

VICTOR F.B. DE MELLO

ANALS DO III CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS. : 34.1  
Belo Horizonte, ABMS, 1966. vol.I pp VIII-23 / VIII-37.

VIII-23

"QUOD MEMORANDUM EST" COM RESPEITO AOS ENSAIOS DE CISCALHAMENTO "IN SITU" EM EMPRÉGO NA MECÂNICA DAS ROCHAS

Victor F.B.de Mello (\*)

### R E S U M O

Discute-se a técnica corrente de ensaios de cisalhamento direto "in situ" empregada na mecânica das rochas, apontando-se erros e imprecisões das práticas frequentemente adotadas. Recomendam-se os ensaios em estágios. Discutem-se os critérios de interpretação, as sinalando-se a absoluta falta de bases para quaisquer generalizações. Recomenda-se que os resultados dos ensaios sejam apresentados em gráficos de Mohr com as trajetórias de tensões e de deformações completamente reproduzidas; desta forma destaca-se a função do ensaísta (Materials Engineer) dentro da equipe integrada, a qual competirá, obrigatoriamente, programar, localizar, executar, interpretar e aplicar os resultados de tais ensaios.

### S U M M A R Y

The testing technique employed for "in situ" direct shear testing in rock mechanics is discussed with mention of the errors and lack of precision in the practices frequently adopted. Multiple-stage testing is strongly recommended. The oft-cited criteria of interpretation are discussed, emphasizing that there are presently no bases for generalizations. It is recommended that the test results be presented in Mohr diagrams with complete representation of stress and deformation trajectories, there by rounding ou the function of the Materials Engineers within the integrated team-work, indispensable to a successful approach to the subject, comprising the separate phases of planning, locating, executing, interpreting, and applying, the results of such tests.

(\*) Diretor Superintendente da Geotécnica S.A. - Engenheiros Consultores. Professor Catedrático da Escola de Engenharia de São Carlos e da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de S.Paulo

## 1 - Introdução

Dedicam-se a grandes esforços e dispendiosas so mas modernamente à investigação da resistência ao cisalhamento das rochas. Particularmente após a rutura, catastrófica da barragem de Malpasset este assunto as sumiu proporções do mais intenso interesse em grande número de obras, pois a rocha, ao invés de ser a fundação insofismavelmente ideal, passou a ser reconhecida como o elo mais fraco das obras arrojadas a que o desenvolvimento da engenharia industrial tem levado a engenharia civil. Muito naturalmente, também, resultou da lição da Malpasset a ênfase aos ensaios "in situ", únicos capazes de refletirem as influências das descontinuidades no comportamento da massa rochosa a ser solicitada e, também, compreensivelmente, resultou atribuir-se interferência preponderante em tais investigações a geólogos.

Face a repetidas instâncias em que temos tido con tacto com as práticas correntes de execução e interpretação de tais ensaios, frequentemente prematuramente normalizadas sem a necessária suspeita e pesquisa das implicações e limitações do próprio ensaio, julgamos que caiba tecer algumas considerações, velhas e novas, decorrentes da Mecânica dos Solos ou da Resistência dos Materiais, que não devem ser esquecidas como integrantes da bagagem de conhecimentos aplicáveis por extensão ao caso em aprêço. Indiscutivelmente para pesquisar a formação rochosa só se deve recorrer aos ensaios "in situ": mas cabe lembrar que para a formação do pesquisador respectivo, seria de todo conveniente não passar por cima das lições que uma boa dose de experiência em experimentação laboratorial bem mais refinada pode conferir, permitindo que a realização de ensaios "in situ" seja programada seriamente dentro de conceituações teóricas capazes de render ensinamentos muito maiores do que os de ensaios procedidos eventualmente como objeto de curiosidade tecnológica.

## 2 - Geometria e estática da montagem dos ensaios.

Na figura 1(a) reproduzimos esquematicamente os pontos básicos de um ensaio de cisalhamento direto laboratorial. Costuma ser conduzido sob pressão normal constante; a tensão cisalhante é aplicada com a precaução de evitar qualquer alteração das tensões normais.

Na figura 1(b) reproduzimos esquematicamente os

pormenores análogos do ensaio de cisalhamento direto "in situ" correntemente empregado entre nós na mecânica das rochas segundo técnica desenvolvida pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa. Após talhado o bloco de rocha e envolvido com uma caixa metálica de dimensões internas préestabelecidas, os vazios são preenchidos com argamassa de cimento e areia, tendo-se o cuidado de isolar com papel, na base do bloco, as áreas de possível contacto argamassa-rocha.

Julgamos que tenham sido dois os principais motivos da adoção, pelo referido Laboratório, de um esquema requerendo a aplicação da força  $F$  inclinada. O mais aparente é de que assim se evita sujeitar o "corpo de prova" rochoso "in situ" a maiores danos decorrentes da talhagem até profundidade excedentes a do plano de cisalhamento desejado. O mais importante seria, porém, a nosso ver, de que se procuraria evitar que durante o ensaio se desenvolvessem estados de tração em alguns planos dentro do corpo de prova.

Na figura 1(c) representamos em gráfico de Mohr as envoltórias de resistência de um solo e de uma rocha hipotética, buscando conscientemente esquematizar situações típicas da prática profissional que vêm sendo refletidas nas publicações sobre o assunto. As linhas  $AB$  e  $AB'$  representam as trajetórias de tensões que se desenvolvem no plano de cisalhamento no decorrer de ensaios sob  $\sigma$  constante. Os estados de tensão no corpo de prova submetido ao cisalhamento direto são indeterminados salvo no estado de rutura, em que, admitido que o círculo de Mohr seja tangente à envoltória, o estado duplo de tensões é completamente definido. Figuramos no mesmo desenho os círculos de Mohr:  $OBC$  e  $O'B'P'C'$  respectivos. É fácil compreender que no caso da rocha, sendo  $\sigma$  relativamente pequeno em comparação com o  $\tau_{rut}$ , aparecem os estados de tração cujo valor máximo  $O'$  atua em planos paralelos à linha  $O'P'$ , assinalados no corpo de prova (sendo  $P'$  o polo para o caso figurado). Tal problema raramente ocorre em solos. Considerando as necessidades e conveniências de ordem prática, e lembrando a dificuldade ainda reinante de se estimar antecipadamente as envoltórias de resistência prováveis das rochas, para uma eventual programação de tensões  $\sigma$  de ensaios mais garantidas de obviar a tais problemas, resulta indubitavelmente interessante, à primeira vista, emprêgo da força  $F$  inclinada, de tal forma que na medida em que a rocha se revelar mais resistente requerem do maiores  $\tau$ , os  $\sigma$  também venham a ser proporcionalmente acrescidos (o que resultaria um ensaio com  $\sigma$  variável).

Ainda na mesma figura assinalamos a trajetória --

## VIII-26

AB" das tensões no plano de cisalhamento, e o círculo de Mohr respectivo, para o caso de um ensaio realizado com a força F de inclinação  $\alpha$ . É imediato concluir-se, porém, que a consecução do objetivo de se evitar trações mediante tal artifício ver-se-á frequentemente frustrada, dependendo apenas dos valores de  $\alpha$  adotado, e de  $c$  e  $\phi$  da envoltória. Não é difícil, mas exclui-se dos propósitos deste trabalho, estabelecer-se as relações trigonométricas para o caso. Assinalamos apenas a título ilustrativo o valor da tração  $O''$  que resultaria nos planos  $O''P''$  se a mesma resistência B" pertencesse à envoltória hipotética

$$s = 9,5 + \sigma \operatorname{tg} 30^\circ (\text{kg/cm}^2)$$

Julgamos necessário, porém, assinalar as imprecisões de ordem geométrica e estática, demasiado simples, mas que geralmente não têm sido levadas em conta nas discussões de tais ensaios. Admitamos que a superfície de cisalhamento seja exatamente o plano pretendido. De qualquer forma convém estimar realisticamente as prováveis imprecisões na montagem. Cremos que a verticalização da aresta de carregamento cisalhante (ângulo  $\phi$  na Fig. 1(b)) não possa ser garantida com erros inferiores a  $\pm 2^\circ$ . A seguir, estimamos que na colocação da cunha de carregamento de ângulo  $\alpha$  não possa ser garantida uma excentricidade inferior a  $\pm 1$  cm em relação horizontal M. Estes dois efeitos resultariam nas situações extremas assinaladas na figura 1(d) correspondendo à excentricidade de cerca de 7 a 9 cm cujas consequências perante a criação de estados de tração podem facilmente ser apreciadas, particularmente tendo em conta as proporções que podem assumir as forças F (proporcional a AB") em comparação com as forças N (representadas por RA). Por fim, haveria ainda a ter-se em conta a excentricidade esquematicamente assinalada na Fig. 1(b) entre a área real do plano de cisalhamento do bloco (pormenorizadamente levantado após o ensaio) e a área do quadrado circunscrito da caixa metálica.

Em resumo, os estados de tensão na "rutura" nestes ensaios variam fortemente de ensaio para ensaio, sob fatores diversos, alguns passíveis de apreciação, outros aleatórios: quanto aos primeiros, exigem que sejam tidos em conta na interpretação, necessariamente distinta, de ensaio para ensaio; quanto aos segundos, recomendam o aprimoramento de técnicas, e o aumento do número de ensaios para uso em interpretações estatísticas.

## 3 - Técnica dos ensaios

Motivos de ordem prática e econômica têm levado a que praticamente todos os ensaios "in situ" até o presente tenham sido conduzidos mediante macacos hidráulicos para a aplicação de incrementos préestabelecidos de cargas, medindo-se as deformações consequentes. Isto é, na terminologia corrente de laboratório de mecânica dos solos, os ensaios são do tipo de "tensão controlada". Não precisamos portanto dar ênfase ao fato sobejamente reconhecido há 25 anos(1), de que tal circunstância representa uma séria lacuna na investigação da resistência ao cisalhamento. Permitimo-nos transcrever os termos em que resumimos a questão há 10 anos(2): "Incontestavelmente o equipamento a deformação controlada, aplicando a deformação a velocidade constante, é muito preferível para a execução do ensaio de cisalhamento, propriamente dito: ---. Os pontos individuais na curva tensão-deformação são frequentemente 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 esse máximo é um pouco acentuado".

Como quer se disfarce o assunto através do emprego de escalas exageradas para as deformações, o fato é que a tensão de rutura é mal definida, e pouco se sabe sobre o comportamento tensão-deformação após o pico, resultando sempre a impressão da "rutura franca", sob maiores ou menores velocidades de deformação qualitativamente sentidas.

Na figura 2(a) apresentamos esquematicamente uma curva tensão-deformação típica de um material "frágil" obtida em ensaio a deformação controlada. A curva E'F'G' da Figura 2(b) representa a transposição da mesma curva para outra escala, figurando tipicamente a "natureza" das curvas tensão-deformação correspondentes em ensaio hipotético a tensão-controlada. Lembrando porém o fato de que cada incremento de pressão é de valor especificamente programado, e que é mister aguardar até que as deformações "cessem" antes de tentar o próximo incremento, e ainda, que à medida que nos aproximamos da "rutura" as deformações sob tensão constante tendem a se acentuar e tornar incessantes, assinalamos no mesmo desenho o que poderia ser o gráfico efetivamente obtido em ensaios (provas de carga) do tipo em consideração.

Tais dificuldades se apresentam na fixação da tensão de "ruptura franca" quando o ensaio é procedido sob  $\sigma$  constante. Porém, conforme mencionamos, motivos de ordem econômica nos obrigam, a nos acomodarmos a elas na maioria dos casos da prática profissional.

Difícil é compreender, porém, que sejam realizados os ensaios a tensão controlada, sob tensão variável, por rotina, e que como tal sejam considerados padronizados ou recomendados.

Quando o ensaio é procedido com um  $\sigma$  que aumenta conjuntamente com o  $\epsilon$  (devido à inclinação da força  $F$ ) a não ser que a queda da curva tensão-deformação após o pico seja acentuada, ocorre o caso de não se chegar a um valor máximo, bem definido de  $\sigma$ , conforme ilustramos na curva típica da figura 2(c).

O fato poderá talvez ser melhor ilustrado com referência ao gráfico de Mohr. As tensões no plano de cisalhamento aumentam ao longo de uma trajetória de inclinação  $(90 - \alpha)$  - veja-se a linha AB" na figura 1(c). Ora, se o ângulo de atrito do material é  $\phi$ , quando  $(90 - \alpha)$  equivaler a  $\phi$  teremos duas retas paralelas, nunca alcançando o estado de "ruptura" ( $\sigma$  máx) salvo por motivos da perda de resistência por deformação acentuada - (strain softening). Quando  $(90 - \alpha)$  é próximo de  $\phi$  as duas retas se cruzam com um ângulo tão agudo que qualquer imprecisão dos ângulos  $\alpha$  (imprecisões de montagem) e de  $\phi$  (variabilidade intrínseca do comportamento do material,  $\phi$  variando com a deformação  $\epsilon$  e com  $\sigma$ ) pode resultar na demarcação de uma zona muito ampla de estados de tensão, não precisando o "estado limite" que se admitiria existir e desejaria pesquisar. Admitindo de 15 a 20°, vemos que  $(90 - \alpha)$  resulta em 70 a 75°, que não difere muito dos ângulos de atrito

$$\text{tg}^{-1} (ds/d\sigma)$$

registrados a baixas pressões nas rochas.

Nestes casos de um "strain-hardening" presumido resulta recorrer-se a sugestões da necessidade, aparentemente ponderada, da fixação na curva tensão-deformação de um valor de "ruptura" definido em função de algum valor de deformação tida como excessiva; mas é fácil provar que o fato nada tem de intrínseco referente ao comportamento reológico do material, merecendo apenas reexame perante a própria técnica de ensaio. Sob o ponto de vista discutido a forma mais conveniente de se precisar a posição, em gráfico de Mohr, de uma "tensão limite", seria a de se procurar a intersecção da trajetória de tensões o mais possível em ângulo reto com a

envoltória; por outro lado, não se deseja, normalmente aliviar tensões normais, arriscando provocar trações. Portanto, quando o material não revelar um comportamento acentuadamente "friável", e ressalvados os problemas de trações mencionados no item 2 assim como as orientações especiais sugeridas no item 6, convém proceder-se ao ensaio o tanto quanto possível sob  $\sigma$  constante. Ao planejar-se a aplicação do incremento de força  $F$  facilmente se computa o incremento de força  $N$  que resultaria, e programa-se a redução simultânea, em valor equivalente, da carga  $N$ .

#### 4 - Ensaio em estágios

Uma técnica de ensaio que se faz particularmente recomendada para a investigação de parâmetros de resistência de blocos de rocha "in situ", é, obviamente, a dos ensaios em estágios.

Originada há precisamente 20 anos em pesquisas especiais da resistência ao cisalhamento das argilas e de problemas de medições de pressões neutras respectivas que realizávamos com Taylor no M.I.T., foi louvada e justificada em tantas publicações posteriores, algumas de redescobertas independentes de suas múltiplas virtudes (3)(4)(5), outras de suas aplicações satisfatórias nas mais diversas condições (6)(7)(8)(9)(10), que só não podemos entender que não tenha sido adotada como rotina para o caso específico da mecânica das rochas, objeto desta comunicação. Sempre que as heterogeneidades, descontinuidades e dispersões estatísticas das condições de ensaio forem previsivelmente grandes, de um corpo para outro, o ensaio que se impõe é o de aproveitamento de cada corpo de prova para a obtenção de um máximo de pontos da "envoltória de Mohr". Desnecessário será lembrar as vantagens econômicas com relação ao número de blocos a talhar e moldar. Enfim, as vantagens são tantas (e as desvantagens nenhuma) de ordem teórica, prática, e econômica, que a única rotina que não compreendemos não ter sido adotada nos ensaios em apreço é a de sempre se fazer o máximo de estágios de ensaio em cada bloco.

Vejamos sumariamente, a base conceitual do ensaio em sua evolução gradativa. Inicialmente surgiu na execução de ensaios triaxiais a deformação controlada sobre argila amolgada, que dão, caracteristicamente, a curva tensão-deformação com um máximo em amplo plateau (fig.3(a)): a fim de provar ao Professor Taylor que os atrasos (time-lags) nas medições de pressões neutras nada tinham a ver com o comportamento reológico da argila, e sim, dependiam do aparelho e da existência de

ar no corpo de prova, resolvemos aproveitar do plateau, em que tôdas as tensões permanecem constantes por longo tempo, para "brincar" com a aplicação de incrementos de pressão confinante. Observamos que todos os estágios de pressão plotavam exatamente ao longo da envoltória de Mohr de ensaios tradicionais. Assim, como primeiro passo, óbvio, tivemos a aceitação técnica para o estabelecimento de diversos pontos na envoltória de Mohr, contando com equipamento a deformação controlada e o plateau da rutura de um material "plástico".

Como segundo passo provou-se que sem erro perceptível era possível estender a mesma técnica às argilas sensíveis indeformadas, e demais materiais "friáveis", cuja curva tensão-deformação apresenta, em ensaios a deformação controlada, o pico acentuado. Recorreu-se ao fato, fartamente observado, de que dentro da gama limitada de variação de tensões correntes na prática profissional, as curvas adimensionais  $\tau/\tau_{\text{máx}}$  ou  $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$  vs. deformação específica tendem a se superpor, definindo, para cada material, um comportamento único. Assim, à medida que os estágios de incrementos de pressão se aplicam ao material em sua fase de perda de resistência por deformações crescentes, torna-se necessário corrigir as tensões medidas para recompor o que teria sido o valor máximo da tensão se as pressões do segundo e terceiros estágios tivessem atuado desde o início do cisalhamento.

Por fim, estende-se a aplicação de tais ensaios - sem dificuldade, e inclusive com vantagens de maior facilidade, ao caso de ensaios a tensão controlada em que a tensão cisalhante é aplicada por macacos hidráulicos. Observe-se que o emprêgo de macaco hidráulico reduz o inconveniente do ensaio estritamente a tensão controlada na proximidade da rutura, porque a carga do macaco - automaticamente se alivia com a deformação; e necessita ser continuamente reposta. Ora, após percorrido assim algum trecho da fase de deformação acentuadas correspondentes à rutura, e alcançada a definição tão válida quanto possível da tensão máxima sob o  $\tau$  constante, a aplicação de um incremento de  $\tau$  (para o próximo estágio de ensaio) só ajuda a deter as deformações, requerendo, não só a reposição da força tangencial, mas ainda um acréscimo adicional respectivo.

Definido o atrito  $\text{tg } \phi$  como  $ds/d\sigma$ , que melhor oportunidade haverá de se pesquisar este parâmetro "in situ" nas rochas, do que mediante a aplicação dos estágios  $\Delta \tau$  no mesmo corpo de prova é na mesma montagem, uma vez compensados os efeitos devidos ao incremento de deformação.

Ainda por desencargo de consciência procuramos demonstrar nas figuras 3(b) e 3(c) que o ensaio em estágios (de pressões constantes) é aplicável a fortiori e dará resultados certos (com estágios ascendentes) em ensaios a tensão controlada, mesmo que o material não obedeça a uma curva tensão-deformação única. Os conhecimentos do comportamento dos solos, rochas e materiais afins no cisalhamento já evoluíram ao ponto de se reconhecer, de há muito, que quando as pressões são sensivelmente aumentadas, ocorrem "efeitos de plastificação" que se revelam simultaneamente no abatimento da envoltória de resistência ( $\frac{ds}{d\sigma}$  diminui com aumento de  $\sigma$ ) e na mudança gradativa da forma característica das curvas tensão-deformação (conforme representado esquematicamente pelas curvas hipotéticas da figura 3(b). Na figura 3(c) começamos por admitir uma envoltória de máximos ou de "rutura fraca" que teria sido determinada por ensaios independentes, do material cujo comportamento tensão-deformação é dado pela família de curvas da figura 3(b). A seguir compusemos as trajetórias de tensões que teriam sido obtidas por dois ensaios em estágios: o primeiro começando com a pressão de 2 kg/cm<sup>2</sup> e após a rutura sendo submetido a um incremento de pressão normal para 5 kg/cm<sup>2</sup>; o segundo executado análogamente sob pressões de 10 e 20 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente. É fácil seguir o andamento de tais ensaios hipotéticos tanto nas curvas tensão-deformação como nas trajetórias de tensões no gráfico de Mohr. À esquerda das trajetórias estão assinaladas as deformações da fase ascensional das curvas tensão-deformação, representando portanto condições que o ensaio a tensão controlada acompanha perfeitamente. Concluimos imediatamente que o ensaio em estágios é ideal, mesmo que o material apresente o pico das curvas tensão-deformação, desde que os estágios sejam programados de forma a progredir no sentido em que a rutura ocorre com maiores deformações.

Em suma, aceitando as realidades práticas da execução dos ensaios correntes mediante macacos hidráulicos, e com a aplicação da força  $F$  inclinada, recomendamos que os ensaios sejam feitos: 1º) sob pressões  $\sigma$  constantes, mediante compensação na força  $N$  no decorrer do ensaio segundo os incrementos programados da força  $F$ ; 2º) se a resistência da rocha se revelar surpreendentemente grande, requerendo elevadas forças  $F$ , e assim se estimem virem a ocorrer trações, indesejadas, tal situação deverá ser eliminada mediante a aplicação de um incremento de pressão "instantâneo" interrompendo-se todas as demais alterações e até se registrar adequadamente a "estabilização" dos efeitos respectivos; 3º) todo o decorrer do ensaio deve absolutamente ser acompanhado pelo traçado concomitante da trajetória res

pectiva em gráfico de Mohr; 4º) após alcançado o "máximo" devem ser aplicados novos incrementos de  $\sigma$  (estágios), tantos quantos possíveis, para determinar o maior número possível de "máximos" adicionais.

### 5 - Interpretação dos ensaios

Se cabe objetar à introdução prematura de normalizações do ensaio em foco, o que se salvará de uma crítica à tentativa, tão corrente, de se adotar indiscriminadamente como padronizadas umas recomendações preliminares de interpretação de seus resultados?

Três critérios básicos de interpretação têm sido extraídos da literatura que descreve os resultados de ensaios procedidos alhures. O critério das resistências e da envoltória respectiva, definidas a partir do valor máximo de tensão cisalhante do ensaio; o critério da tensão correspondente a uma deformação arbitrariamente escolhida como excessiva; e, por fim, o critério da eventual interpretação de uma descontinuidade no comportamento reológico do material.

O primeiro dos três critérios não precisa ser discutido: é "lógico" para todos os engenheiros. Lembremos que é necessário alcançar o "máximo" da curva tensão-deformação, o que pode não se dar por motivos dos mais banais, inclusive o de eventualmente não termos executado o ensaio sob  $\sigma$  constante, ou de a rocha ser muito mais resistente do que esperavamos (caso em que a nosso ver sempre convém prosseguir no ensaio sob estágios decrescentes de  $\sigma$ , até que eventualmente se provoque a "rutura" propositadamente auxiliada por fortes trações).

O segundo tem sido associado a um valor arbitrário de 1 mm citado como adotado pelo LNEC, Lisboa, em suas investigações de fundações de barragens em arco. A necessidade da adoção de um critério baseado numa deformação limite costuma ser apresentada sob duas bandeiras distintas desfraldáveis com tanto apoio da lógica e da intuição que parecerão dispensar qualquer defesa. A primeira é de que o valor limite da deformação deve ser fixado pelos projetistas em função da obra que terão em mente, e sua deformabilidade. Ora, estamos (e por longas décadas continuaremos) tão longe de possuir qualquer informação que nos oriente quanto a esse momentoso assunto, que a normalização ou criteriosa flexibilidade de raciocínio pretendida não passa de ficção. Não só precisaríamos saber as eventuais relações modelo-protótipo para estimar a que situações nas obras corresponderiam as tensões determinadas para o milímetro de deformação no bloco de 70 x 70 cm: precisaríamos coligir dados sô-

bre como tais comportamentos poderiam variar de maciço rochoso; precisaríamos poder comparar os comportamentos de obras em que o limite arbitrário tivesse sido fixado em outros valores; e precisaríamos saber como a natureza da obra e os pormenores de seu projeto influiriam na aceitabilidade de maiores ou menores tolerâncias do valor preconizado. Parece-nos óbvio, portanto, que, na realidade na fixação de um tal valor nós nos ludibriamos conscientemente: por exemplo, no exame de um grupo de curvas de resultados que se pretenderia interpretar conjugadamente (e uniformemente), observa-se que as curvaturas se tornam acentuadas a partir de um valor de deformação que oscila entre 0,8 e 1,2 mm, e então resolve-se adotar como estado incipiente (uniforme e seguro) de rutura a deformação de 0,8 mm. Concluimos portanto que é indispensável o exame do conjunto de curvas, e a decisão consequente de qual o valor que seria adotado como representando a rutura: se um argilito, siltito ou arenito pouco cimentado requererem mais do que 1,5 mm de deformação para chegarem à fase de curvatura mais acentuada, estando em plena fase linear com 1 mm de deformação, por que motivo seríamos obrigados a rever tudo o que pensamos sobre rutura, para denominarmos a tensão de 1 mm de deformação como representativa da rutura? A aplicação dos resultados do conjunto de ensaios à obra em projeto constitui, a nosso ver asunto inteiramente à parte, que os projetistas levarão em conta com seus coeficientes de segurança e de ignorância.

A segunda das idéias em que se baseia a recomendação da adoção de um critério baseado numa deformação limite, é postulada em função do comportamento reológico de "strain hardening" que atribue resistências incessantemente crescentes com o aumento da deformação cisalhante, e que se julga ter sido observado em alguns blocos de rocha submetidos aos ensaios em discussão. Naturalmente, não negariamos a possível ocorrência de casos de "strain hardening" o tanto quanto existem os de "strain softening", quando nosso propósito nesta comunicação é especificamente o de mostrar que os comportamentos podem ser dos mais diversos devendo ser honestamente encarados com espírito de pesquisa e não de normalização infundada. Porém, alertariamos quanto à necessidade de se suspeitar muito do ensaio de cisalhamento direto (já fartamente discutido na literatura especializada) como capaz de revelar comportamentos reológicos, e particularmente quando condicionado às imprecisões de ensaios "in situ". Enfim, se porventura um granito de granulação grossa revelar o "strain hardening" requerendo a adoção de um critério de deformação limite, por que motivo é que um xisto ou argilito en-

saiados ao longo da xistosidade ou de planos de estratificação, terão qualquer tendência de comportamento análogo? O comportamento reológico deverá ser estabelecido por ensaios criteriosos de caso a caso, e não poderá ser atribuído por extensão de contrato em função de dados - extraídos de uma publicação sobre outro material. Apenas a título ilustrativo representamos na Figura 3(c) a "en voltória" que resultaria no caso figurado, pela adoção do critério de deformação limite de 1 mm: o "ângulo de atrito" obviamente tende a cair.

Por fim, o terceiro dos critérios de rutura pode resumir-se nas palavras de Laginha Serafim(11): "As deformações normais e tangenciais de pontos do bloco (M,D, J,E na fig.1(b) são registradas enquanto se aumenta a carga inclinada. Como regra, o diagrama das deformações tangenciais, em função da carga, é curvo desde o início e não apresenta singularidades. Algumas vezes, porém, observou-se uma mudança brusca na derivada, indicando esta o começo de rutura da estrutura interna da rocha. Por outro lado, os deslocamentos verticais indicam muitas vezes uma mudança no comportamento, quando aumenta a carga tangencial. Do fato observa-se que o ponto a jusante dos blocos (Ponto J) começa a descer, e depois de se atingir uma certa carga tangencial, sobe. Isto indica uma mudança de diminuição para aumento do volume da rocha sujeita ao corte, lembrando a propriedade reológica da dilatância, que se verifica num corpo plástico quando se atinge o ponto de cedência (tensão limite de elasticidade). ---Sendo a inversão do movimento uma singularidade dos diagramas, pode admitir-se que a rutura começa para o valor da carga tangencial correspondente a essa singularidade". Observe-se que o autor se preocupa justamente em assinalar como podem ser diferentes os comportamentos, sugerindo duas singularidades algumas vezes observadas, e, de qualquer forma apenas lança, como hipótese que poderá ser admitida, a interpretação sugerida. Reiteramos que o ensaio de cisalhamento direto não se presta a interpretações de comportamento intrínseco, e que, de qualquer forma, nenhuma hipótese de tal natureza merecerá adoção em casos particulares, se não for criteriosamente examinada com relação a todos os problemas já expostos, da geometria e estática do corpo, da natureza da superfície de rutura, da compressibilidade volumétrica do bloco de rocha, assim como da rocha subjacente da qual se desprendera, do estado duplo de tensões médias, e, ainda, o que é extremamente importante no caso, das tensões e deformações internas de propagação da força N através do corpo (estudos fotoelásticos).

#### 6-Resumo e conclusões

Temos discutido o ensaio a ser adotado sem consi

derações específicas da natureza da obra. Embora tenhamos preferido apresentar casos ideais, de forma a facilitar a discussão, baseiam-se os mesmos em dados de ensaios. A seguir resumem-se as conclusões básicas:

- 1-O ensaio deve ser realizado sob pressão normal constante, aproveitando-se todos os incrementos  $\Delta \sigma$  para colher dados sobre a deformabilidade.
- 2-Recomenda-se fortemente, os ensaios em estágios para definição do  $ds/d\sigma$  após a devida apreciação da correção em função do  $ds/d\varepsilon$ . Lembra-se a importância da tentativa da distinção entre os parâmetros  $c$  e  $\phi$  intrínsecos das rochas, visto que em relação ao primeiro é indispensável adotar amplos coeficientes de segurança, e em relação ao segundo poderá aceitar-se coeficientes respectivos muito menores. (12) (13).
- 3-Não cabe, por enquanto, qualquer interpretação específica generalizada dos ensaios propriamente ditos: estes estabelecem apenas estados de tensão e de deformação registrados no material a serem apreciados distintamente em cada caso. Os resultados dos ensaios devem ser fornecidos na forma de gráficos de Mohr indicando completamente as trajetórias de tensões e de deformações, para que o comportamento conjunto possa ser convenientemente estimado.

Apresentamos na figura 4 os resultados de um conjunto de 10 ensaios sobre quatro corpos de prova. Os resultados dos ensaios, em seus três principais parâmetros ( $\sigma$ ,  $\varepsilon$ ,  $\tau$ ) poderão ser apresentados em superfícies tridimensionais: preferimos porém a forma de apresentação da figura 4 por ser mais corrente entre engenheiros civis a visualização gráfica bidimensional. A apreciação do comportamento figurado poderá variar grandemente não só de obra em obra de acordo com suas estruturas locais, assim como os estados de tensão inicial que poderão também diferir muito entre o do ensaio e o previsto para a obra.

- 4-Em casos especiais poderão ser necessários ensaios programados sob condições de carregamento especiais. Por exemplo, poderá procurar-se investigar a ruptura sob condições em que a tensão cisalhante é mantida constante e a normal é reduzida; ou, poderão ser procuradas condições de ruptura compreendendo estados de

tração. Tais casos serão objeto de programação específica, podendo valer-se com muito proveito, da ampla literatura afim, dos campos da Resistência dos Materiais, e da Mecânica dos Solos.

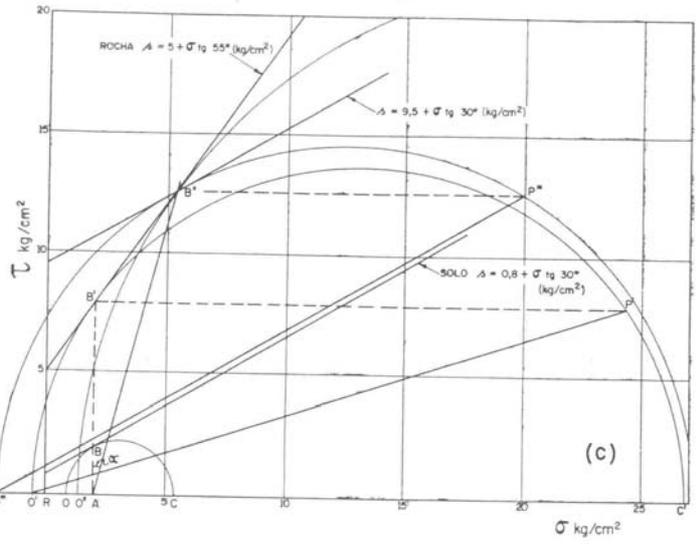
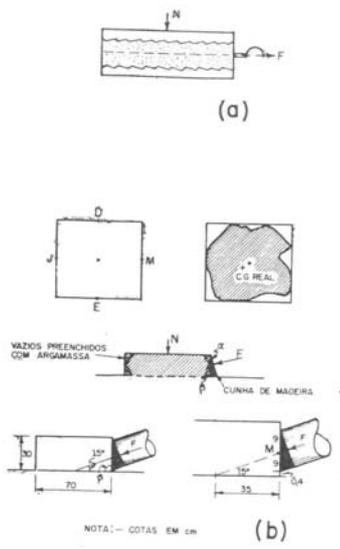
5-O assunto em sua totalidade é tão amplo e complexo que só poderá ser adequadamente abordado quando, dentro de uma equipe integrada de especialistas, cada um se atenha a sua função, transmitindo os resultados de seus trabalhos de forma completa para que não ocorram lacunas nos elos entre uma fase e a outra: as fases de programação (projetista e geólogo), localização (geólogo), execução (engenheiro de materiais), interpretação (engenheiro de materiais e projetista), e aplicação (projetista) compreendem, cada uma, ampla bagagem de conhecimentos e de preocupações, que não poderão ser assumidas por, nem deverão ser relegadas a, uma só pessoa ou especialização.

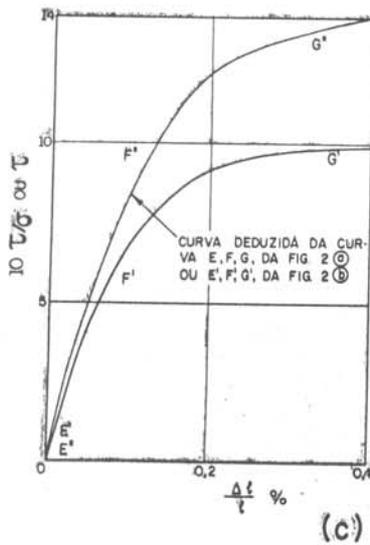
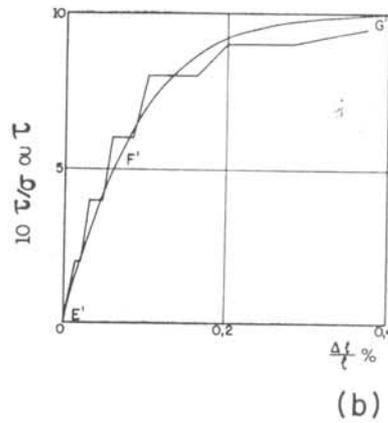
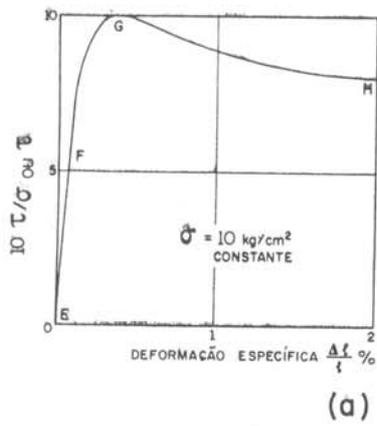
#### REFERÊNCIAS

- 1) - 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.
- 2) - de Mello, V.F.B. "Contribuição ao estudo da resistência ao cisalhamento dos solos" 1956, Tese de Cátedra, Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie. (Rev. de Eng. Mackenzie nº 133, Set.-Out. 1957).
- 3) - de Beer, E.E. "The Cell Test". Geotechnique Vol II, p. 162, 1950.
- 4) - Taylor, D.W. "A triaxial shear investigation on a partially saturated soil" A.S.T.M. Spec. Tech. Publ. nº 106, p. 180, 1950.
- 5) - Fleming, H.D. "Undrained triaxial compression tests on a decomposed phyllite" First Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 112, 1952.

- 6) - Bishop, A.W. and Henkel, J. "The measurement of soil properties in the triaxial test", Edward Arnold, London 1957, p. 15.
- 7) - Kenney, T.C. and Watson, G.H. "Multiple-stage triaxial test for determining C' and  $\phi$  of saturated soils" Proc. 5\* Inter. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng'g., Vol. I, p. 191, Paris, 1961.
- 8) - Nuñez, E., "Los parametros de corte obtenidos a partir de los ensayos triaxiales escalonados" Anais do 2º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Eng. de Fund., Vol. II, p. 123, Brasil, 1963.
- 9) - Parry, R.H.G. "Testing small undisturbed samples", Fourth Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering p. 61, 1963.
- 10) - Zumb, P. "Multi-stage triaxial tests on undisturbed soils", Civil Engineering and Public Works Reviews, May 1964, p. 591.
- 11) - Serafim, J.L. "Considerações da mecânica das rochas no projeto de barragens de betão" Eletricidade, nº 30, p. 121, Abril-Junho, 1964.
- 12) - Rocha, M. "Mechanical Behaviour of rock foundations in concrete dams", 8th Intern. Congress on Large Dams, Edinburgh, p. 785- 1964; Memoria nº.- 244, L.N.E.C., Lisboa, 1965.
- 13) - Rocha, M. "Some problems on Failure of rock masses" Colloquium of the International Society of Rock Mechanics, Salzburg, 1963; Memoria nº 258, - LNEC, Lisboa, 1965.

FIGURA 1





DETERMINAÇÃO DA CURVA E'F'G' POR INCREMENTOS

① τ	② Δσ	③ σ	10τ/σ	④ DEF ESP %
0	0	10	0	0
2	0,536	10,536	1,9	0,019
4	1,07	11,07	3,62	0,038
6	1,60	11,60	5,17	0,064
8	2,14	12,14	6,59	0,092
9	2,41	12,41	7,25	0,112
10	2,68	12,68	7,9	0,132
11	2,95	12,95	8,5	0,156
12	3,22	13,22	9,06	0,190
13	3,49	13,49	9,65	0,256
13,8	3,70	13,70	9,9	0,36

① ADMITIDO

②  $\Delta\tau = \Delta\tau \operatorname{tg} \alpha$

③ σ INICIAL = 10

④ ADOTANDO IDENTIDADE DE CURVA  $\tau/\sigma = f(\text{DEF ESP})$

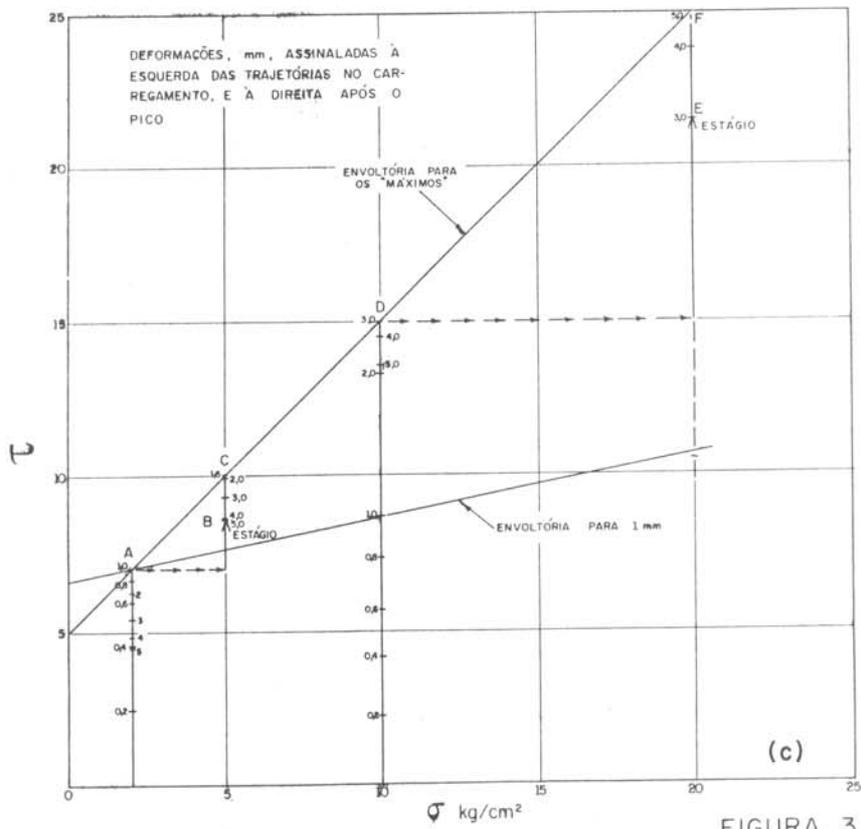
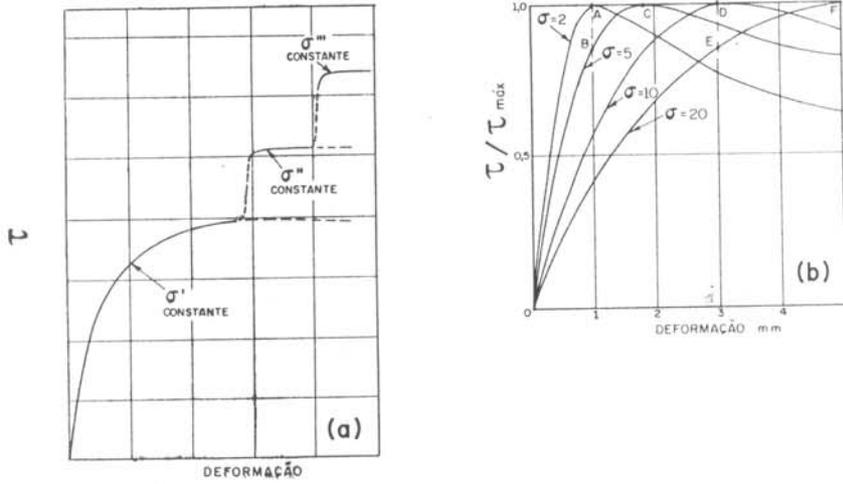
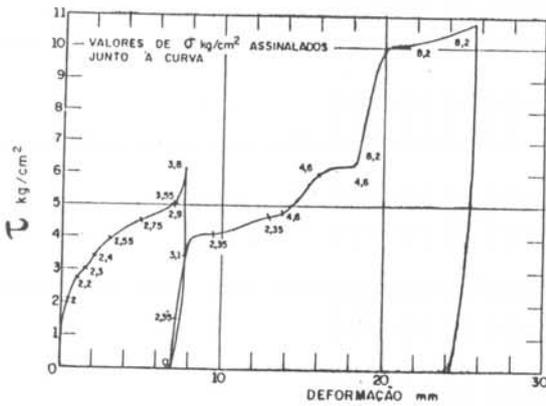
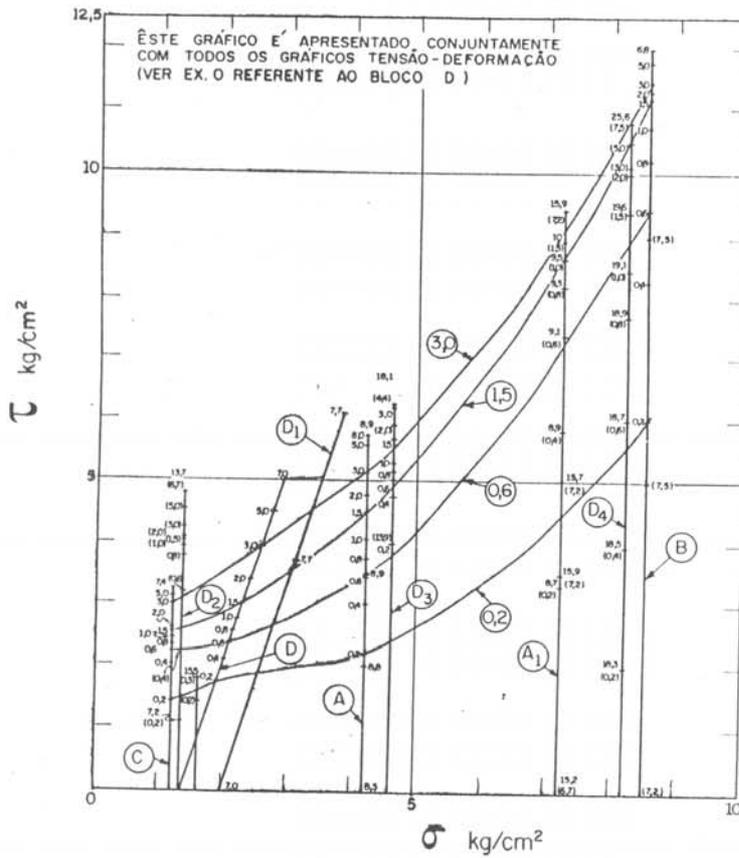


FIGURA 3



OS NÚMEROS À ESQUERDA DAS TRAJETÓRIAS REPRESENTAM DEFORMAÇÕES, mm, NO CARREGAMENTO.  
 OS NÚMEROS À DIREITA, DEFORMAÇÕES NA RETIRADA DA TENSÃO CISALHANTE.  
 NO CASO DE ESTÁGIOS, SÃO ANOTADAS AS DEFORMAÇÕES TOTAIS ASSIM COMO AS PERTENCENTES AO PRÓPRIO ESTÁGIO DE ENSAIO (ENTRE PARÊNTESES)

ENSAIO A, A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> SÓBRE MESMO BLOCO  
 D, D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>, D<sub>3</sub>, D<sub>4</sub> SÓBRE MESMO BLOCO

CURVAS DE IGUAL DEFORMAÇÃO TRAÇADAS UTILIZANDO APENAS O CORPO DE PROVA NO PRIMEIRO ESTÁGIO

FIGURA 4