não conhecemos como se comportam, comparativamente,

critérios de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  e de  $(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3)_{\max}$  deverão ser equivalentes.

Essas observações são baseadas nos ensaios a deformação controlada. Ora, as análises de estabilidade na natureza compreendem sempre a aplicação de tensões e não de deformações, e, portanto, somos obrigados a concluir que no momento em que a tensão cisalhante aplicada igualar ou exceder o  $(\tau_{cr})_{\max}$ , o massiço rompe, não havendo mais interêsse no desenvolvimento de maiores obliquidades que seriam alcançadas mediante a diminuição de  $\tau$  (e diminuição maior de  $\bar{\sigma}$ ). Assim, por exemplo, referindo-nos à fig. 32 (Cap. II) seríamos obrigados a concluir que a rutura se daria aos 2% de deformação ( $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3 = 2$  e  $\phi = 19,5$ ). Concluimos, também, que nas curvas  $\Delta / \bar{\sigma}_1$ , etc. da Fig. 32c o respectivo trecho que se desenvolve com deformações maiores do que 2% não tem significado prático.\*

Em outras palavras, evidentemente se consideramos a resistência ao longo de um plano de escorregamento como predeterminada em função da pressão de adensamento (uma espécie de coesão, apenas definida em relação à variação de  $\sigma_{ad}$ ) o critério de rutura passa a ser o de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  (Ver I.5).

---

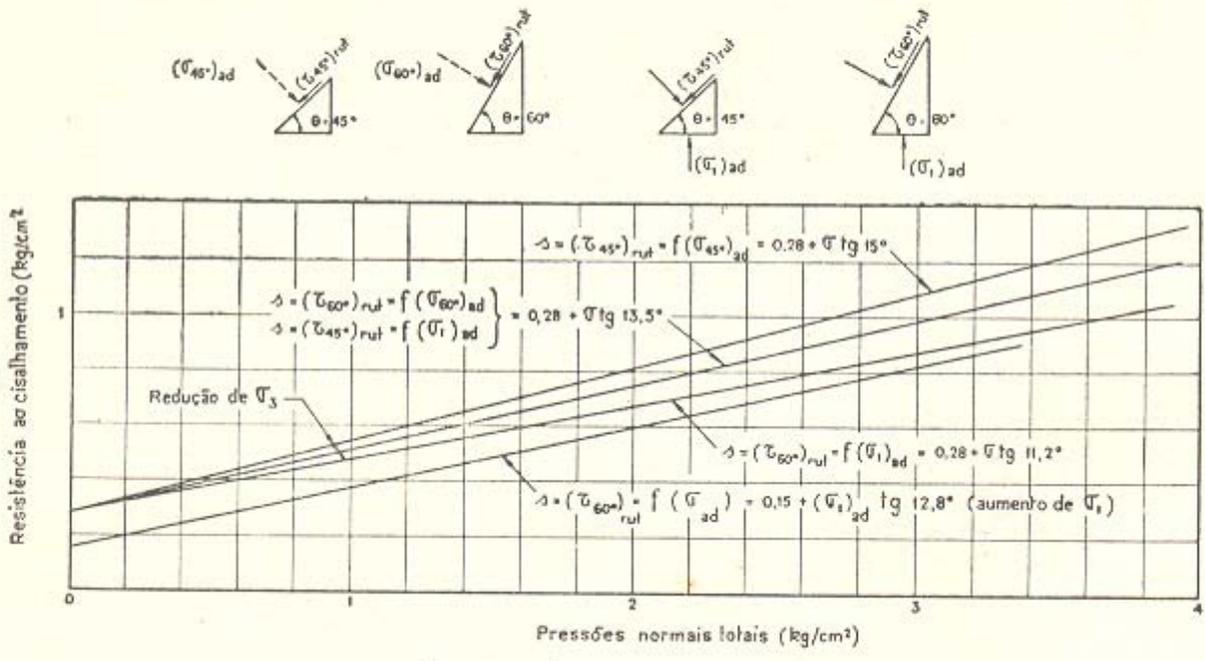
nesse ensaio, amostras indeformadas e amolgadas de uma argila de alta sensibilidade.

\* Cumpre assinalar inclusive que depois de alcançado o valor de  $(\tau_{cr})_{\max}$  a resistência  $\Delta$  é a cada instante definida como o próprio valor  $\tau_{cr}$  respectivo (Taylor, 70): como consequência, as curvas de  $\Delta / \bar{\sigma}_1$  ou  $\Delta / \bar{\sigma}_3$  em função de  $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_3$  independem do solo ensaiado, sendo definidas matematicamente.

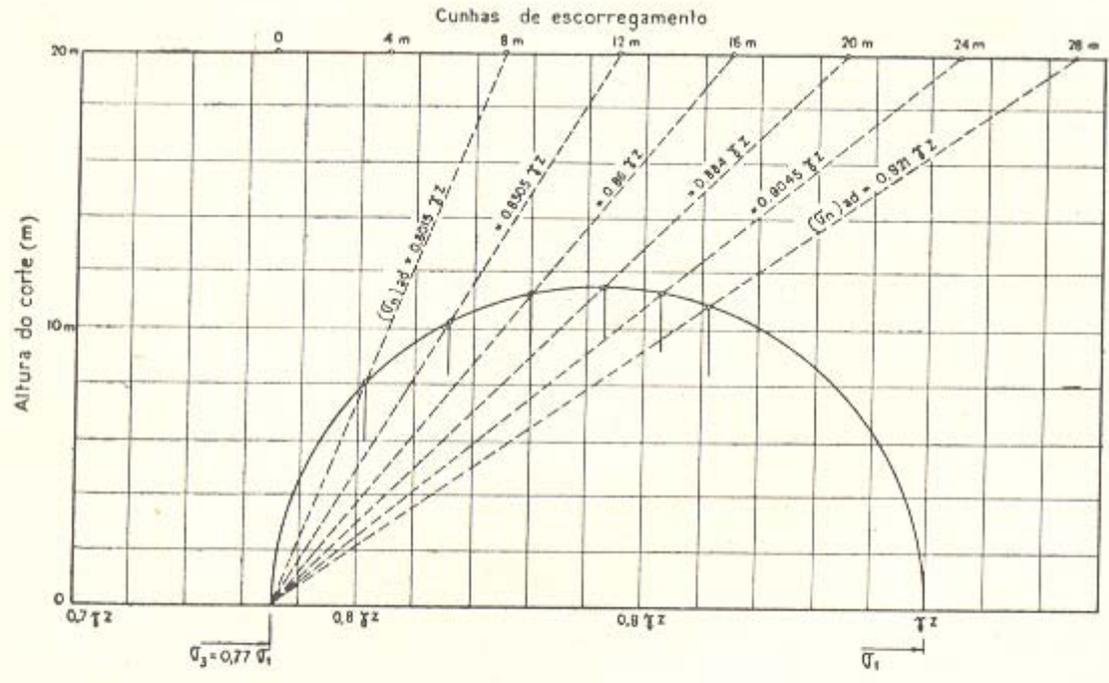
Concluimos, portanto, que, se as curvas de comportamento refletidas pelo ensaio a deformação controlada (fig. 32) são válidas também para o ensaio a tensão controlada, a rutura natural o correria (numa argila indeformada) sob uma obliquidade muito inferior à do ensaio lento. Todavia, os recentes trabalhos de Casagrande-Wilson (16, 17) estão em desacôrdo com a hipótese, extensamente divulgada, de que os dois tipos de ensaio fornecem curvas semelhantes: aparentemente no ensaio a tensão controlada a argila indeformada não apresenta o pico na curva tensão-deformação (\*); a curva de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  e a de  $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$  aumentam simultaneamente, da mesma forma como acontece nos ensaios lentos e nos ensaios a deformação controlada sôbre amostras amolgadas, (fig.56). Aparentemente, a única observação que diferencia a argila indeformada da amolgada seria a deformação de rutura que em alguns dos casos apresentados correspondeu a 3 a 5%. Esse ponto de semelhança ou não das curvas tensão-deformação dos ensaios a tensão-controlada e a deformação controlada passa a representar um ponto de suma importância na investigação da resistência ao cisalhamento das argilas indeformadas, para estabelecimento do critério de rutura a aplicar na prática com o ensaio de pressão neutra: esse critério de rutura será obrigatoriamente baseado num valor limite de  $\tau_\alpha$  que poderá ou não corresponder simultaneamente ao valor limite de  $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ .

---

(\*) Como a deformação de rutura em muitos casos se assemelha à dos ensaios a deformação controlada em argilas indeformadas ( $\approx 3\%$ ) é possível interpretar as curvas dos ensaios apresentados por Casagrande-Wilson (16,17) como apenas o trecho inicial da curva total de um ensaio a deformação controlada; porém, a diferença na curva  $(\tau, \bar{\sigma})$  é pronunciada, merecendo, portanto, atenção especial em pesquisas suplementares que se fazem indicadas.



C) ENVOLTÓRIAS DE MOHR APARENTES



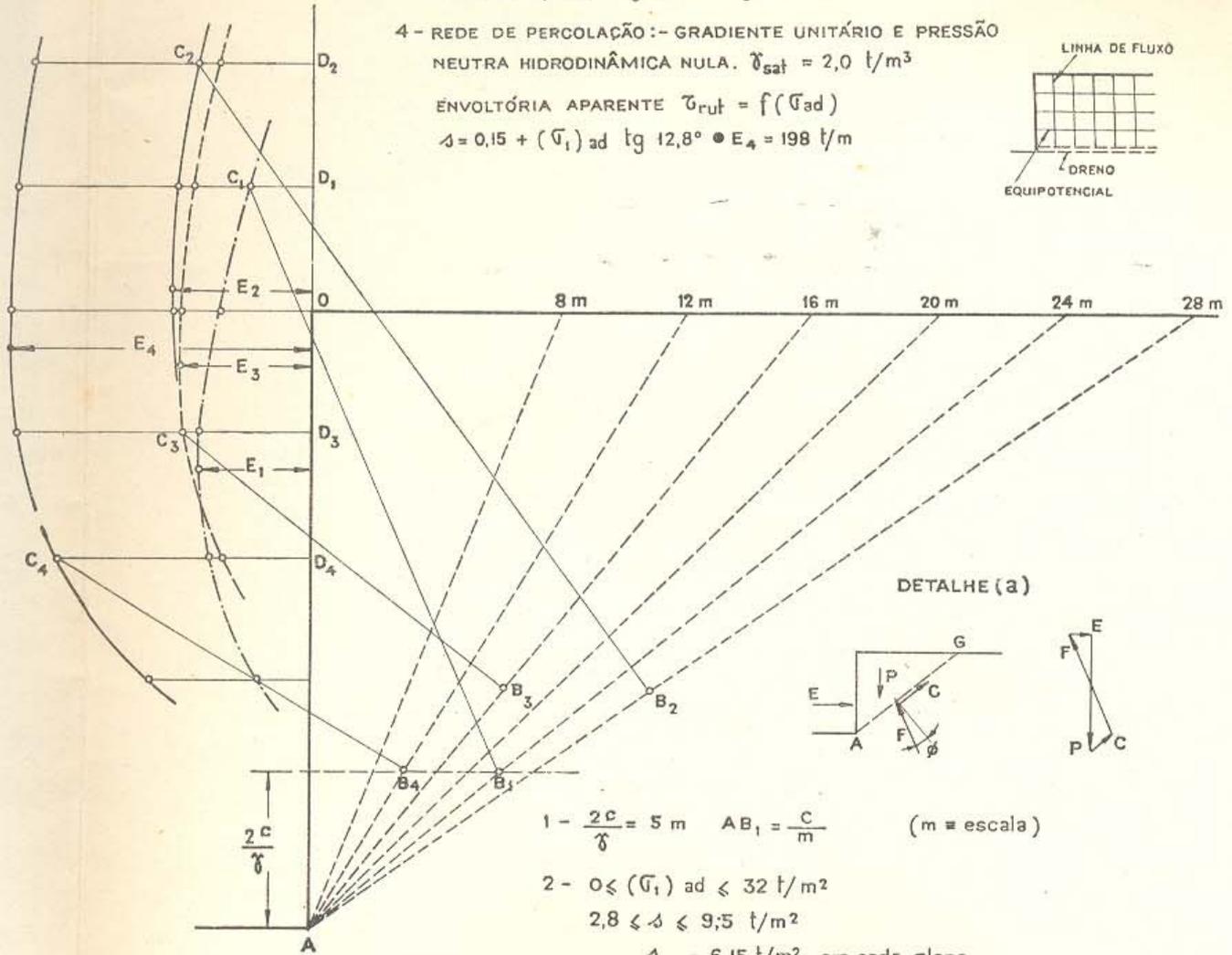
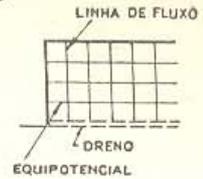
d) DETERMINAÇÃO DE  $(\sigma_n)_{ad} = f(\lambda, z)$  NOS PLANOS DE ESCORREGAMENTO

Fig 39- TENSÕES NUM MASSIÇO COESIVO E CRITÉRIOS DE RUTURA

**EMPUXO ATIVO**

ALTURA DO MURO 20 m  
 PÊSO ESPECÍFICO DO SOLO  $\gamma_{nat} = 1,6 \text{ t/m}^3$   
 ENVOLTÓRIAS - VER FIG. 39

- 1- ENVOLTÓRIA MISTA  $\delta = 0,4 + \sigma \text{ tg } 17^\circ \text{ (kg/cm}^2\text{)}$   
 PELO PROCESSO CLÁSSICO  $E_1 = 57 \text{ t/m}$
- 2- PELO PROCESSO DA ENVOLTÓRIA APARENTE  $\tau_{rut} = f(\sigma_1)_{ad}$   
 $\delta = 0,28 + (\sigma_1)_{ad} \text{ tg } 11,7^\circ \quad E_2 = 73 \text{ t/m}$
- 3- PELO PROCESSO DA ENVOLTÓRIA APARENTE  $\tau_{rut} = f(\sigma_r)_{ad}$   
 $\delta = 0,28 + (\sigma_r)_{ad} \text{ tg } 14^\circ \quad E_3 = 69 \text{ t/m}$
- 4- REDE DE PERCOLAÇÃO :- GRADIENTE UNITÁRIO E PRESSÃO NEUTRA HIDRODINÂMICA NULA.  $\gamma_{sat} = 2,0 \text{ t/m}^3$   
 ENVOLTÓRIA APARENTE  $\tau_{rut} = f(\sigma_{ad})$   
 $\delta = 0,15 + (\sigma_1)_{ad} \text{ tg } 12,8^\circ \quad E_4 = 198 \text{ t/m}$



1 -  $\frac{2c}{\gamma} = 5 \text{ m} \quad AB_1 = \frac{c}{m} \quad (m = \text{escala})$

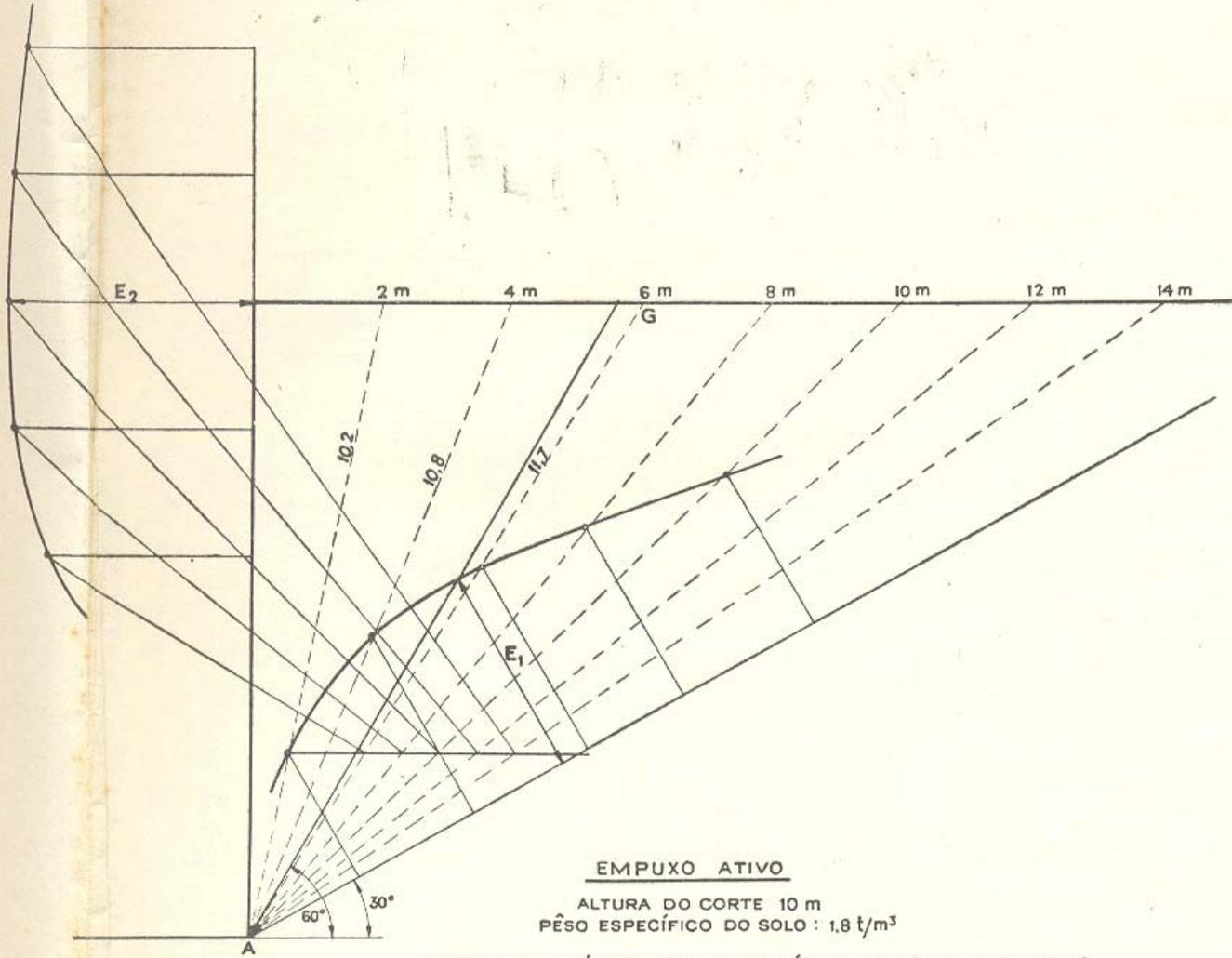
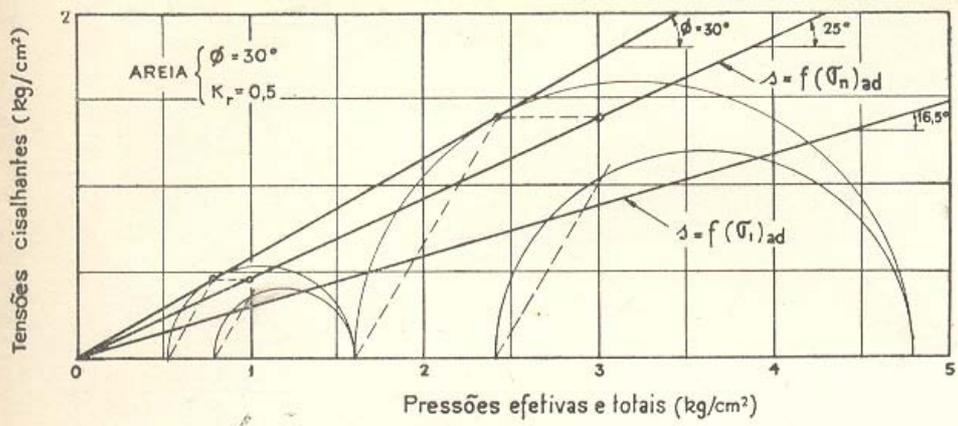
2 -  $0 \leq (\sigma_1)_{ad} \leq 32 \text{ t/m}^2$   
 $2,8 \leq \delta \leq 9,5 \text{ t/m}^2$

$\delta_m = 6,15 \text{ t/m}^2$  em cada plano  
 para a cunha 28:  $\overline{AB}_2 = \frac{\delta_m \cdot AG}{m}$

3 - para a cunha 16 :  
 $(\sigma_r)_{ad} = 0,86 \gamma z \text{ (Fig. 39 d)}$   
 $2,8 \leq \delta \leq 9,62 \text{ t/m}^2$   
 $\overline{AB}_3 = \frac{\delta_m \cdot AG}{m}$

4 -  $0 < (\sigma_1)_{ad} < 32 \text{ t/m}^2$   
 $1,5 < \delta < 8,75 \text{ t/m}^2$   
 para a cunha 12:  $\overline{AB}_4 = \frac{\delta_m \cdot AG}{m'}$

Fig. 40 - EMPUXOS DEVIDOS A CORTE EM TERRAPLENO COESIVO



**EMPUXO ATIVO**

ALTURA DO CORTE 10 m  
 PÊSO ESPECÍFICO DO SOLO : 1,8 t/m³

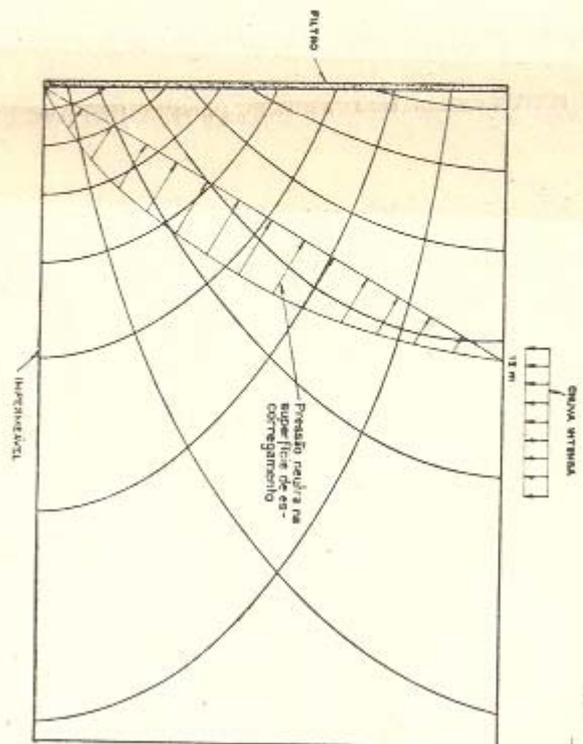
PROCESSO CLÁSSICO, COM ENVOLTÓRIA MISTA (LENTA, NESTE CASO)  
 $E_1 = 30 \text{ t/m}$

PELO PROCESSO DE ENVOLTÓRIA APARENTE  $\Delta = f(\sigma_1)_{ad} = \sigma_1 \text{tg } 16,5^\circ$

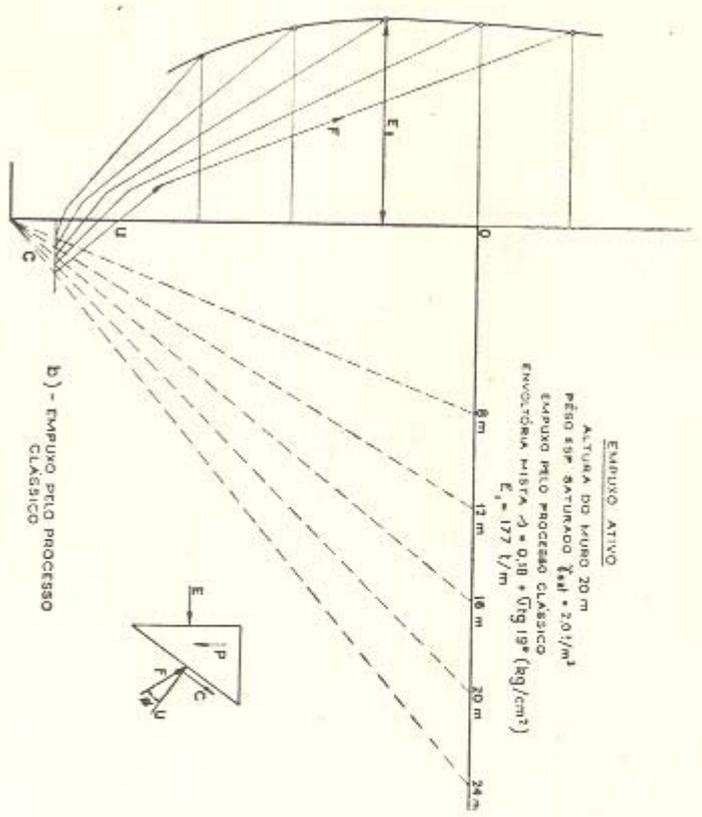
$$\left. \begin{aligned} 0 < \Delta < 5,3 \text{ t/m}^2 \\ \Delta_m = 2,65 \text{ t/m}^2 \end{aligned} \right\} E_2 = 36,9 \text{ t/m}$$

PARA A CUNHA 6 : -  $E = \frac{\Delta_m \cdot AG}{m}$

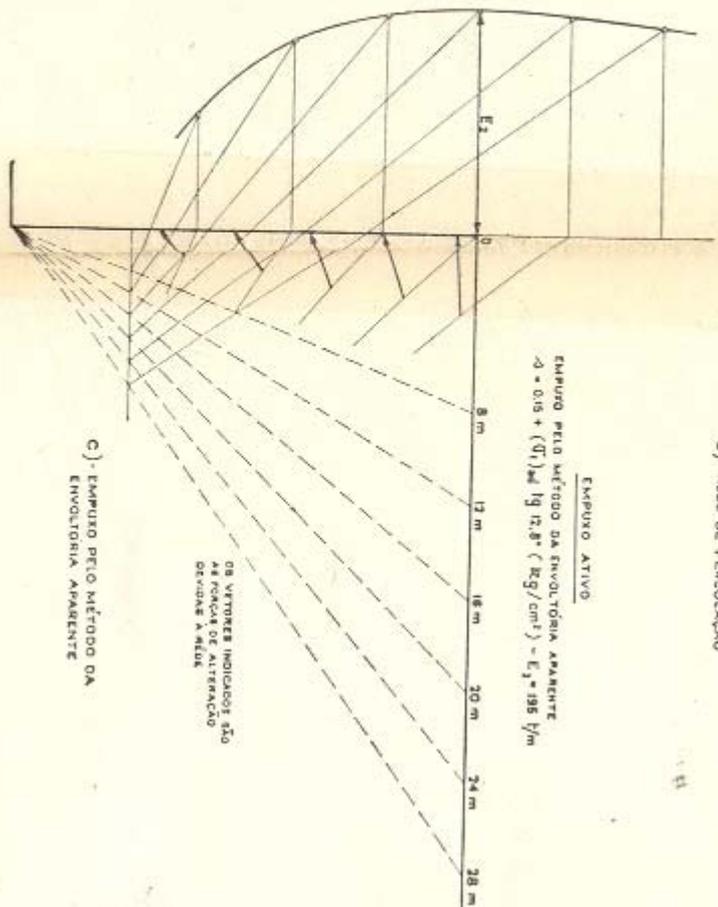
Fig. 41 - EMPUXO ATIVO DEVIDO A CORTE EM SOLO ARENOSO



3) - REDE DE PERCOLAÇÃO



b) - EMPUXO PULO PROCESSO CLÁSSICO

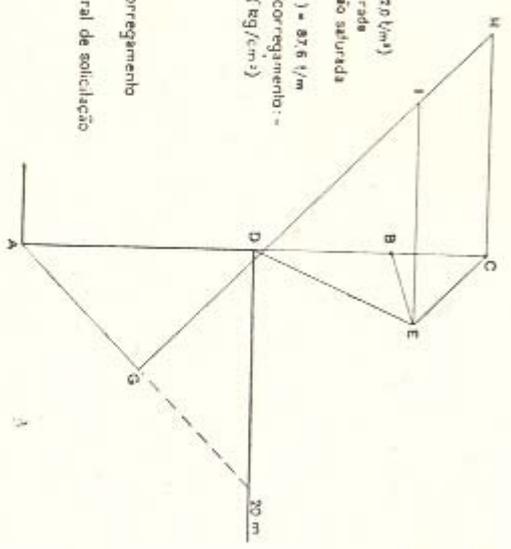


c) - EMPUXO PULO PROCESSO DA ENVELOVORIA APARENTE

EMPUXO PULO PROCESSO DA ENVELOVORIA APARENTE  
 $\Delta = 0,18 + (0,79) \text{tg } 12,8^\circ \text{ (kg/cm}^2\text{)} - E_1 = 198 \text{ t/m}$

CUNHA 20

- AB - Pêso da cunha ( $\gamma = 16 \text{ t/m}^3$ )
- AC - Pêso da cunha saturada ( $\gamma_{sat} = 20 \text{ t/m}^3$ )
- AD - Pêso da cunha submersa e saturada
- BD - Pêso da cunha submersa mas não saturada
- CE - Pressão neutra no plano de escoamento (ver rede em a) =  $87,6 \text{ t/m}$
- AD - força resistente no plano de escoamento: -  
 $\Delta = 0,15 + (0,79) \text{tg } 12,8^\circ \text{ (kg/cm}^2\text{)}$   
 $0 \leq (0,79) \text{tg } 12,8^\circ \leq 37 \text{ t/m}^2$   
 $15,62 \leq 8,77 \text{ t/m}^2$   
 $\Delta m = 14,5 \text{ t/m}^2$
- ED - força de percolação
- GH - força normal ao plano de escoamento
- HG = HE - Empuxo =  $195 \text{ t/m}$
- EB - força de alteração do estado geral de solitação



d) - COMPOSIÇÃO DE FORÇAS. EQUIVALÊNCIA ENTRE FORÇA NEUTRA DE SUPLENTE + PÊSO TOTAL E FORÇA DE PERCOLAÇÃO + PÊSO SUBMERSO

Fig. 42 - EMPUXOS DEVIDOS A CORTES EM TERRAPLENOS COESIVOS COM PERCOLAÇÃO

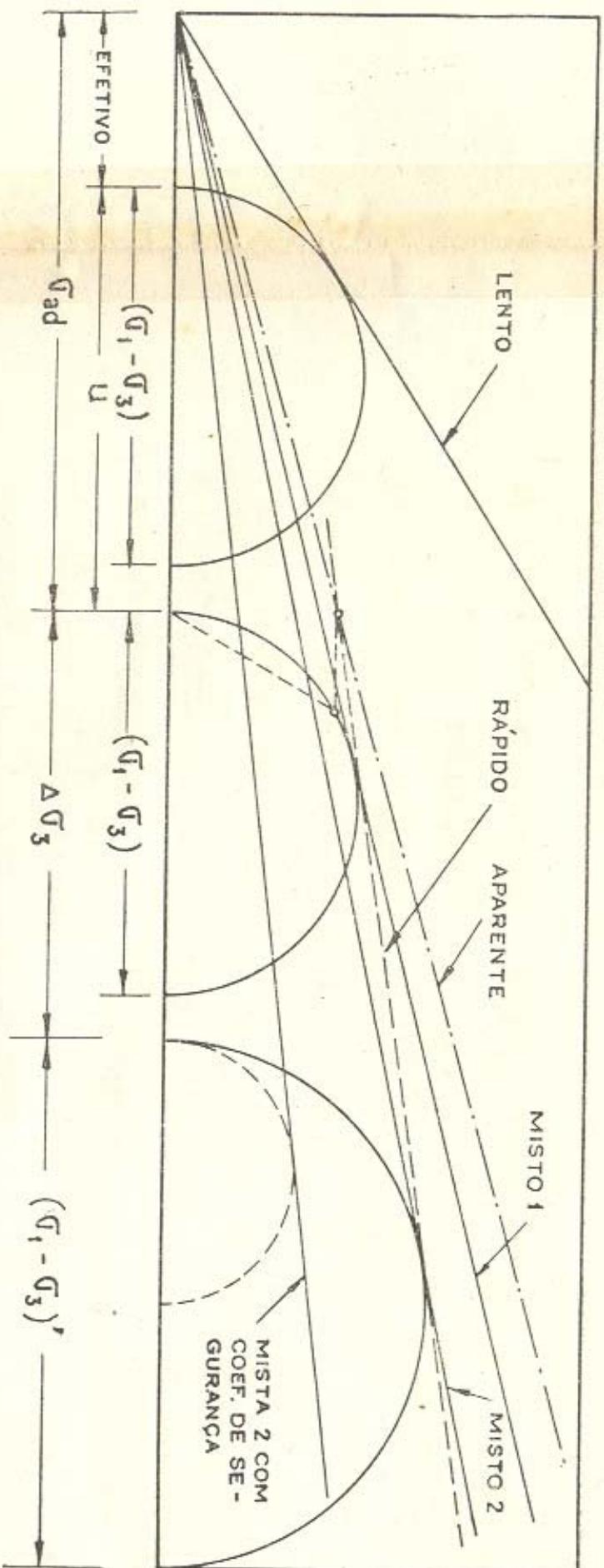


Fig. 43 - AVALIAÇÃO DE ENVOLTÓRIAS A PARTIR DA LENTA E DA RÁPIDA

PARA A CUNHA 20

$\bar{A}B$  - Peso total da cunha ( $\gamma_{sat} = 21/m^3$ )

$F$  - força de alteração introduzida pela rede

$\bar{A}C$  - força resistente ao longo do plano de escorregamento =

$$[C + (\bar{U}_1) \text{ ad } \text{tg } \phi'_2] L - N \text{ tg } \phi' = 144,98 \text{ k/m}$$

$\bar{C}D$  - força normal ao plano de escorregamento

$\bar{D}B$  - Empuxo

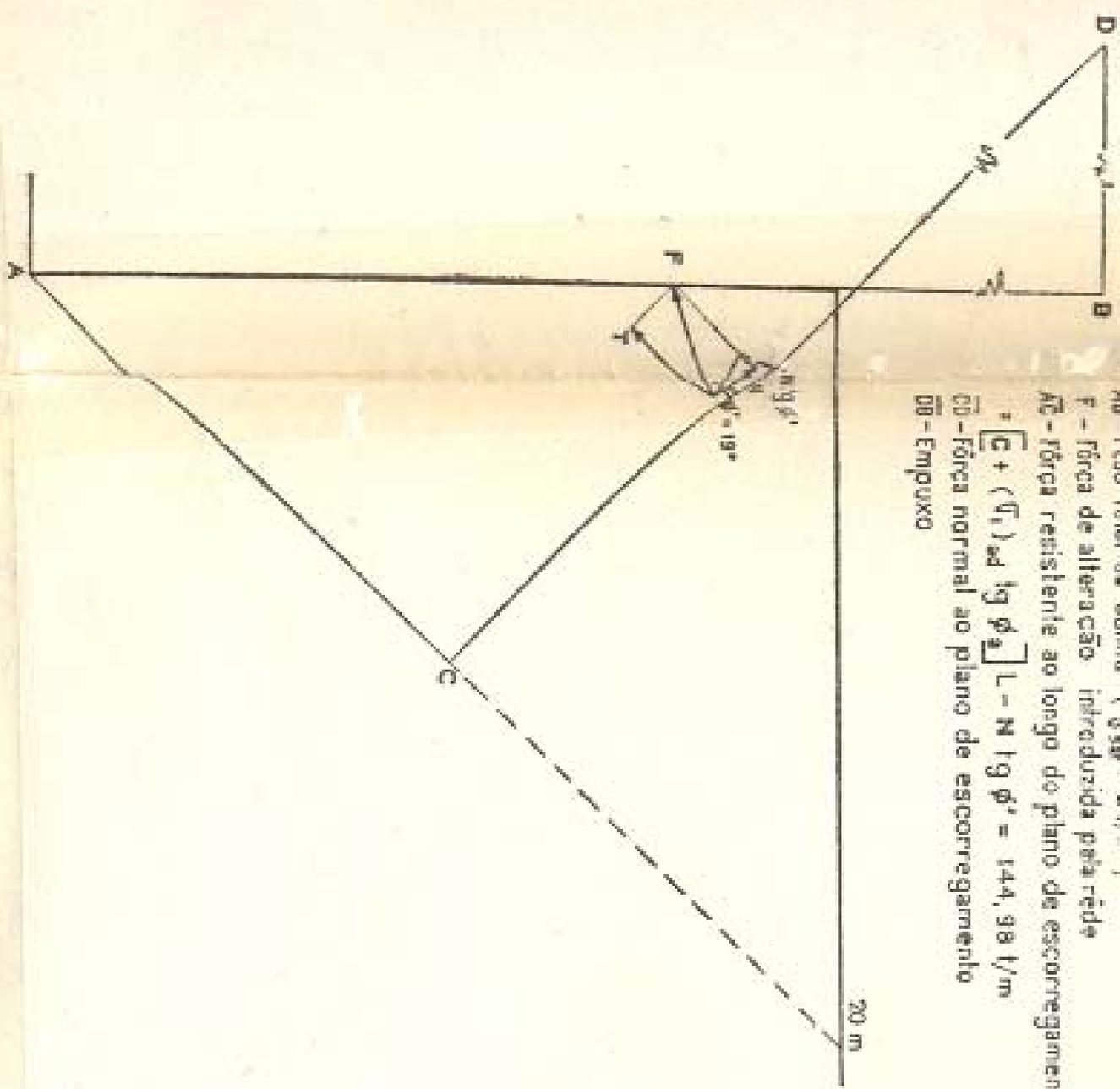


Fig. 44 - EMPUXO CONSIDERANDO UM ÂNGULO DE ATRITO RÁPIDO, E SUGESTÃO SUBITA INTRODUIDA PELA REDE DE PERCOALÇÃO

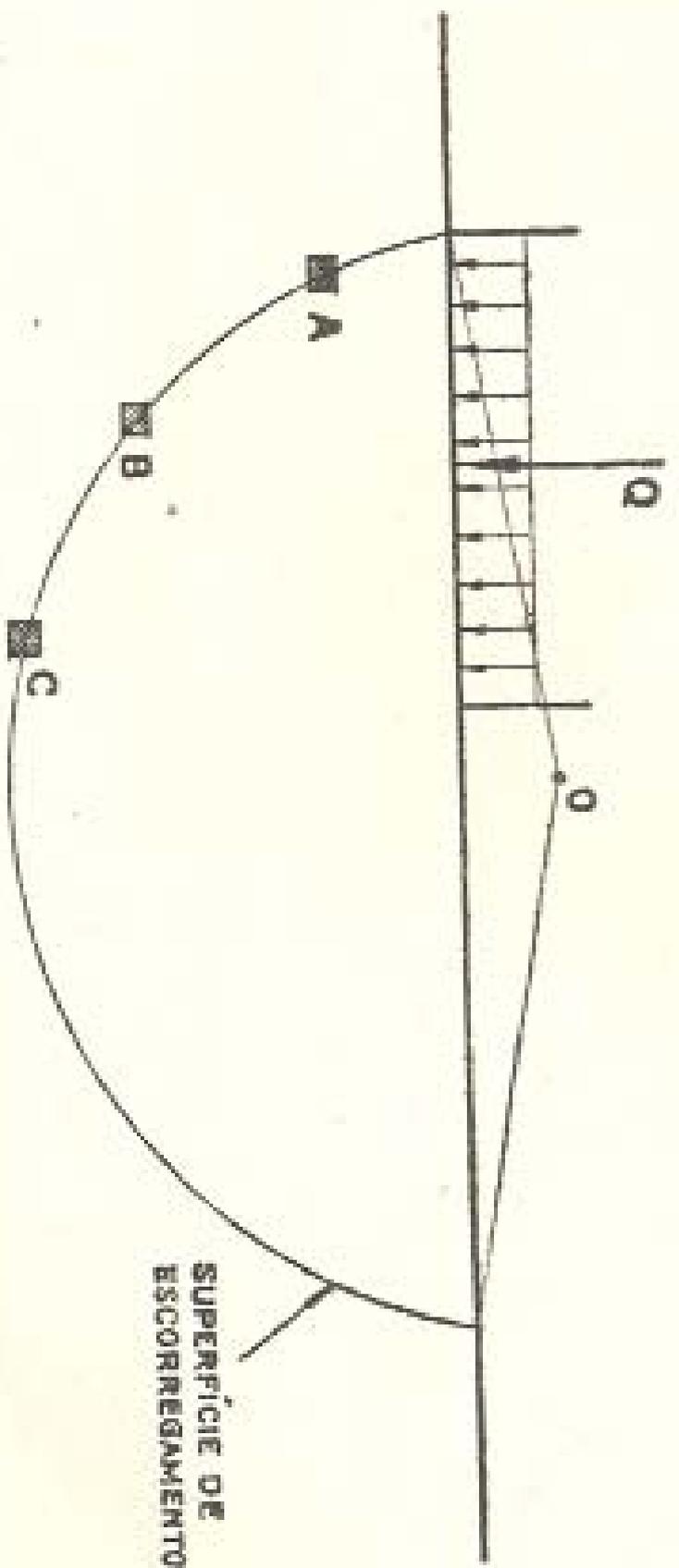


Fig. 45 - SUPERFÍCIE HIPOTÉTICA DE ESCORREGAMENTO PARA FUNDAÇÃO DIRETA



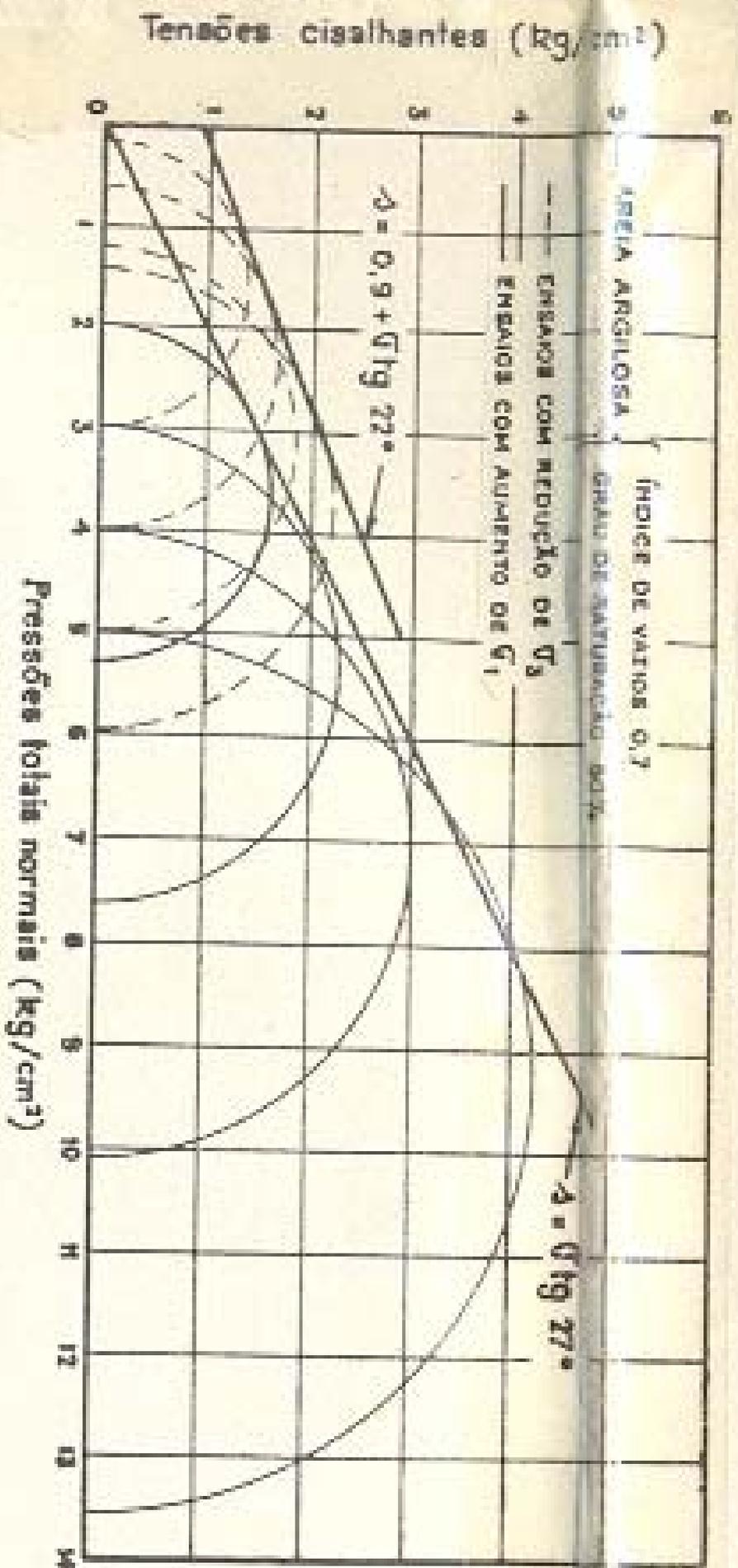


Fig. 47 - COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIOS LEVADOS A RUTURA COM DIMINUIÇÃO DE  $\sigma_3$  E COM O AUMENTO DE  $\sigma_1$

Tensões cisalhantes (kg/cm<sup>2</sup>)

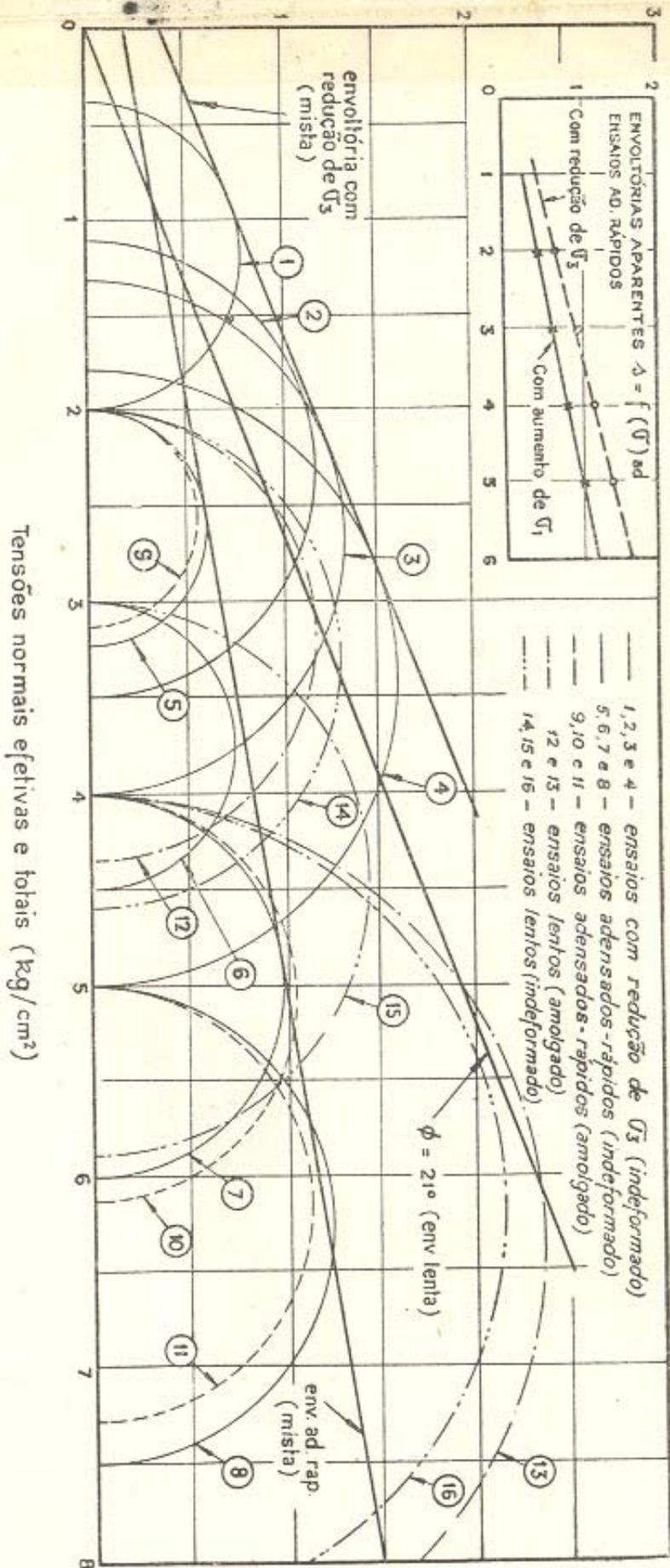
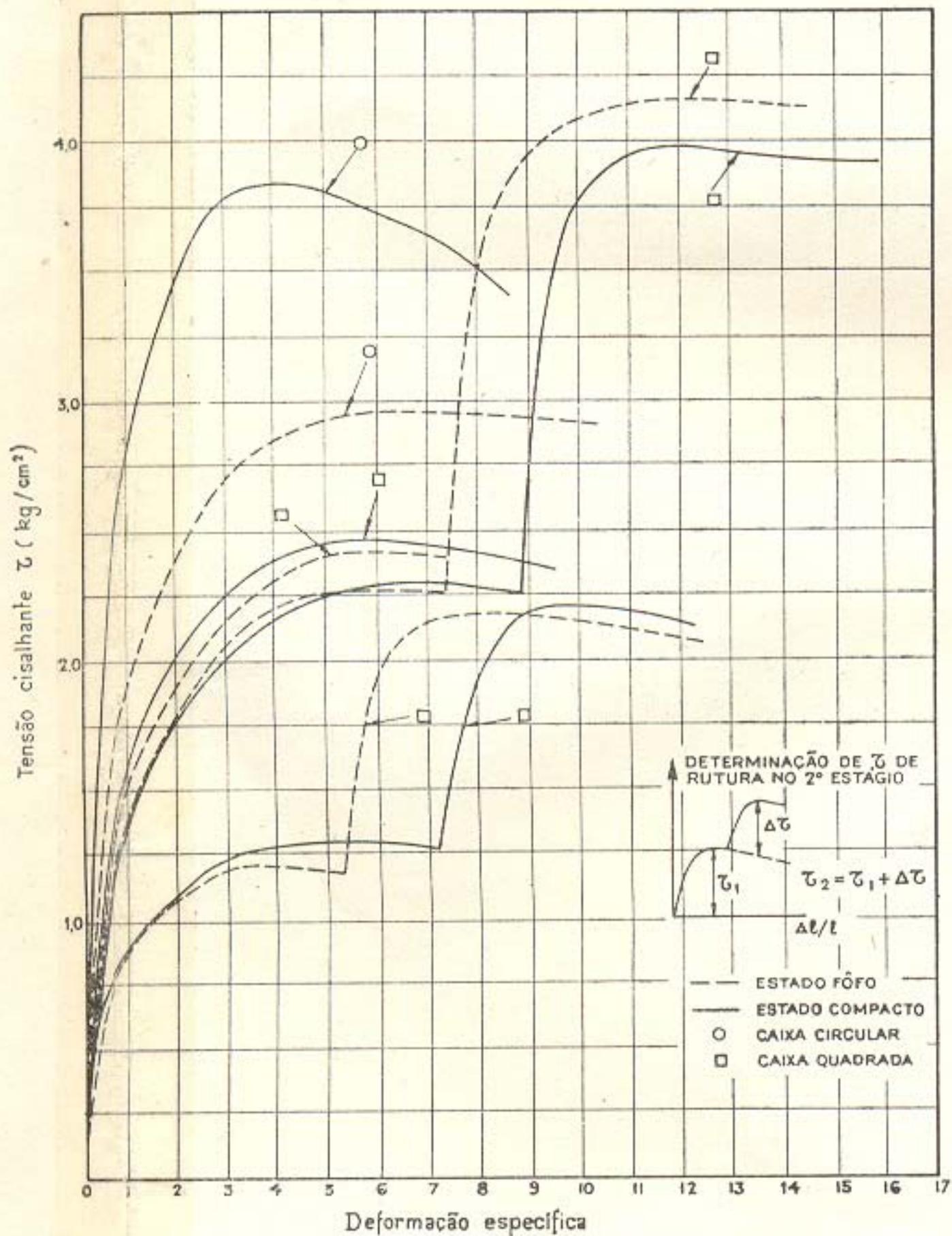
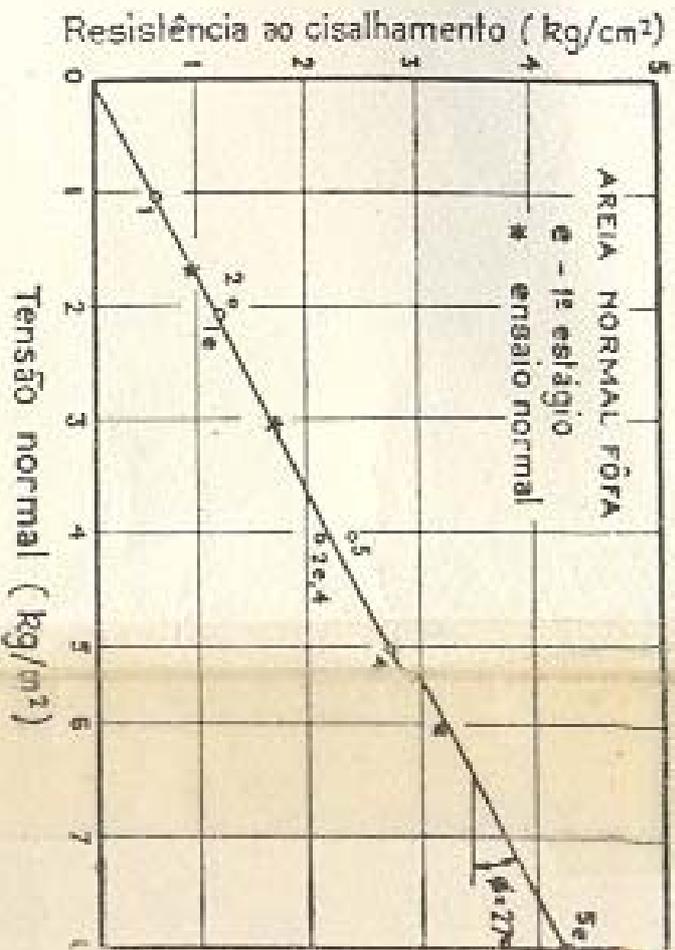
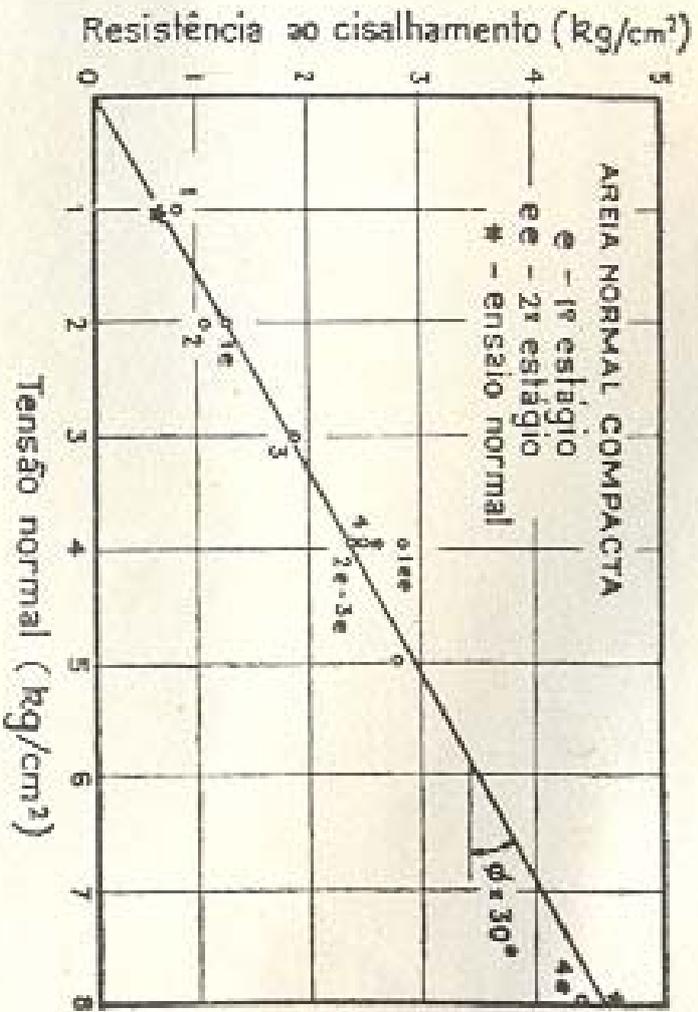


Fig. 48 - ENVOLTÓRIAS VARIAS  
 (ARGILA MARINHA DE SANTOS)

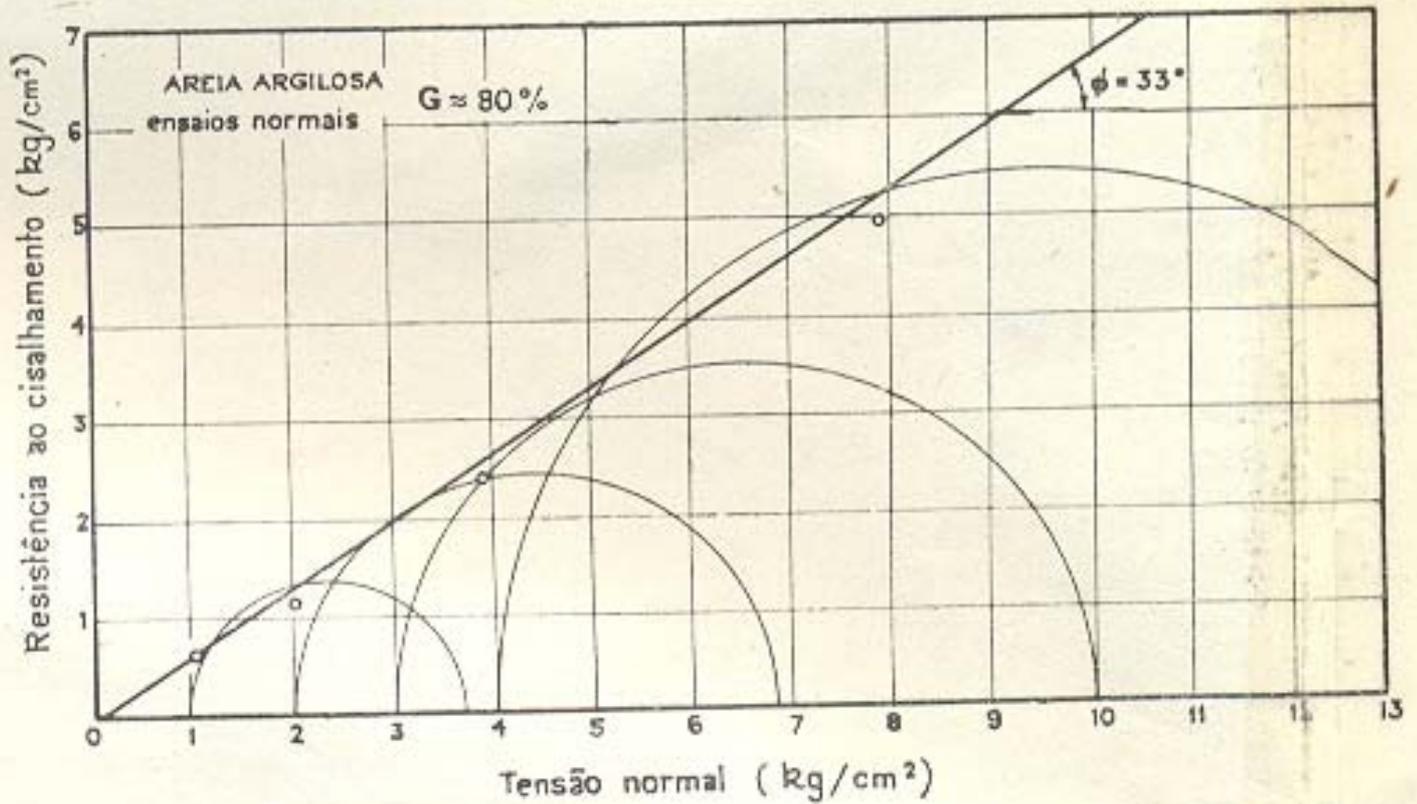
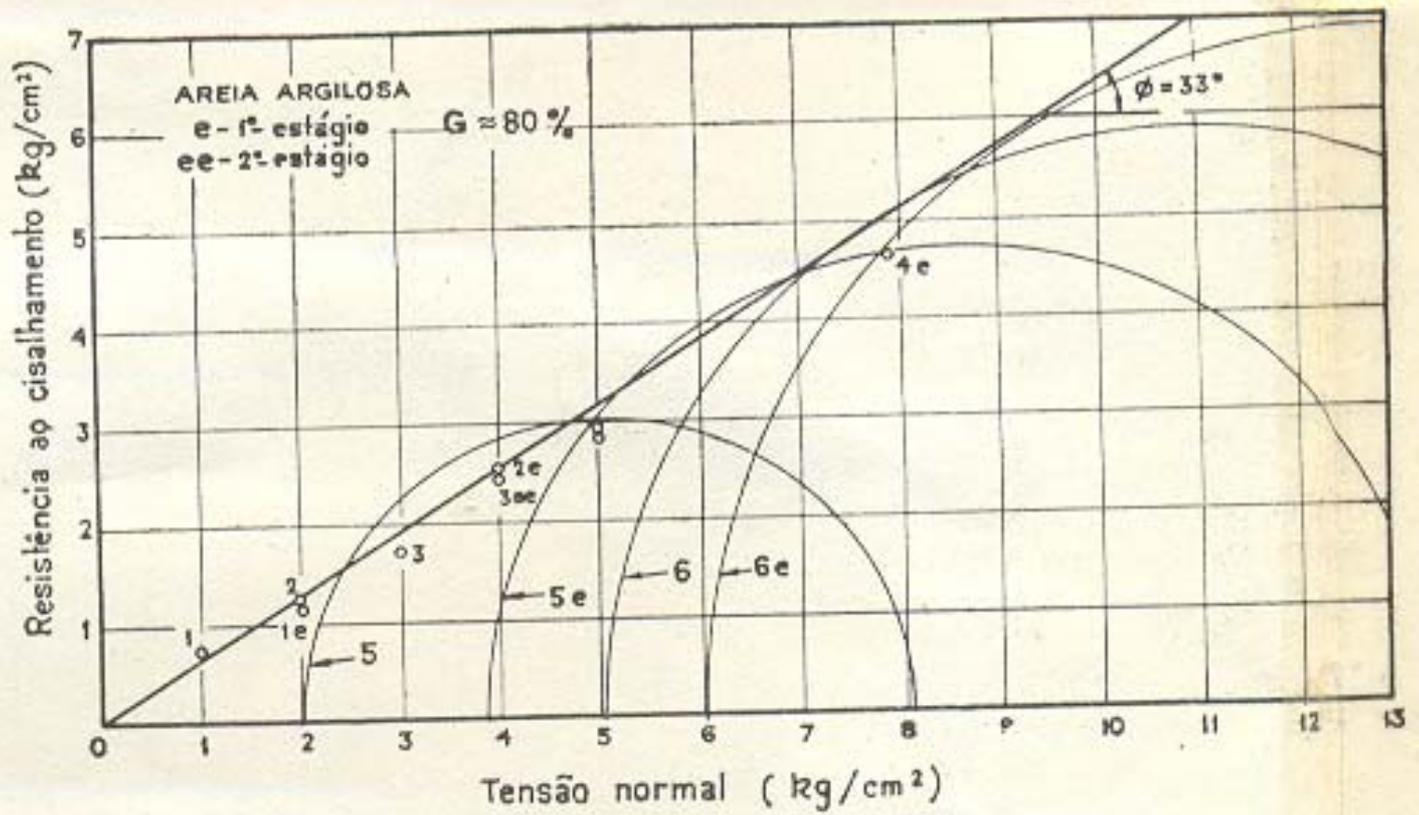
Tensões normais efetivas e totais (kg/cm<sup>2</sup>)



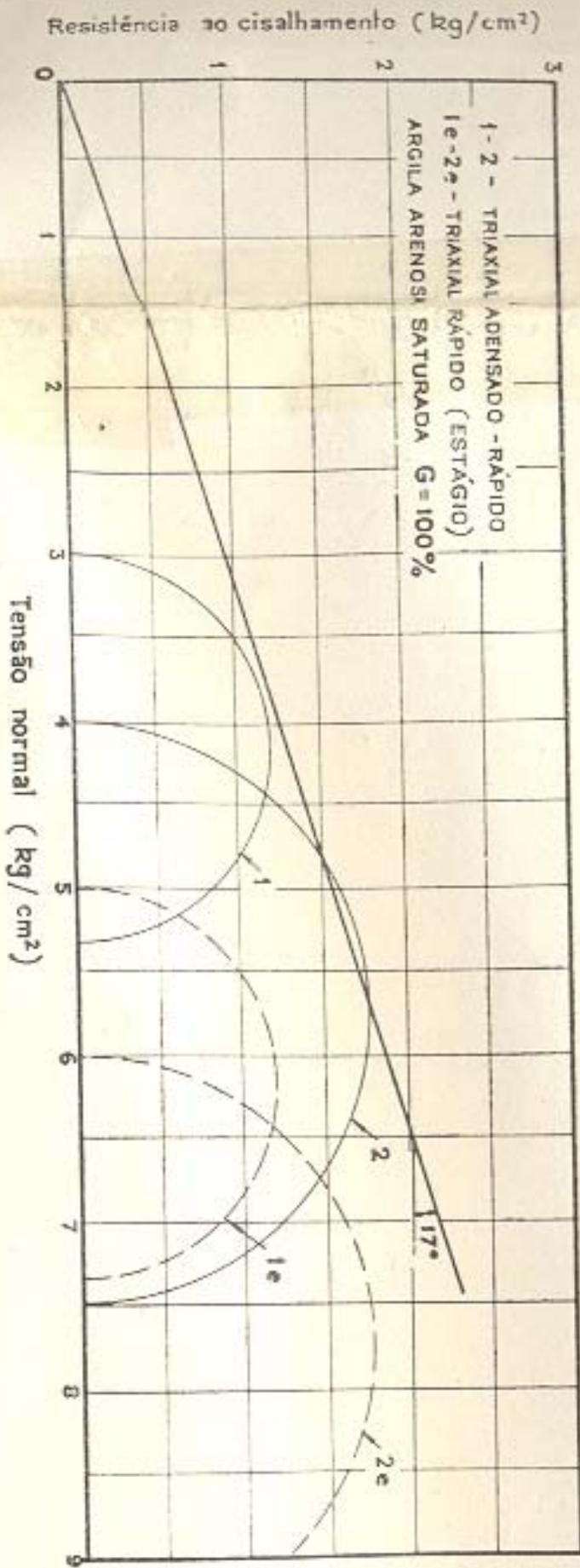
a) - CURVAS TENSÃO DEFORMAÇÃO DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO EM ESTÁGIOS



b) - ENVOLTÓRIAS E AREIAS, DETERMINADAS PELO  
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM ESTÁGIOS

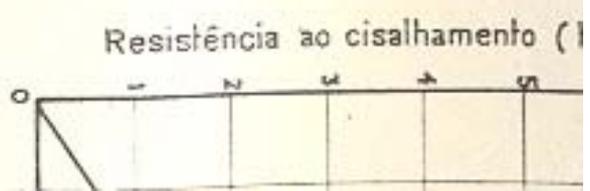


C) - COMPARAÇÃO DE ENVOLTÓRIAS EM AREIAS ARGILOSAS DETERMINADAS POR ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL E DE CISALHAMENTO DIRETO EM ESTÁGIOS NORMAIS



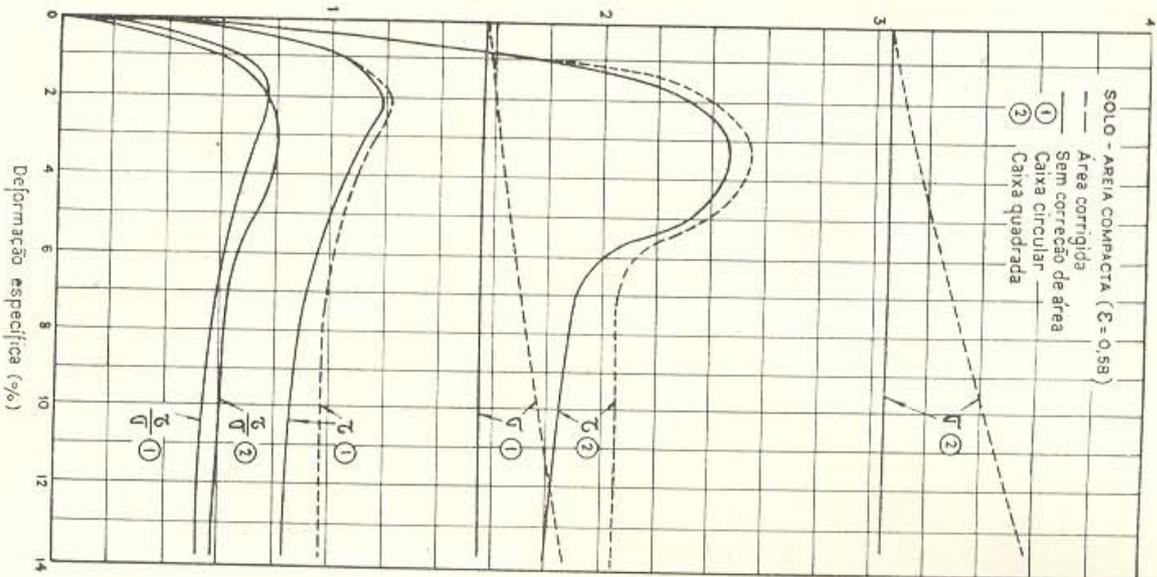
d) - ENSAIOS TRIAXIAIS EM ESTÁGIOS, ARGILA DE SANTOS AMOLGADA

Fig. 49 - ENSAIOS EM ESTÁGIOS



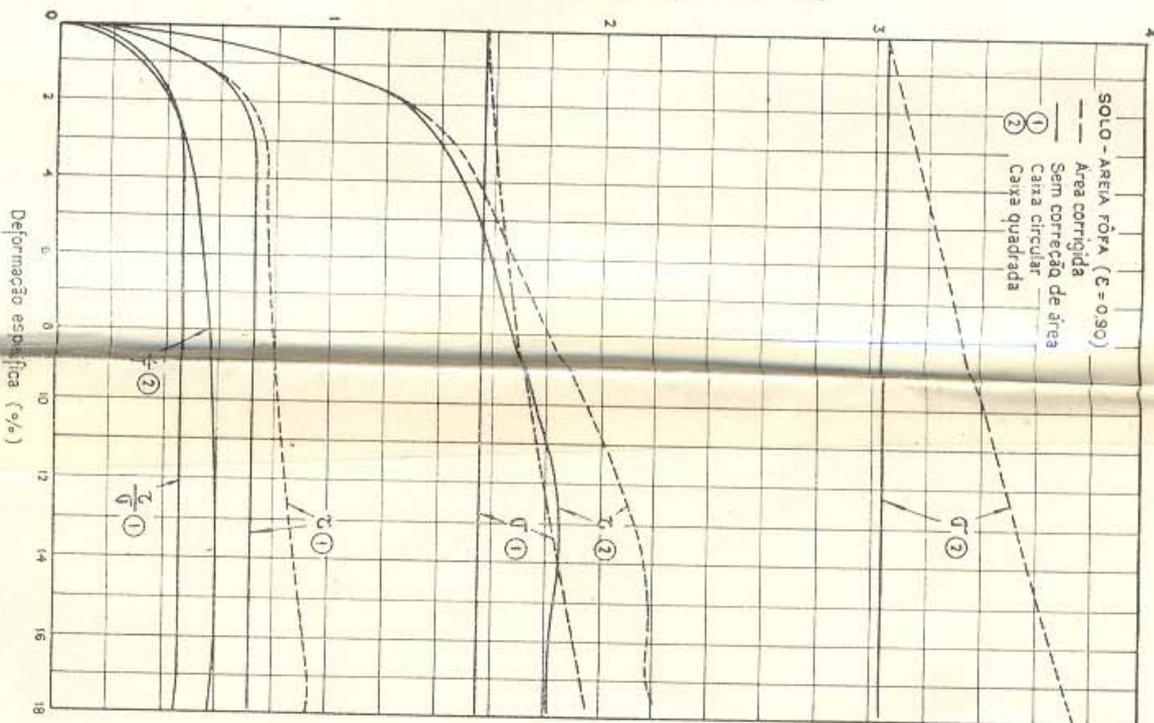
c) -

Tensões  $\tau$  e  $\sigma$  (kg/cm<sup>2</sup>) e razão  $\tau/\sigma$



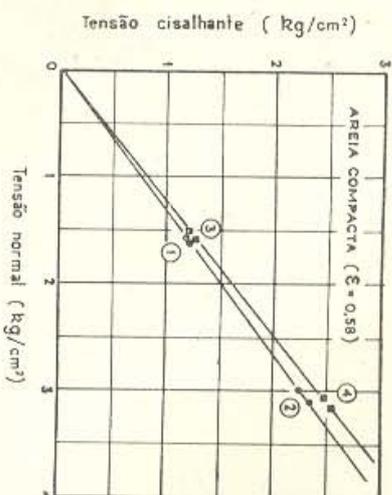
a) CURVAS TENSÃO DEFORMAÇÃO DE AREIA COMPACTA CAIXA CIRCULAR E CAIXA QUADRADA

Tensões  $\tau$  e  $\sigma$  (kg/cm<sup>2</sup>) e razão  $\tau/\sigma$



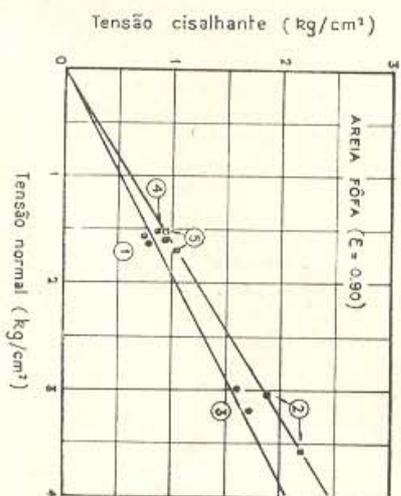
b) CURVAS TENSÃO DEFORMAÇÃO DE AREIA FÔFA CAIXA CIRCULAR E CAIXA QUADRADA

Fig. 50 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO EM AREIAS. CAIXA CIRCULAR E CAIXA QUADRADA.



c) ENVOLTÓRIAS PARA AREIA COMPACTA. CAIXAS CIRCULAR E QUADRADA

	ÁREA CORREGIDA	ÁREA CONSTANTE
CAIXA QUADRADA	■	□
CAIXA CIRCULAR	●	○



d) ENVOLTÓRIAS PARA AREIA FÔFA CAIXAS CIRCULAR E QUADRADA

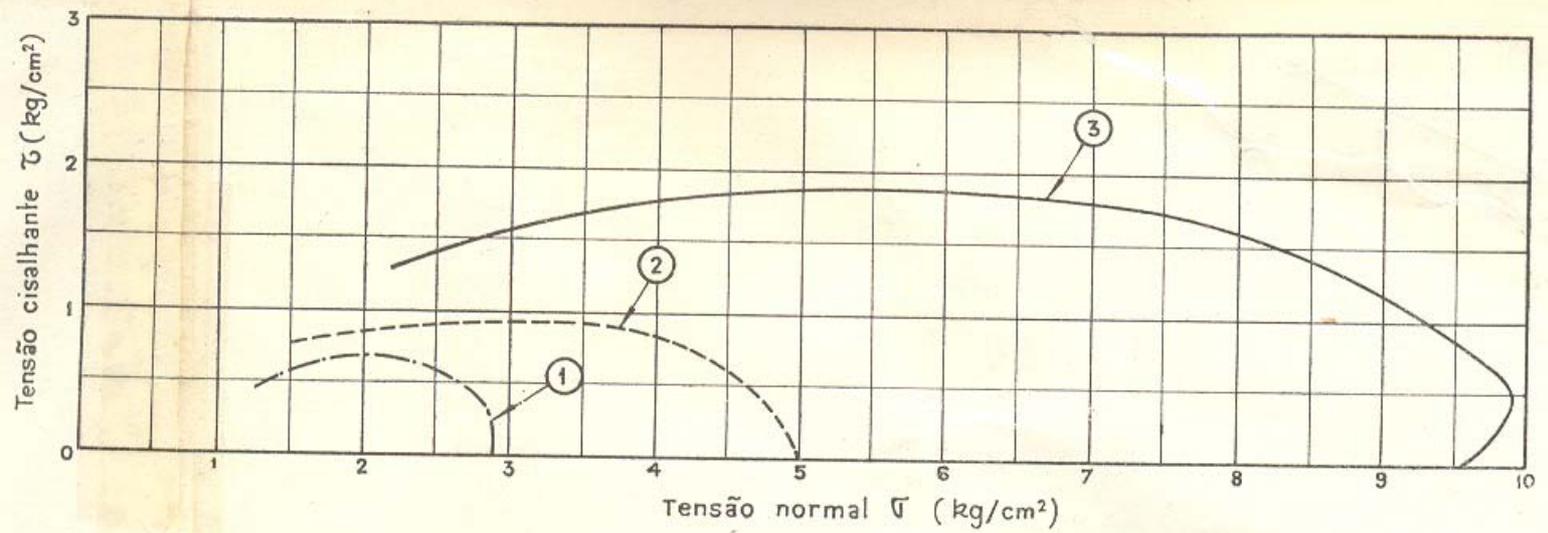
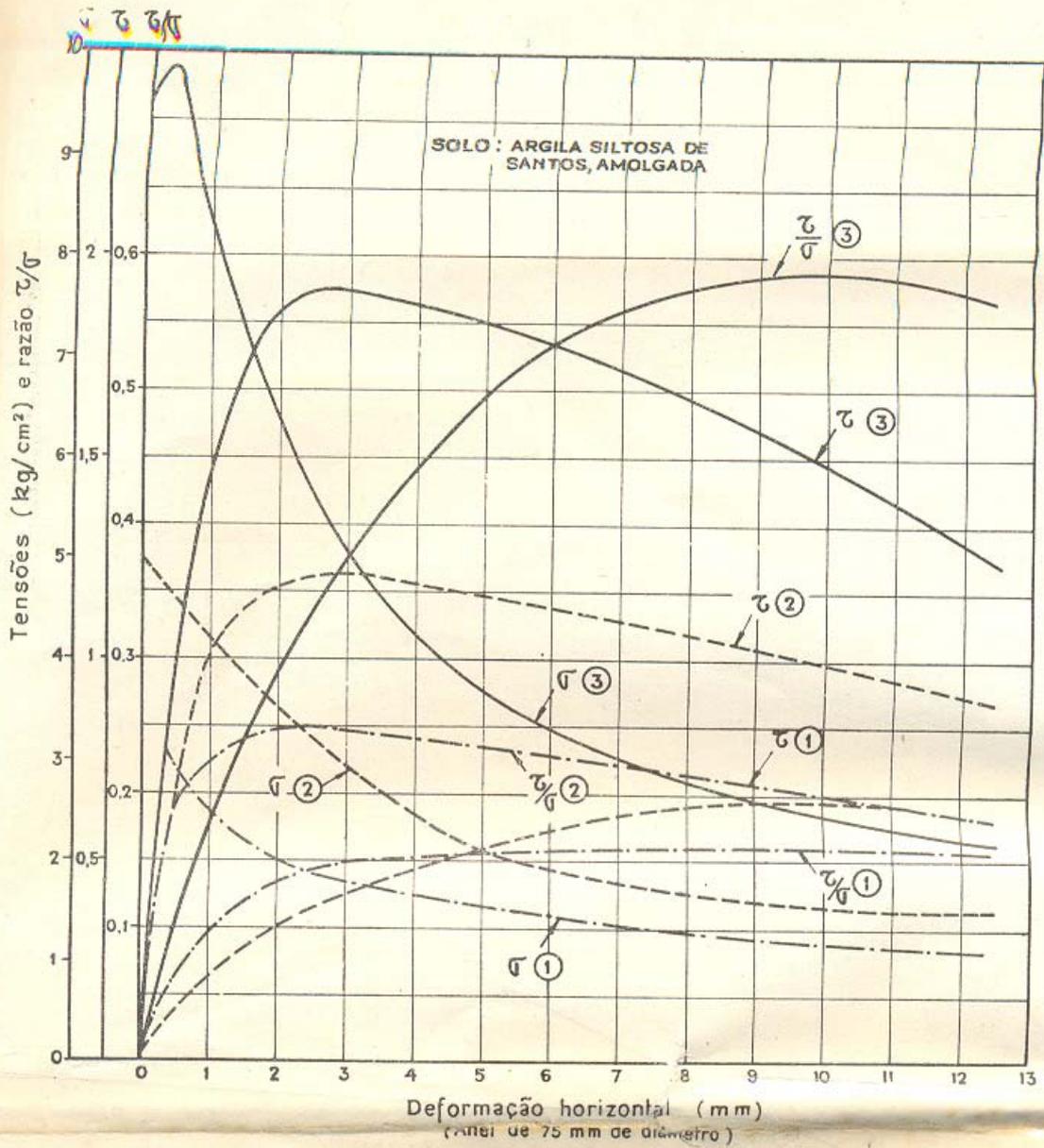


Fig. 51 - ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO A VOLUME CONSTANTE

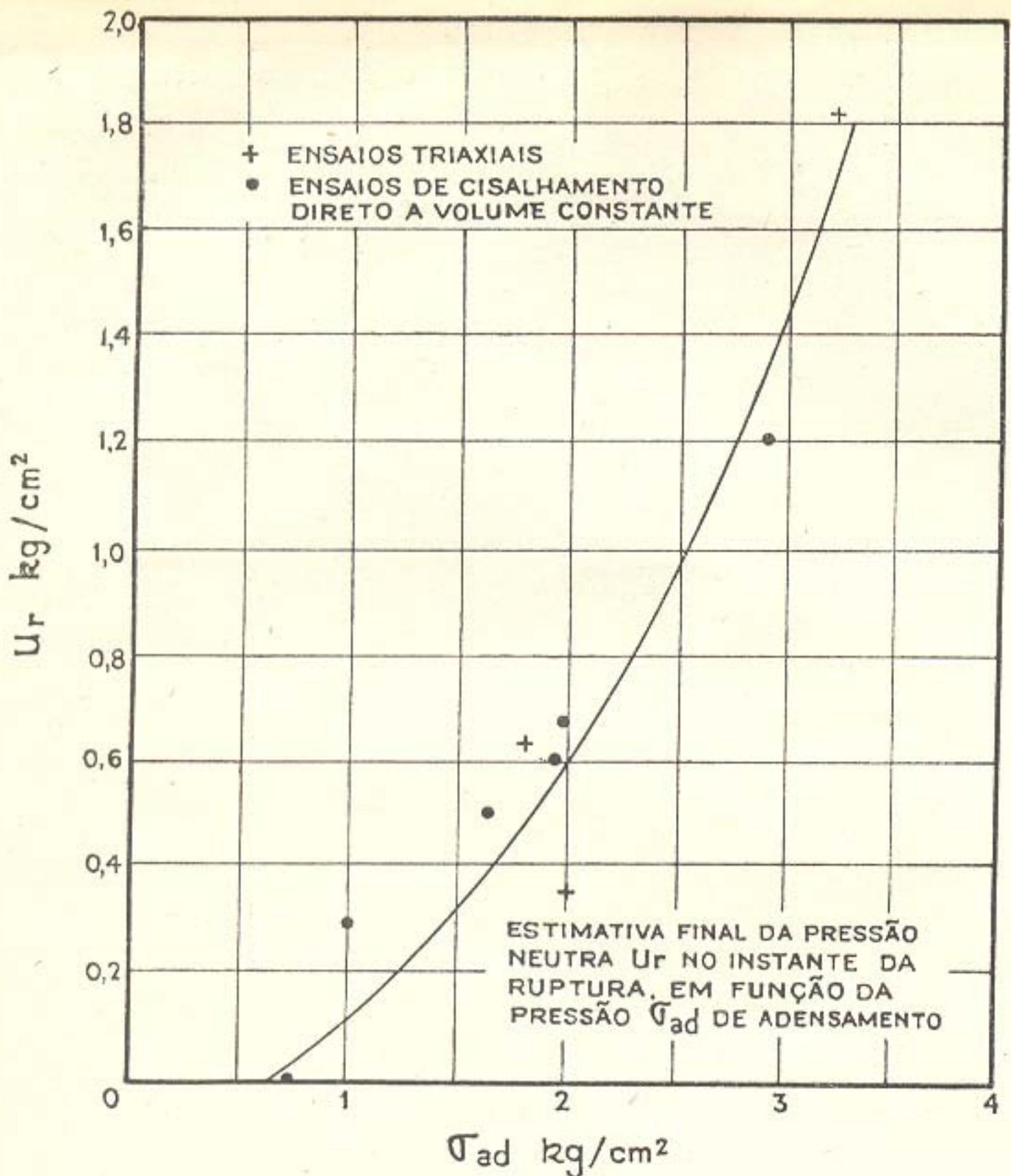


Fig. 52 - HIPÓTESE DE INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO A VOLUME CONSTANTE  $\Delta \sigma_r \approx U_r$  ?

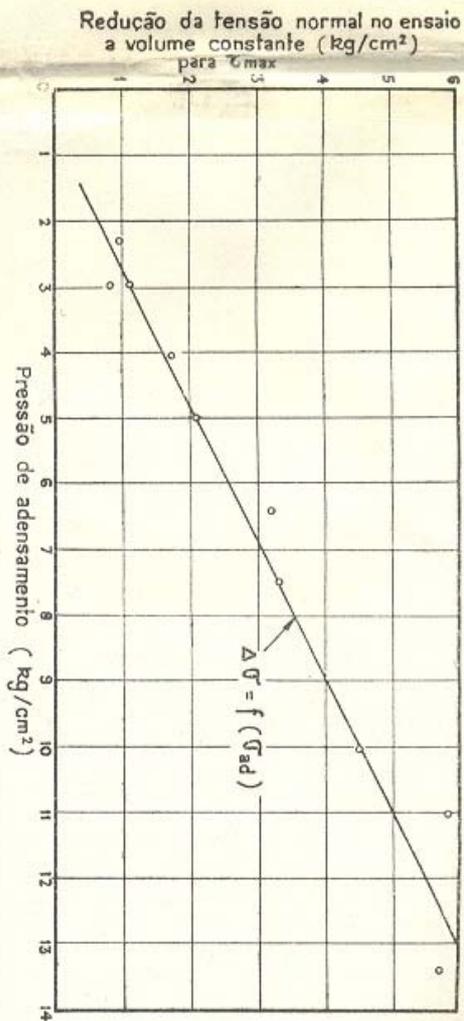
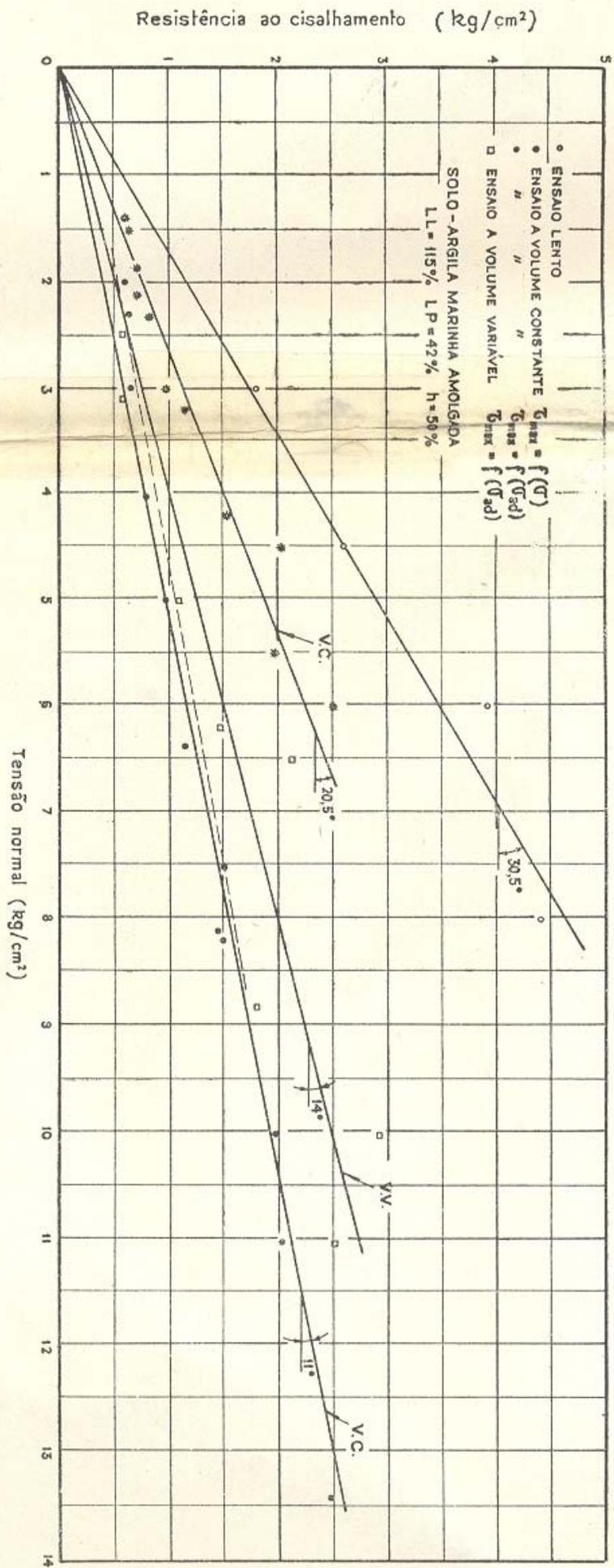


FIG. 53 - INVESTIGAÇÃO DO SIGNIFICADO DO ENSAIO DE CISCALHAMENLO DIRELO A VOLUME CONSTANTE

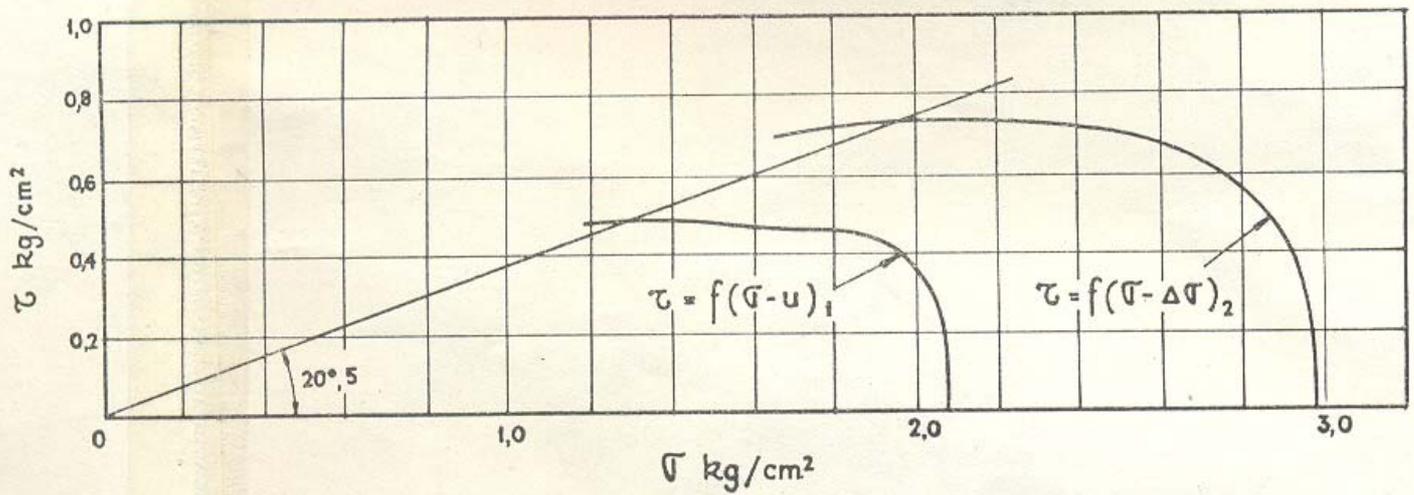
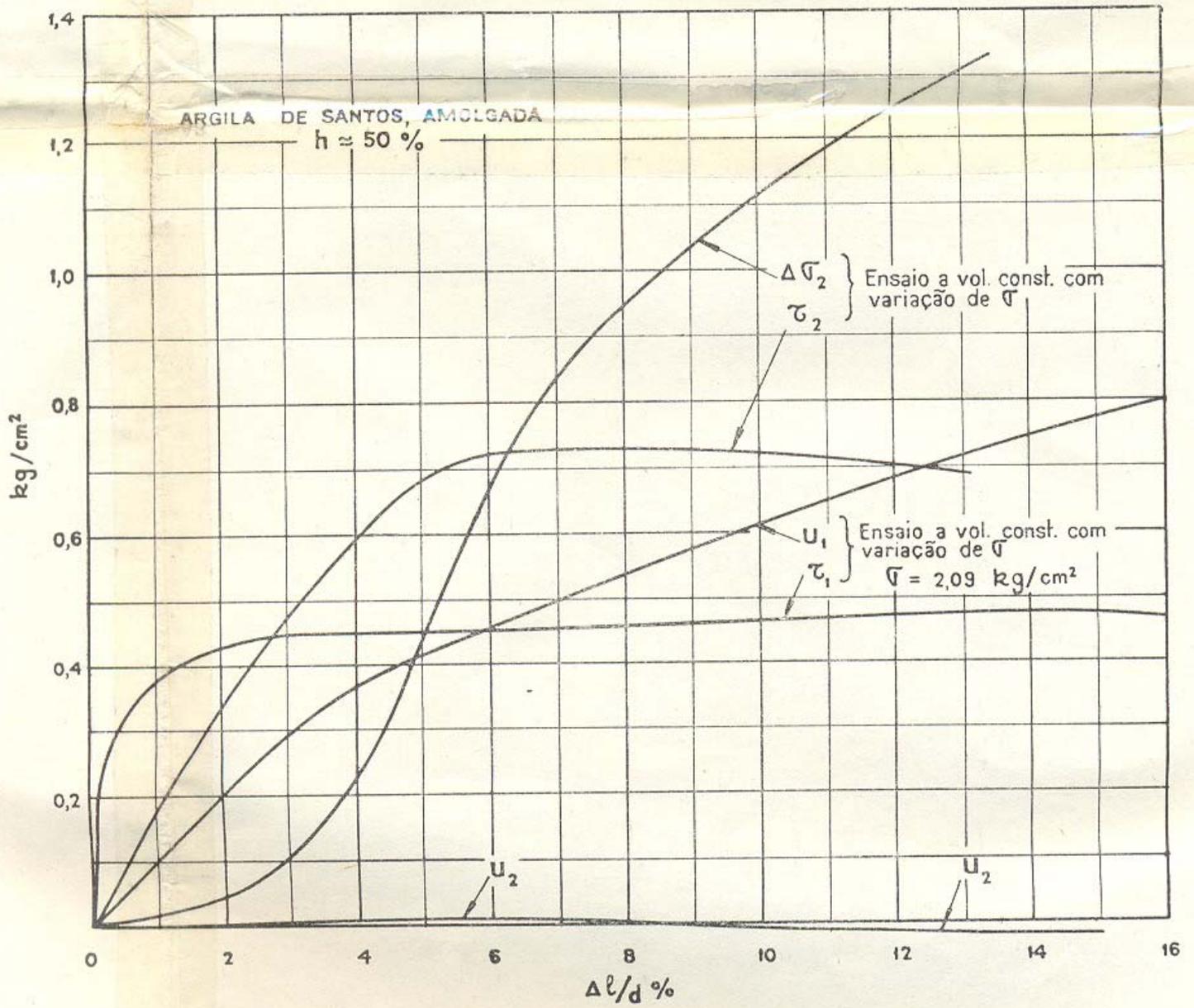
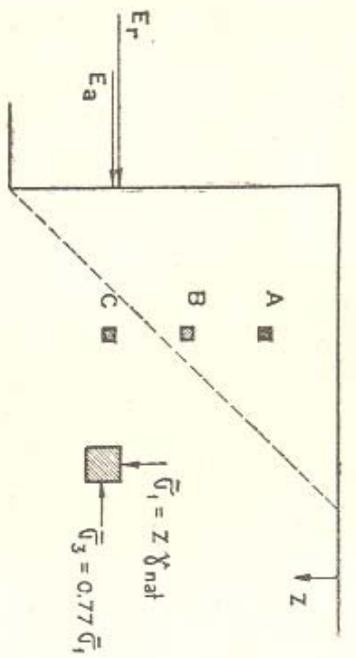
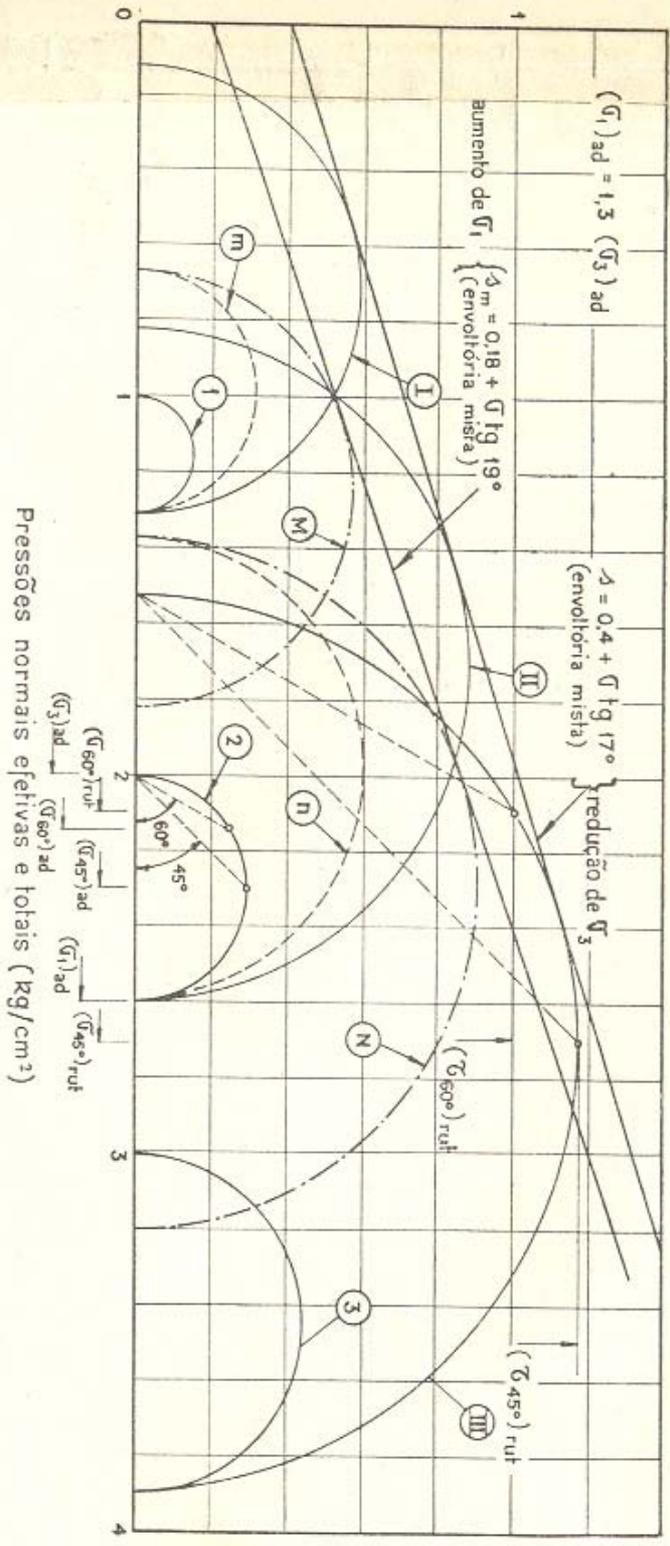


Fig.54 - ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO A VOLUME CONSTANTE

Resistência ao cisalhamento (kg/cm<sup>2</sup>)



2) ELEMENTOS DE SOLO NUM MASSIÇO



b) CÍRCULOS DE MOHR PARA OS ESTADOS DE ADENSAMENTO E RUTURA

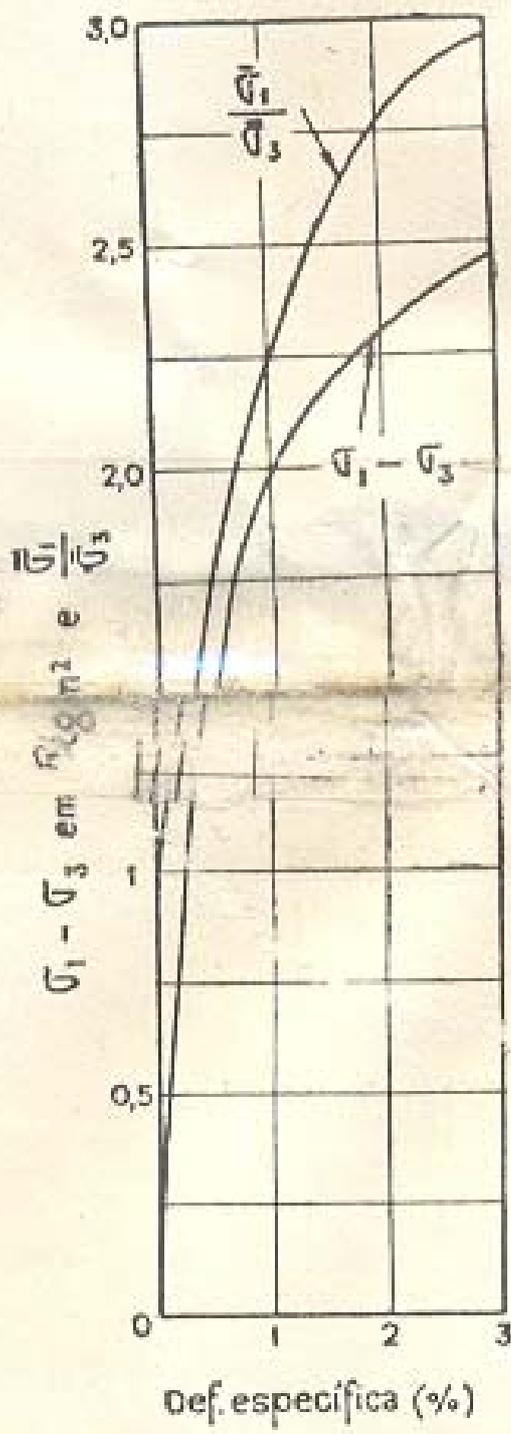
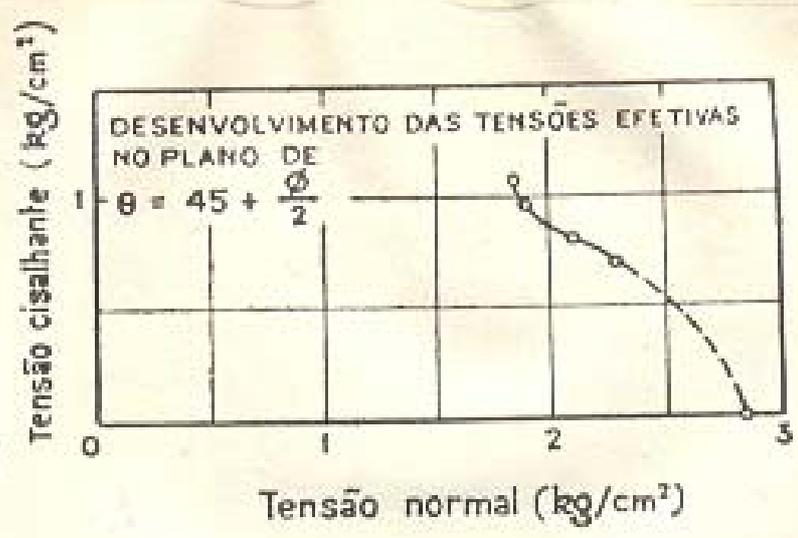
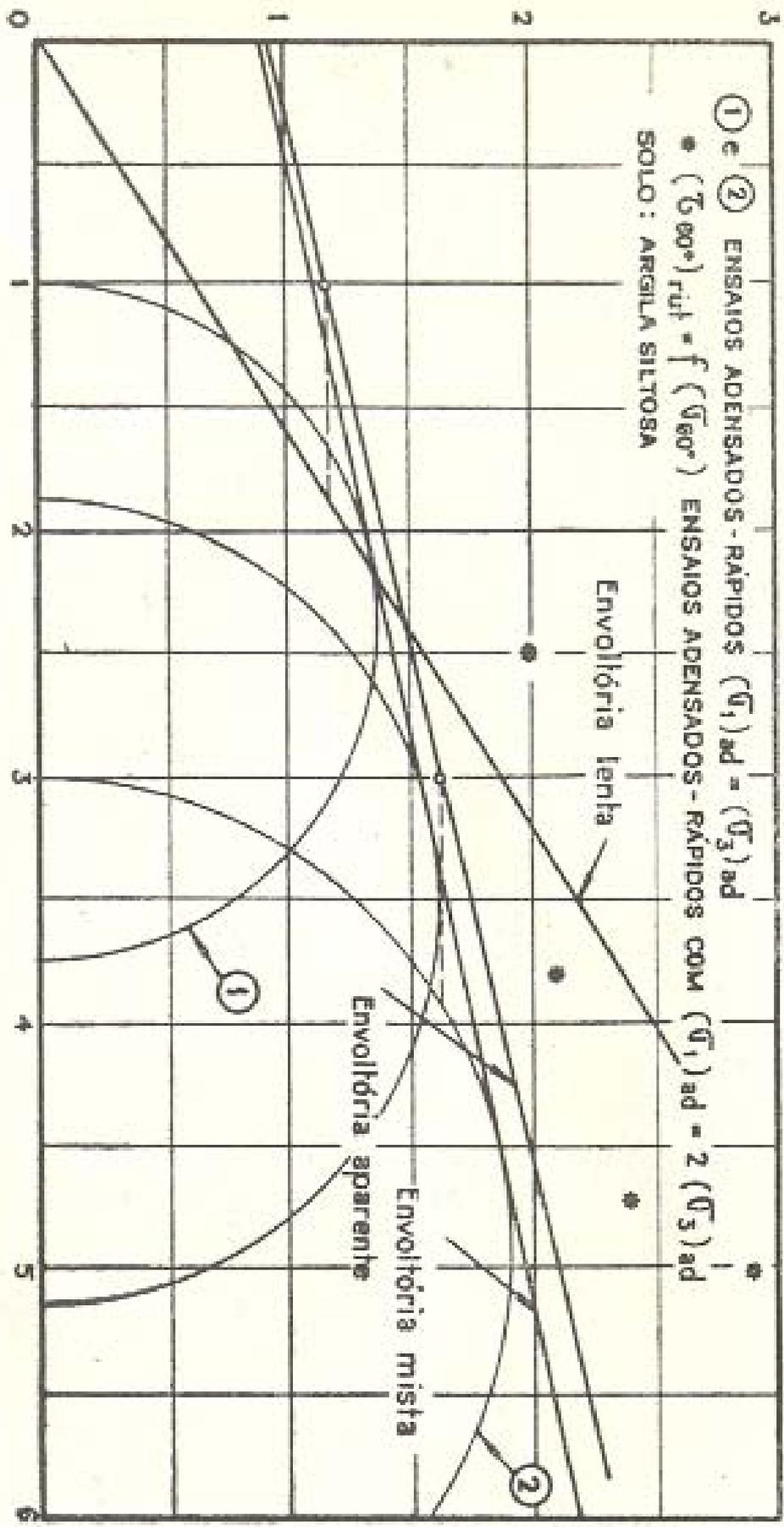


Fig. 56 - RESULTADO DE ENSAIO COM MEDIDA DE  $u$ , TENSÃO CONTROLADA (APUD CASAGRANDE-WILSON 16)



Tensões cisalhantes (kg/cm<sup>2</sup>)



Tensões normais efetivas, totais e de adensamento (kg/cm<sup>2</sup>)

Fig. 57 - ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADOS - RÁPIDOS COM  $(\bar{\sigma}_1)_{ad} > (\bar{\sigma}_3)_{ad}$

Por fim, considerando a interpretação dada por Taylor (70) à curva  $\Delta/\bar{\sigma}_1 = f(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)$  (ver ítem II.8) somos obrigados a observar que dada a diferença sensível que se tem constatado nas curvas tensão-deformação do ensaio lento e do ensaio adensado-rápido (a deformação controlada) sobre argilas indeformadas, não será lícito supor que uma só curva dêse tipo partindo do adensamento uniforme ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ) seja suficiente para definir o comportamento de quaisquer elementos de solo semelhantes adensados inicialmente sob tensões  $\sigma_1 > \sigma_3$ . A hipótese de Taylor será aplicável apenas quando as curvas tensão-deformação ( $(\sigma_1 - \sigma_3)$  e  $(\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3)$  em função da deformação) dos ensaios adensado-rápido e lento forem semelhantes.

Finalizando essas considerações concluímos que atualmente o ensaio de compressão triaxial com medida da pressão neutra ainda aguarda a solução dos seguintes problemas básicos: a) técnica de medida da pressão neutra e demonstração da sua validade após aplicação de correções eventualmente necessárias; b) comparação das curvas  $(\tau, \bar{\sigma})$  de várias formas do ensaio adensado-rápido e interpretação respectiva para escolha do critério de rutura a adotar na prática; c) determinação das relações que eventualmente permitiriam generalizar os conhecimentos do comportamento de cada solo colhidos mediante poucos ensaios.

## CAPITULO IV

### RESUMO E CONCLUSÕES

Dedicamos êste trabalho a um estudo pormenorizado da resistên-  
cia ao cisalhamento dos solos, com ênfase especial no problema da  
investigação para fins práticos.

Na primeira parte apresentamos um resumo dos ensinamentos cor-  
rentes sôbre o comportamento dos solos arenosos e argilosos subme-  
tidos ao cisalhamento: êsse resumo foi baseado em extensa biblio-  
grafia que submetemos a apreciação crítica à base de nossa experi-  
ência no assunto.

Prosseguindo, decidimos orientar nosso pensamento em função  
dos solos argilosos que apresentam a maior complexidade de compor-  
tamento: de fato, a tal ponto é complexo êsse comportamento que  
não podemos considerar válido o conceito dos três tipos clássicos  
de ensaios de rotina que tem sido aplicado a êsses solos.

Na segunda parte propomos, portanto, os princípios gerais a a-  
dotar na experimentação laboratorial para fins práticos. Os en-  
saaios devem ser programados de forma a representar elementos de so-  
lo no massiço em aprêço; em função da seqüência de acontecimentos  
que sofrerão êsses elementos de solo cada ensaio deve ser estuda-  
do de forma a abranger a fase de "preparo" e a fase de "rutura" -  
a fase de preparo compreendendo a aplicação das tensões e deforma-  
ções que ocorrem antes da solicitação crítica, e a fase de rutura  
sendo naturalmente procedida de forma a mais desfavorável para a  
resistência; por fim, os resultados dêsses ensaios devem ser ex-  
pressos de uma forma compatível com o processo de análise ao qual

serão aplicados.

Para elucidar êsse princípios consideramos dois casos distintos de análise da rutura de massiços terrosos. Verificamos que os processos de análise atualmente empregados abrangem a composição indiscriminada e errada de fôrças de resistência sem consideração específica dos ângulos de atrito aplicáveis a cada parcela.

Para a determinação simultânea dos dois ângulos de atrito geralmente necessários à essas análises (um ângulo de atrito aparente, e o rápido) sugerimos o emprêgo do ensaio triaxial em estágios. Para os ensaios de rotina recomendamos o ensaio de cisalhamento direto. Sugerimos a possibilidade do ensaio de cisalhamento direto a volume constante fornecer indicações da pressão neutra na rutura. Por fim, tecemos considerações em relação à técnica de ensaio aplicada na compressão triaxial com medida de pressão neutra, que representa atualmente o melhor implemento para a investigação da resistência ao cisalhamento dos solos, e analisamos o problema da interpretação dos resultados respectivos.

Concluimos repetindo o que dissemos na introdução, seja, que as lacunas no assunto em foco são tantas que julgamos de nosso dever apresentar contribuições capazes de abrir novas pistas de investigação, sem exigir que se completem as suas inferências.

## BIBLIOGRAFIA

1. ARIANO, R. - "Soil friction coefficient as a function of water content". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech Found. Engng. Rotterdam 1948, Vol. III, p. 144
2. BENDEI, L. - "The dynamic triaxial trials", Loc. cit. Vol. III, p. 131.
3. BISHOP, A.W. - "A large shear box for testing sands and gravels". Loc. cit. Vol. I. p. 207.
4. BISHOP, A.W. & ELDIN, A.K. GAMAL - "The effect of stress history on the relation between  $\phi$  and porosity in sand". Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Switzerland 1953, Vol. I. p. 100
5. BISHOP, A.W. & ELDIN, A. K. GAMAL - "Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength". Géotechnique Vol. II, n° 1, 1950, p. 13.
6. BISHOP, A.W. & HENKEL, D.J. - "Pore pressure changes during shear in two undisturbed clays". Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Switzerland, 1953, Vol. I, p. 94.
7. BJERRUM, L. - "Fundamental considerations on the shear strength of clay soils". Géotechnique, Vol II, n° 3, June 1951, p. 209.
8. BURMISTER, D.M. - "The place of the direct shear test in soil mechanics". A.S.T.M. Spec. Techn. Publ. n° 131, 1952, p. 3.

9. BURMISTER, D.M. - "Some investigations of the shearing resistance of cohesionless and cohesive materials". A.S.T.M. Vol. 39, 1939, p. 1071.
10. CASAGRANDE, A. & CARILLO, N. - "Shear failure of anisotropic materials". B.S.C.E. Journal, April, 1944.
11. CASAGRANDE, A. & SHANNON, W. L. - "Research on stress-deformation and strength characteristics of soils and soft rocks under transient loading". Harvard Univ. Soil Mechanics Series n° 31, 1947-48.
12. CASAGRANDE, A. & SHANNON, W. L. - "Stress deformation and strength characteristics of soils under dynamic loads". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam 1948 Vol. V. p. 29.
13. CASAGRANDE, A. & SHANNON, W. L. - "Strength of soils under dynamic loads". Trans. A.S.C.E. Vol. 114 1949, p. 75.
14. CASAGRANDE, A. & WILSON, S.D. - "Effect of rate of loading on the strength of clays and shales at constant water content." Harvard University, Soil Mechanics Series n° 39, June 1948.
15. CASAGRANDE, A & WILSON, S.D. - "The effect of rate of loading on the strength of clays and shales at constant water content". Géotechnique, Vol. III, n° 3, June 1951, p. 251.
16. CASAGRANDE, A. & WILSON, S.D. - "Effects of stress history on the strength of clays". Harvard Univ.

Soil Mechanics Series n° 43, 1953

17. CASAGRANDE, A. & WILSON, S.D. - "Prestress induced in consolidated-quick triaxial tests". Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Switzerland 1953, Vol. I, p. 106.
18. CHEN, LIANG-SHENG - "An investigation of stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils by triaxial compression tests". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng. Rotterdam 1948, Vol. V, p. 35.
19. CONVERSE, F. J. - "The use of the direct shear testing machine in foundation engineering practice". A.S.T.M. Spec. Techn. Publ. n° 131 p. 75, 1952.
20. DAWSON, R.F. - "Laboratory manual on soil mechanics". New York, Pitman, 1949.
21. DE BEER, E. - "Correlation between the results of cell-tests and compression tests". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam 1948, Vol. I, p. 173.
22. DE BEER, E. - "The cell test". Géotechnique, Vol. II, n° 2, Dec. 1950, p. 162.
23. FIDLER, H.A. - "A comparison between the direct shear machine and the cylindrical compression apparatus for determining the shearing strength of soils". Purdue Univ. Conference on Soil Mechanics, 1940, p. 208.
24. GEUZE, E.C.W.A. - "Critical density of some Dutch sands". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found.

- Engng. Rotterdam 1948, vol. III, p. 125.
25. GEUZE, E.C.W.A. - "Compression, an important factor in the shearing test". Loc. cit. Vol. III, p.139
26. GEUZE, E.C.W.A. & KIE, T.T. - "The shearing properties of soils". Géotechnique, Vol. II, n° 2, Dec. 1950, p. 141.
27. GIBSON, R.E. - "Experimental determination of the true cohesion and true angle of internal friction in clays". - Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Switzerland 1953, Vol. I, p. 126.
28. GIBSON, R.E. & HENKEL, D.J. - "Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured "drained" strength". Géotechnique, Vol. VI, n° 1, March 1954, p. 6.
29. GLYNN, D.F. - "Application of triaxial compression tests to stability analyses of rolled-fill earth dams". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam 1948, Vol. III, p. 117.
30. GOLDBER, H. & WARD, W. H. - "The use of shear-strength measurements in practical problems". Géotechnique, Vol. II, n° 2, Dec. 1950, p. 134.
31. HABIB, P. - "Nouvelles recherches en mécanique du sol". Ann. Inst. Techn. Bât. Trav. Publ. Série Sols et Fondations n° 5, 1951.
32. HABIB, P. - "L'essai de cisaillement rectiligne". Loc. cit. Série Sols et Fondations n° 4, 1951.
33. HABIB, P. - "La résistance au cisaillement des sols". Loc. cit. Série Sols et Fondations n° 12, 1953

34. HABIB, P. - "Étude de l'orientation du plan de rupture et de l'angle de frottement interne de certaines argiles". Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Switzerland 1953, Vol. I, p.28.
35. HABIB, P. - "Influence de la variation de la contrainte principale moyenne sur la résistance au cisaillement des sols". Loc. cit. Vol. I, p. 131.
36. HAEFELI, R. - "Shearing strength and water content - a complement to the shearing theory". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam 1948, Vol. III, p. 39.
37. HAEFELI, R. - "Notes sur la résistance au cisaillement des sols argileux". Lab. Nac. Eng. Civ. Lisboa, Publ. n° 17, 1951.
38. HAEFELI, R. - "Investigation and measurement of the shear strength of saturated cohesive soils". Géotechnique, Vol. II, n° 3, p. 186, June 1951.
39. HAMILTON, L.W. - "The effects of internal hydrostatic pressure on the shearing strength of soils". A.S. T.M. Vol. 39, 1939, p. 1100.
40. HANSEN, J.B. & GIBSON, R.E. - "Undrained shear strengths of anisotropically consolidated clays". Géotechnique, Vol. I, n° 3, June 1949, p. 189.
41. HENKEL, D. J. & GILBERT, C.D. - "The effect of the rubber membrane on the measured triaxial compression strength of clay samples". Géotechnique, Mar. 1952, p. 20.
42. HENNES, R.G. - "The strength of gravel in direct shear". A.S. T. M. Spec. Techn. Publ. n° 131, 1952, p. 51.
43. HOLTZ, W. G. & GIBBS, H. - "Triaxial shear tests on pervious

- gravelly soils". A.S.C.E. Journal Soil Mech. Found. Div. Vol. 82, 1956, paper 867.
44. HVORSLEV, M. J. - "Torsion shear tests and their place in the determination of the shearing resistance of soils". A.S.T.M. Vol. 39, 1939, p. 999.
45. JOHNSON, S. J. - "Shear testing at the Waterways Experiment Station". A.S.T.M. Spec. Techn. Publ. n<sup>o</sup> 106, 1950, p. 165.
46. JURGENSON, L. - "The shearing resistance of soils". B.S.C.E. Journal, July, 1934.
47. KJELLMAN, W. - "Testing the shear strength of clay in Sweden". Géotechnique, Vol. II, n<sup>o</sup> 3, June 1951, p. 225.
48. KJELLMAN, W. & JAKOBSON, B. - "Some relations between stress and strain in coarse-grained cohesionless materials". Royal Swedish Geotech. Inst. Proc. n<sup>o</sup> 9, 1955.
49. LAMBE, T.W. - "Soil testing for engineers". John Wiley, 1951.
50. LEONARDS, G.A. - "Strength characteristics of compacted clays". Trans. A.S.C.E. Vol. 120, 1955, p. 1420.
51. MAYER, A. - "Les mesures de cisaillement dans les laboratoires français". Géotechnique, Vol. II, n<sup>o</sup> 3, June 1951, p. 236.
52. MOGAMI, T. - "On the law of friction of sand". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam 1948, Vol. I, p. 51.
53. MORETTO, O. - "Effect of natural hardening on the unconfined compression strength of remolded clays". Loc. cit. Vol. I, p. 137.

54. NASH, K. L. - "The shearing resistance of a fine closely graded sand". Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Switzerland 1953, Vol. I, p. 160.
55. ODENSTAD, S. - "Stresses and strains in the undrained compression test". Géotechnique, Vol. I, n° 4, Dec. 1949, p. 242.
56. PENMAN, A.P. M. - "Shear characteristics of a saturated silt, measured in triaxial compression". Géotechnique, Vol. III, n° 8, Dec. 1953, p. 312.
57. ROWE, P. W. - "A stress-strain theory for cohesionless soil with applications to earth pressures at rest and moving walls". Géotechnique, Vol. IV, n° 2, June 1954, p. 70.
58. RULEDGE, P. C. - "Theories of failure of materials applied to the shearing resistance of soils". Purdue Univ. Conference on Soil Mechanics, 1940, p. 191.
59. SCHAERER, Ch. & SCHAAD, W. & HAEFELI, T. - "Contribution to the shearing theory". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam 1948, Vol. V, p. 12.
60. SCHOCKLEY, W.G. - "Discussion on Bishop & Eldin's article". Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Switzerland 1953, Vol. III, p. 122.
61. SKEMPTON, A.W. - "A possible relationship between true cohesion and the mineralogy of clays". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam 1948, Vol. VII, p. 45.
62. SKEMPTON, A.W. - "A study of the immediate triaxial test on

- cohesive soils". Loc. cit. Vol. I, p. 192.
63. SKEMPTON, A.W. - "The pore-pressure coefficients A and B".  
Géotechnique, Vol. IV. n° 4, Dec. 1954,  
p. 143.
64. SKEMPTON, A.W. & BISHOP, A. W. - "The measurement of the  
shear strength of soils". Géotechnique, Vol  
II, n° 2, Dec. 1950, p. 90.
65. SKEMPTON, A. W. & GOLDER, H. Q. - "The angle of shearing re-  
sistance in cohesive soils for tests a t  
constant water content". Proc. 2nd. Int.  
Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam  
1948, Vol. I, p. 185.
66. SKEMPTON, A.W. & NORTHEY, R.D. - "The sensitivity of clays".  
Géotechnique, March 1952, p. 30.
67. STEINBRENNER, W. - "Shearing tests on cohesive soils". Proc  
2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.  
Rotterdam 1948, Vol. III, p. 150.
68. TAYLOR, D.W. - "A comparison of results of direct and cylin-  
drical compression tests". Proc. A.S.T.M.  
Vol. 39, 1939, p. 1058.
69. TAYLOR, D.W. - "Fundamentals of soil mechanics". John Wiley  
1948.
70. TAYLOR, D.W. - "Shearing strength determinations by undrain-  
ed cylindrical compression tests with pore  
pressure measurements". Proc. 2nd. Int.  
Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam  
1948, Vol. V. p. 45.
71. TAYLOR, D.W. - "A triaxial shear investigation on a partial-  
ly saturated soil". A.S.T.M. Techn. Publ.  
n° 106, 1950, p. 180.

72. TAYLOR, D.W. - "A direct shear test with drainage control". A.S.T. M. Spec. Techn. Publ. n<sup>o</sup> 131, 1952, p. 63.
73. TSCHEBOTARIOFF, G. P. - "Soil Mechanics, foundations, and earth structures". McGraw-Hill, 1952.
74. TSCHEBOTARIOFF, G. P. & BAYLISS, J.R. - "The determination of the shearing strength of varied clays and of their sensitivity to remoulding". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam, 1948, Vol. I, p. 203.
75. TURNBULL, J. M. - "The shearing resistance of soils as determined by direct shear tests at a constant rate of strain". Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Rotterdam 1948, Vol. I p. 211.
76. WAGNER, A.A. - "Shear characteristics of remolded earth materials". A.S.T.M. Spec. Techn. Publ. n<sup>o</sup> 106, 1950, p. 192.
77. WATSON, J.D. - "A triaxial compression apparatus for the determination of the stress-deformation characteristics of soils". A.S.T.M. Vol. 39, 1939, p. 1046.
78. WATSON, J.D. - "The significance of triaxial compression on sand". Purdue Univ. Conference on Soil Mechanics, 1940, p. 204.