25.7

OFERECE
VICTOR F. B. DE MELLO

CONFERÊNCIA

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS ARGILOSOS COMPACTADOS

Victor F. B. de Mello

Professor das Escolas de Engenharia da U. Mackenzie e de São Carlos, U.S.P.;
Diretor de Serviços, Geotécnica S. A., Engenheiros Consultores

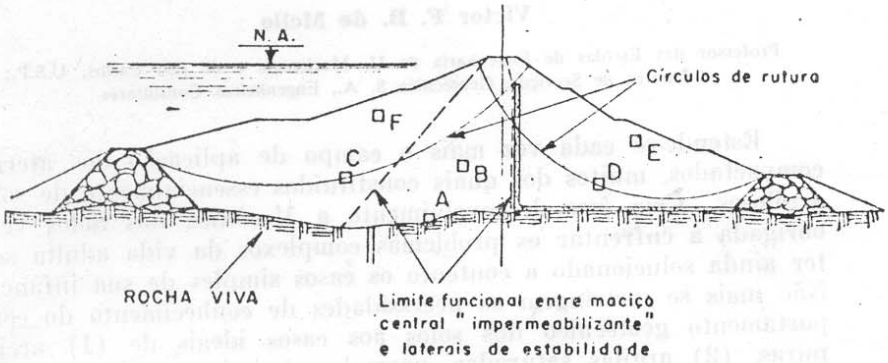
Estende-se cada vez mais o campo de aplicação dos aterros compactados, muitos dos quais constituídos essencialmente de solos argilosos. Com êsse desenvolvimento a Mecânica dos Solos vê-se obrigada a enfrentar os problemas complexos da vida adulta sem ter ainda solucionado a contento os casos simples de sua infância. Não mais se restringem as necessidades de conhecimento do comportamento geotécnico dos solos aos casos ideais de (1) areias puras, (2) argilas saturadas, normalmente adensadas... amolgadas, ou, quando muito, indeformadas, com comportamentos devidos à "estrutura" razoàvelmente retratados, se bem que ainda não inteiramente elucidados.

Tanto no campo de aterros de suporte de pavimentos como no de barragens de terra, que hoje já vão à altura de 162 m (Swift) as solicitações a que fica submetido êsse "material de construção" tornam-se cada vez mais variadas e intensas. Urge pois procurar intensificar nossos conhecimentos de cada faceta do comportamento de todos os materiais terrosos compactados. Já há muito que nos distanciamos da possibilidade de selecionar para emprêgo em determinada obra os materiais reconhecidos como melhores, e chegamos ao ponto de enfrentar exigências tão especializadas que não podemos escapar às consequências do fato, que os materiais e processos construtivos mais recomendados para alcançar uma dada propriedade em geral não coincidem com os que conduzem a condições ideais para as demais propriedades.

Valho-me da secção dita homogênea, de barragens de terra compactada (fig. 1) muito empregada entre nós, no Brasil, para pôr em foco essa afirmação, primeiro indicando o que nos parecem ser as propriedades ideais desejadas nos principais pontos assinalados; segundo, tecendo considerações à base da experiência diretamente coligida em nossos laboratórios, em relação aos ensaios e às

2º Congr. Bras. A.B.M.S. Recife, 1958. v.2,p.201-222

técnicas de ensaio que se fazem necessários, e estão em uso ou desenvolvimento, para a desejada caracterização; e por fim, em considerando a gama de variação de materiais e condições de colocação abrangidos por nossa experiência, de laboratório, de projeto, e de fiscalização da própria construção, tentando resumir as conclusões ou impressões sôbre a influência dêsses fatôres sôbre algumas das propriedades de comportamento geotécnico em apreciação.



Posição	*Características desejadas*
A	plasticidade e aderência estanque
B	(1) impermeabilidade (2) evitar $k_h >> k_v$ (3) plasticidade para evitar fissuramento por recalques diferenciais
C	(1) Em primeiro grau, resistência após o encharcamento-saturação (2) Razoável resistência compactada (3) incompressibilidade durante o encharcamento
D	Máximo de resistência compactada, a curto e longo prazo.
E	(1) Boa coesão, ausência de contração por secamento (2) Mínimo de rastejo
F	(1) Coesão após encharcamento-saturação; (2) baixa erodibilidade; (3) ausência de contração por secamento e inchamento em contacto com água

FIG. 1 — Heterogeneidade desejada em barragem "homogênea".

1 — PROPRIEDADES IDEAIS EM DIFERENTES PONTOS DENTRO DE UMA BARRAGEM DE SECÇÃO HOMOGÊNEA COMPACTADA.

A figura 1 representa esquemàticamente uma secção típica de barragem homogênea de terra compactada, tal como tem sido empregada por nós em diversas barragens, tais como as de Marília, Piau, Santa Branca, Saramenha, Ibirapuitã, Nhangapí, Graminha etc., e atualmente usada também na barragem de Três Marias. Admitimos que em sua secção máxima esquematizada a barragem esteja apoiada em rocha viva, essencialmente estanque (condições encontradas em todos os casos citados), e que o material de empréstimo pertença à faixa de classificação textural desde as areias poucos argilosas (grupo SC de classificação de Casagrande) até as argilas siltosas (grupo CH-MH, até limite de liquidez da ordem de 70%, com índice de plasticidade entre 6% acima e 3% abaixo da linha A).

Nos elementos de solo caracterizados pela posição A, abrangendo delgada faixa imediatamente sobrejacente à superfície rochosa e predominantemente restrita ao núcleo central do maciço, as necessidades gerais de elevada resistência ao cisalhamento e de pequena compressibilidade não se fazem sentir. A preocupação maior será a da busca de uma qualidade e condição de relativa "plasticidade", de certa capacidade de deformar e de se acomodar às irregularidades naturais da superfície rochosa. Tendo em mente os problemas construtivos, convém que o material seja fàcilmente compactável por rôlo pneumático e/ou por soquetes manuais, admitindo uma compactação eficiente em relativamente grande gama de variação do teor de umidade para o lado úmido. Por fim, tendo em mente o bom comportamento da barragem em sua vida útil, ressalta-se a importância de uma propriedade que denominaríamos de "aderência estanque", para contrôle adequado do plano de percolação preferencial inevitàvelmente representado pela descontinuidade rocha-maciço. Embora o têrmo aderência em geral conote ligação com o problema de resistência, cabe frisar que a verdadeira preocupação é de impermeabilidade ao longo da descontinuidade, e essa impermeabilidade é desejada e poderá ser adquirida apenas após o término da construção, isto é, com pleno benefício de sobrecarga.

Na região B o maciço deve possuir particularmente a propriedade de impermeabilidade. Considerando os problemas construtivos, é necessário evitar na medida do possível que a permeabilidade horizontal seja aumentada em comparação com a vertical. Por fim considerando que recalques (e recalques diferenciais) são inevitáveis, tanto por motivo de diferenças de condições de apoio entre o talvegue e as ombreiras, como pela própria compressão do maciço

compactado com sua altura grandemente variável ao longo do eixo da barragem em vales íngremes, como os que foram enfrentados na maioria das obras citadas, é conveniente que o solo da região B possua uma certa "plasticidade" para se acomodar sob os recalques diferenciais sem os fissuramentos internos deveras prejudiciais: por outro lado, admitindo que tal fissuramento viesse a ocorrer, seria conveniente que o material possuísse características de "cicatrização" por eventual inchamento e colmatação em contacto com água.

No material da região C inevitàvelmente se deseja alcançar o máximo de resistência ao cisalhamento do atêrro compactado, para obviar a problemas de ruturas do talude de montante em fases críticas do período construtivo. Não é esta porém a única meta. A segunda, compreende o desejo de uma certa incompressibilidade no encharcamento. Existem tipos de materiais e condições de compactação tais, que os solos compactados após serem comprimidos sem contacto com água, sofrem recalques adicionais de certa importância meramente devido ao contacto com água. Por fim, a terceira preocupação, e indubitàvelmente a mais importante no caso da região C é a resistência ao cisalhamento que sobra depois do "encharcamento" ou "saturação", pôsto que a função dessa zona da barragem é principalmente a de estabilidade, e, em nossa experiência a estabilidade do talude de montante é invariàvelmente ditada pela condição crítica de esvaziamento do reservatório associada com a resistência reduzida da condição "encharcada" ou "saturada".

Na região D do maciço, a característica mais almejada é fácil de se definir — abrange exclusivamente a resistência ao cisalhamento do atêrro conforme compactado, tanto a curto como a longo prazo (período construtivo, e estabilidade em tôda a vida útil).

Na faixa superficial representada pelos elementos E haveria interêsse em se alcançar no material compactado o máximo da parcela de resistência denominada de coesão, visto serem muito pequenas as pressões atuantes capazes de propiciar maiores resistências pela influência do atrito interno. Por sua vez, em vista da facilidade de influência de fatôres de umedecimento e secamento, convém resguardar contra materiais ou condições muito susceptíveis de fissuramentos por contração e secamento, e de amolecimentos por absorção de umidade superficial em período chuvoso. A coesão deve também ser intrínseca a ponto de evitar facilidade de arraste erosivo.

Por fim na faixa superficial do talude de montante, representada pelos elementos F em que as características almejadas se assemelham às indicadas para a região E, porém com preocupação predominante pelo comportamento após a "saturação", cabe ressaltar como particularmente importante a necessidade da ausência de inchamento em contacto com a água, sob as baixas pressões efetivas vigorantes, bem como a permanência da coesão e resistência à erodibilidade após a "saturação".

Em resumo, depreende-se que uma barragem de secção homogênea é mais uma ficção do projetista do que uma realidade prática. Porque, na fase de projeto havendo inescapàvelmente a necessidade de selecionar para ensaio entre as inúmeras amostras ligeiramente diferentes que caracterizam os empréstimos, o projetista criterioso ensaia em cada pormenor a amostra e condição de compactação admissível na prática e capaz de dar a indicação a menos favorável. Por outro lado, na construção o contrôle técnico do projetista se exerce no sentido de orientar a aplicação dos materiais e das respectivas condições de compactação, em cada pormenor na situação a mais favorável. Isto é, enquanto que na fase de projeto a tendência é a de se reduzir tudo ao denominador mínimo comum, e enquanto que na fase inicial e rudimentar de investigação do emprêgo da terra compactada como material de construção, reduzindo-se o problema a seu denominador mínimo comum se admitiu que o melhor produto equivaleria ao da máxima densidade aparente sêca, é necessário reconhecer em que sentido variam as principais propriedades dos materiais compactados, primeiro (e talvez no momento ainda a única possibilidade) para evitar que se introduzam inconscientemente na barragem condições piores do que as admitidas na "secção-tipo", homogênea, e segundo, quiçá brevemente, para tirar dêsses conhecimentos o máximo proveito nos próprios projetos, em benefício da maior economia, sem prejuízo da segurança respectiva.

2 — ENSAIOS, TÉCNICAS DE ENSAIOS, E REVISÕES QUE SE SUGEREM.

Quando o engenheiro de solos necessita recorrer a ensaios laboratoriais para resolver problemas práticos de projeto e construção, naturalmente procura orientar seus trabalhos laboratoriais à base das referências de maior autoridade — os ensaios normalizados (A.S.T.M. e A.B.N.T.), e, entre outros semelhantes, o livro "Soil Testing for Engineers" de T. W. Lambe (M.I.T). Ora, para quem trabalhar com o necessário senso crítico, não tarda a conclusão de que só são normalizados (e, muitas vêzes, mal normalizados) os ensaios mais rotineiros e menos consequentes, e que tôdas as publicações se referem a técnicas de ensaio e de interpretação surgidas de, e aplicáveis a casos ideais (areias puras, argilas plásticas saturadas, etc) da modo que melhor se chamaria tais textos de "Academic testing described and explained to engineers" (crítica, aliás, que tive ocasião de externar ao autor mencionado, por ocasião da revisão do manuscrito). Julgo portanto oportuno trazer alguns comentários práticos provindos de um laboratório (o da Geotécnica S.A.) predominante e intensamente solicitado para atender a problemas práticos. Restrinjo-me ao caso de solos compactados, considerando o caso genérico de nossa experiência: evidentemente reconheço que em casos particulares algumas das recomendações, restrições, e observações registradas, podem ser relativamente inconsequentes.

2.1 *Compactação*

O ensaio corrente é o de Compactação Proctor. Evidentemente é inaceitável o secamento e a pulverização do material (introduzindo efeitos irreversíveis) e seu peneiramento para exclusão das partículas maiores. Enquanto o diâmetro máximo de partícula é inferior a um décimo das dimensões do corpo de prova, e a porcentagem e distribuição das partículas graúdas é totalmente insuficiente para condicionar ou determinar a "estrutura" da massa compactada (estudos do U.S.B.R., L.N.E.C., e outros), sua permanência no corpo de prova não introduz problemas: a remoção de algumas partículas excepcionalmente grandes, de ocorrência ocasional (situação corrente em alguns solos residuais argilosos), pode e deve ser feita a dedo, evitando de qualquer forma o secamento (até umidades inferiores a cêrca de 70% das ótimas previsíveis) e a pulverização. Visto que a quase totalidade dos solos de empréstimo com que lidamos até o presente se encontravam com umidades naturais essencialmente iguais às respectivas ótimas de Proctor, não tivemos necessidade de observar a precaução de manter cada porção de terra em repouso por algum tempo (horas) para uniformização íntima da umidade de mistura antes de ser compactada para obtenção do respectivo ponto da curva de compactação. Evidentemente, também, é necessário usar uma nova porção de terra para cada ponto da curva a fim de alcançar condições assemelháveis às de campo, evitando por um lado os efeitos gradativos de trituração sofridos por certos solos residuais, com tendência consequente do deslocamento de curva de compactação para a direita e para baixo próximo à Curva dos Máximos (fig. 2), e, por outro lado, em grande número de outros solos, um certo acúmulo residual de efeito compactador nos minúsculos pacotes de partículas, impraticáveis de se desagregar totalmente, com a tendência consequente de deslocamento da curva de compactação para a esquerda e para cima.

A figura 2 anexa apresenta um resumo esquemático dos principais resultados de que disponho em relação à compactação, que passarei a discutir brevemente. Primeiro, verifica-se que nossa experiência coincide aproximadamente com a estrangeira publicada no que tange à Curva dos Máximos do ensaio de compactação Proctor (corresponde aproximadamente à curva de grau de saturação = 86%, para densidade dos grãos = 2,67 g/cm³). Uma correspondência melhor evidentemente só poderá ser alcançada quando forem corrigidos todos os dados de fontes diferentes para um mesmo valor da densidade dos grãos, e quando forem também aplicadas as correções por efeitos inevitáveis da textura (efeitos êsses aparentemente secundários em solos comuns, simplesmente porque "natura non facit saltus" em composição granulométrica... dos solos compactáveis).

Procurando sentir a influência do tipo de solo (granulometria, e limites de consistência) sôbre as características de compactação

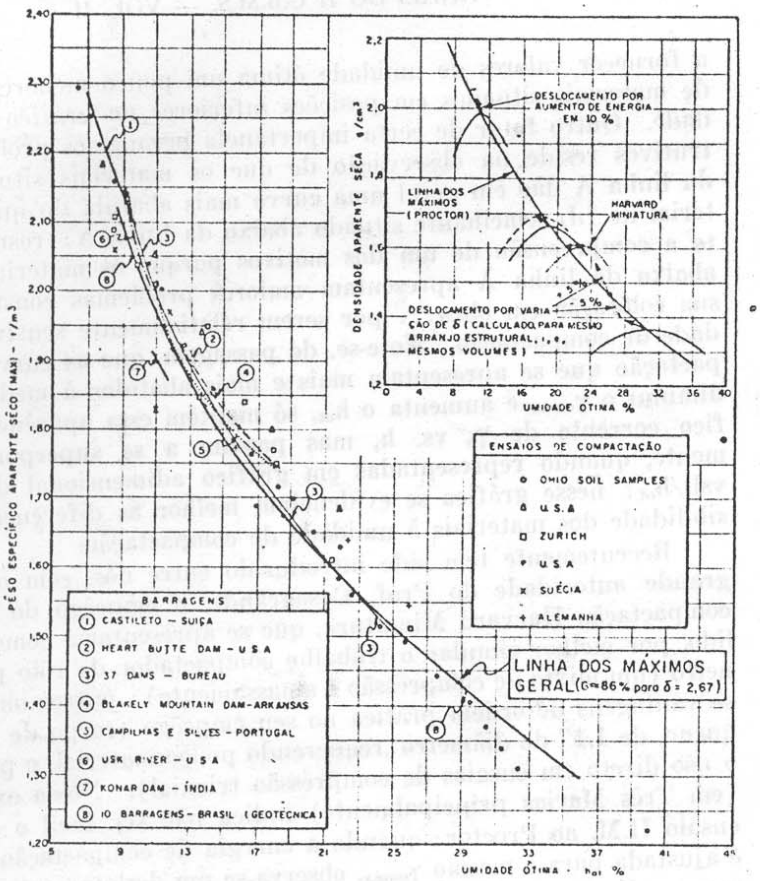


FIG. 2 — Observações em tôrno dos ensaios de compactação.

verifica-se que a influência da granulometria (conforme trabalhos de M. P. P. Santos, Youssef, etc) é refletida com precisão satisfatória, e, também, com menor precisão, podem ser estimados os parâmetros ótimos em função da correlação $h_{ot} \sim$ LP. Porém, não vemos mérito em procurar imprecisamente avaliar os resultados do ensaio de compactação através de ensaio indireto muito mais complexo e demorado (sedimentação) e sujeito, nos solos residuais ou porosos e coesivos às mais fundadas críticas de natureza conceitual e prática (ref. estados de desagregação ou deflocução de partículas, etc...).

Apesar de termos lidado até o presente com solos de "atividade coloidal" relativamente pequena e muito semelhante, o que tende a atenuar sensìvelmente quaisquer diferenças eventuais, resulta inegàvelmente a aparência de uma certa influência do Indice de Plasticidade sôbre a umidade ótima de compactação, sob valores constantes do Limite de Liquidez. Dentro de uma mesma gama de LL, os materiais situados acima da linha A (possuindo IP maior) tendem

a fornecer valores de umidade ótima um pouco menores do que os de materiais situados em posições inferiores no gráfico de plasticidade. Outro fator de certa importância perante os problemas construtivos reside na observação de que os materiais situados acima da linha A dão em geral uma curva mais abatida do que a do material de LL semelhante situado abaixo da linha A: resulta portanto a compreensão de um dos motivos porque os materiais situados abaixo da linha A apresentam maiores problemas construtivos na sua colocação em obra... por serem relativamente sensíveis à umidade de compactação. Note-se, de passagem, que as curvas de compactação que se apresentam mais e mais abatidas à medida que se diminui o γ_{omax} e aumenta o h_{ot}, só mantêm essa aparência no gráfico corrente de γ_o vs. h, mas passam a se superpor, pràticamente, quando representadas em gráfico adimensional de γ_o/γ_{omax} vs h/h_{ot}: nesse gráfico se evidenciam melhor as diferenças de sensibilidade dos materiais à umidade de compactação.

Recentemente tem sido introduzido entre nós, com o apoio da grande autoridade do Prof. Casagrande, o emprêgo do ensaio de compactação Harvard Miniatura, que se apresentaria como mais válido, por melhor simular o trabalho compactador do rôlo pé de carneiro (um mixto de compressão e amassamento): outrossim, arrolam-se vantagens de ordem prática no seu emprêgo (corpo de prova pequeno, de 1,4" de diâmetro ,requerendo pouco material, e permitindo o uso direto em ensaios de compressão triaxial). Nossa experiência (em Três Marias principalmente) indica não ser fácil o ajuste do ensaio H.M. ao Proctor: quando a energia de compactação do H.M. é ajustada para o mesmo γ_{omax}, observa-se um deslocamento da curva para a direita de forma que resulta uma umidade ótima do H.M. superior à do Proctor respectivo. (Diferença de ótimos da ordem de 2,5% em materiais de h_{ot} de Proctor da ordem de 21%). Concluímos pois que o mérito relativo dos dois ensaios deve ser posto à prova por comparação com os resultados de compactação no campo. Neste sentido poderia ser arguido que as centenas de milhões de metros cúbicos de terra compactada pelo mundo afora com referência ao ensaio de Proctor, valeriam pela comprovação desejada; porém, cabe notar que apenas uma porcentagem ínfima dêsse trabalhos forneceria dados suficientemente precisos para uso perante a questão proposta, e que, de qualquer forma, posso externar minha observação de que, de um modo geral, os resultados da compactação de campo em pistas experimentais tendem a fornecer curvas mais abatidas do que as do ensaio de Proctor respectivo. Quanto às conveniências práticas da dimensão do corpo de prova do ensaio H.M., são elas inteiramente irrevelantes em comparação com os inconvenientes das imprecisões progressivamente maiores dos ensaios individuais, como representantes de um universo estatístico, quanto menores as amostras, e da impropriedade de ensaiar amostras de texturas mais graúdas. Por fim, a persistir o interêsse pelo ensaio, daria forte prefe-

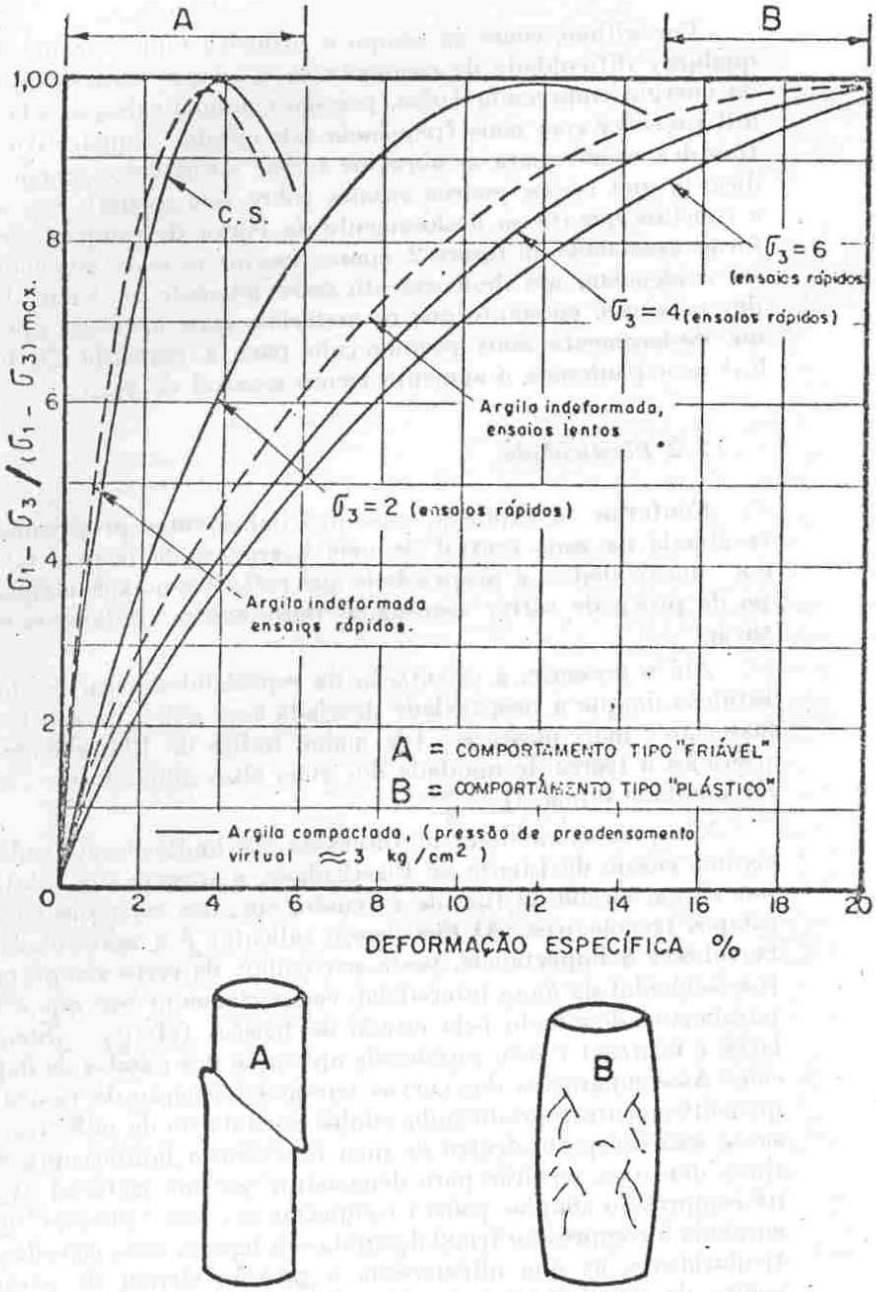


FIG. 3 — Comportamento típico tensão-deformação.

rência à evolução de novos padrões H.M. empregando o diâmetro de 2", ou mais, de acôrdo com as preferências atuais em questão de ensaios de compressão triaxial

Por último, como no campo a primeira tentativa de solução de qualquer dificuldade de compactação é sempre através do aumento da energia empregada (pêso, pressão e número de passadas), julgo útil proceder com mais frequência tais ensaios comparativos, na rotina dos ensaios para as obras de terra; aproveito o ensejo para indicar o que nossos poucos ensaios sôbre êste assunto nos levariam a concluir quanto ao deslocamento da curva de compactação. Conforme assinalado na figura 2, aparentemente os materiais mais arenosos evidenciam um deslocamento essencialmente ao longo da curva dos máximos, enquanto que os materiais mais argilosos apresentam um deslocamento mais pronunciado para a esquerda (redução do h_{ot}) acompanhando o aumento menos sensível do γ_{omax}.

2.2 *Plasticidade*

Conforme se explicou, uma das importantes propriedades que se almeja na zona central de uma barragem de terra compactada, é a "plasticidade", a propriedade que refletiria a capacidade do corpo de prova de sofrer acentuadas deformações cisalhantes sem fissurar.

Até o presente, a orientação da especialidade tem se cingido à intuição de que a propriedade desejada será assegurada pelo uso de materiais "mais plásticos" (de maior Índice de Plasticidade) compactados a teores de umidade dos mais altos admissíveis... "acima da umidade otima"!!

Não preciso me deter na discussão das limitações do rudimentaríssimo ensaio do Limite de Plasticidade, a sugerir sua substituição por algum ensaio do tipo de extrusão, etc., dos correntes em outros campos tecnológicos. O que desejo salientar é a necessidade de se reconhecer a importância, neste particular, de certo comportamento físico-coloidal da água intersticial, comportamento êsse que é inescapàvelmente dominado pelo estado de tensões (efetivas, intergranulares, e neutras) e pela rapidez de aplicação dos estados de deformação. As comparações das curvas tensão-deformação da figura 3, esquemàticamente reproduzindo minha constatação de milhares de ensaios, sem excepção, dentro de uma experiência ininterrupta dos últimos dez anos, servirão para demonstrar que um material "friável" na compressão simples poderá comportar-se como "plástico" quando ensaiado à compressão triaxial rápida sob tensões mais elevadas (particularmente, as que ultrapassam a pressão virtual de preadensamento da compactação) também, um material de comportamento "friável" sob a aplicação de deformações rápidas poderá evidenciar um comportamento "plástico" quando submetido a deformações mais lentas. Evidentemente, também influem os fatôres químicos, eletrostáticos, de polaridade, de temperatura, etc., mas cabe-nos considerá-los fora do âmbito de nosso interêsse momentâneo.

Resulta a conclusão importante de que um material "friável", compactado do "lado sêco", poderá, sob a pressão do pêso de terra sobrejacente, revelar-se suficientemente "plástico" perante determinadas grandezas e velocidades de eventuais deformações diferenciais específicas do maciço... Um material eminentemente arenoso comporta-se, sob elevadas pressões, como plástico... sabêmo-lo da geologia, da indústria ... enfim, o que é espantoso é que nos contentamos com uma situação primária e rudimentar do equacionamento de problema tão importante através do ensaio de Atterberg, que não permite estudar o material em cada condição de compactação, sob pressões e velocidades de deformação compatíveis com a realidade...!!

2.3 *Resistência ao cisalhamento. Compressão triaxial*

Limito-me a discutir a compressão triaxial, atualmente mais recomendada e empregada, para não me estender demais. O assunto abrange, naturalmente, dois setores distintos, de igual importância: a resistência do material conforme compactado (chamemos simplesmente de "material compactado") para atender às solicitações do próprio período construtivo, e a do mesmo material após submetido a todos os efeitos resultantes do contacto com a água, durante o longo período de funcionamento da barragem (chamemos simplesmente de "material saturado").

A despeito de todos os motivos teóricos favorecendo a determinação da resistência em função de pressões efetivas (ensaios com medida de pressão neutra, ou, eventualmente, ensaios drenados), é inescapável manter-se ainda um lugar pré-eminente para os ensaios "rápidos", por diversos motivos ponderáveis (praticabilidade, tanto do ensaio como do método de análise da estabilidade..., remanescente de críticas quanto às medidas de pressões neutras quer de ensaio, quer de campo... etc.).

Na execução do ensaio rápido, admitida a confecção cuidadosa do corpo de prova segundo recomendações já divulgadas, são dois os principais fatôres que contribuem para êrros grosseiros, e que convém resolver mediante adaptações da técnica corrente. São êles, a drenagem ("positiva" ou "negativa") nas extremidades do corpo de prova, e as heterogeneidades e concentrações de tensões de contacto nessas extremidades, ambos de acôrdo com a natureza dos materiais, superfícies, e preenchimentos, nesses contactos. O emprêgo de pedras porosas sêcas admite facilidade de drenagem, mesmo que parcial, prejudicando para o lado inseguro, o raciocínio em que se baseia o emprêgo do ensaio "rápido" em análises de estabilidade: no caso do emprêgo de pedras porosas saturadas, por outro lado, em inúmeros solos compactados do lado sêco e ensaiados sob baixas pressões confinantes σ_3, a pressão neutra negativa do corpo de prova pode ser ràpidamente neutralizada pela absorção da água das pedras

porosas para as extremidades do corpo de prova. Há ainda a considerar a dificuldade da transmissão de uma pressão uniforme na maioria dos casos de corpos de prova "friáveis", por dificuldade de se garantir um apoio uniforme e plano em tôda a área.

Observando repetidamente que a dispersão dos resultados de ensaios de compressão triaxial ao redor de uma envoltória é muito maior nos ensaios rápidos do que nos adensados-rápidos e/ou lentos, nos materiais friáveis do que nos plásticos, sob pressões baixas do que sob pressões altas, etc..., não pudemos escapar à conclusão de que a dispersão maior resulta fundamentalmente dos problemas acima apontados (evidentemente atenuados quando a condição de adensamento e o comportamento mais plástico melhora os contactos entre os materiais, e quando as pressões neutras negativas diminuem de importância relativa).

Recomendamos portanto que o tôpo e a base do corpo de prova sejam capeados por parafina derretida, bem quente, e a seguir permitindo o acúmulo de uma película plana um pouco mais espêssa de parafina líquida porém ao ponto de re-solidificar. Na primeira operação a parafina penetra eficazmente nos interstícios do solo impermeabilizando as extremidades do corpo de prova, e dando-lhes maior resistência, o que é desejável para impedir o desenvolvimento de planos de rutura atípicos, que interceptam os planos de descontinuidade do tôpo e da base. Na segunda operação constitui-se a película-almofada capaz de absorver as irregularidades do contacto, de forma a garantir a transmissão da pressão uniforme: para êste fim é ainda necessário colocar o corpo de prova sob uma compressão axial baixa na câmara triaxial antes do resfriamento e solidificação total da parafina, ou dotar a base e cabeça da camara de possibilidade de aquecerem um pouco a parafina dos capeamentos no instante da aplicação de uma pressão axial inicial, de acêrto da posição do corpo de prova.

No caso do ensaio adensado-rápido de corpos de prova compactados, sugere-se o emprêgo de uma almofada delgada de argila plástica, que ajuda a alisar, não prejudica a drenagem do adensamento por ser película delgada junto à superfície de drenagem, e, por outro lado, uma vez fechadas as torneiras da drenagem, na fase da rutura "rápida", ajuda a garantir a indrenabilidade junto às extremidade, por ter provido um preenchimento plástico, saturado, das descontinuidade entre os corpos de tipo rígido (metal, pedra porosa, e corpo de prova).

Em relação às pressões de adensamento, que constituem a fase de "preparo" do corpo de prova para simular as condições do elemento de solo no maciço, antes da imposição das solicitações capazes de levar à rutura, só posso admitir de modo genérico, conforme exposto há dois anos em minha tese de cátedra, a aplicação criteriosa de pressões $(\sigma_1/\sigma_3)_{ad} \neq 1$. Na prática, porém, aceito o ensaio tradicional,

adensado sob $\sigma_1/\sigma_3 = 1$ como representando o limite da gama de variação de condições $1 \lessgtr (\sigma_1/\sigma_3)_{ad} \lessgtr (\sigma_1/\sigma_3)_{rut}$, cujo outro limite é representado pelo ensaio lento.

Perante a necessidade de investigar a resistência do material "saturado" cabe discutir primeiro a técnica da "saturação" destinada a simular condições a que são levados elementos de solo do maciço compactado após longos anos sob os efeitos da percolação da água represada. Tem sido muito empregada por certas entidades locais a técnica da saturação do corpo de prova dentro do próprio molde metálico em que é moldado, submetendo-o à percolação d'água no sentido axial, e, eventualmente conseguindo a sua saturação literal. Iniciamos nossos trabalhos neste assunto em 1953, época em que nenhuma publicação fazia referência ao assunto e nenhum laboratório de renome internacional sequer se interessava pelo problema, de tão pronunciado interêsse da profissão. Porém, tal situação não obsta a convicção, hoje já plenamente confirmada, de que a percolação d'água através do corpo de prova só se pode admitir como válida, para a totalidade dos efeitos em estudo, quando o corpo de prova é mantido (em câmara triaxial) sob tensões σ_1 e σ_3 conhecidas. Não pode ser aceite como válida a "saturação" sob deformações controladas (nulas), impedindo o inchamento do corpo de prova em seu molde metálico.

A técnica da saturação ainda merecerá ou exigirá inovações. Nossa prática corrente requer a acomodação na situação menos desfavorável possível, entre os inconvenientes da sujeição do corpo de prova a gradientes de percolação demasiado elevados, e os inconvenientes praticos do longo tempo (várias semanas) em que se tem que manter o corpo de prova, relativamente impermeável, em percolação. Por outro lado, está sendo introduzida por Bishop uma técnica de saturação muito rápida pela aplicação de contra-pressões no líquido intersticial (aumentado simultâneamente a pressão confinante da camara, de forma a não alterar a pressão efetiva, controlada por medidas da pressão neutra) até provocar o colapso e a dissolução total do ar no corpo de prova. Inegàvelmente engenhosa, a técnica, porém incorre na crítica de promover a execução do ensaio de rutura sob pressões totais e neutras muito maiores do que as reais, podendo assim resultar numa maior "plastificação" do comportamento conforme discutido no ítem 2.2.

Por último, cabem ainda algumas observações em relação à parte laboratorial da busca das soluções em função de pressões efetivas, tanto por ensaios "rápidos" com medidas de pressão neutra, como por ensaios "lentos". Vimos executando ensaios sôbre solos compactados, com medidas de pressão neutra, há vários anos, buscando as necessárias adaptações da técnica de medida das pressões neutras por modificações da técnica do Prof. Taylor. E ainda nos parece prudente considerar o assunto francamente merecedor de revisão, de inovação e de aprimoramento. Não podemos, neste teor de

idéias, aceitar como plenamente satisfatórias as técnicas de Bishop e do Bureau, indubitàvelmente merecedoras de atenção, mas criticáveis quando a autoridade dos que as divulgam e defendem, tendem a dar o assunto por encerrado.

A técnica de Bishop, de medir as pressões no tôpo e na base, evidentemente não fornece as pressõs neutras do plano de rutura: o próprio Bishop reconhece a existência de uma diferença entre as pressões neutras do plano de rutura, e as das extremidades do corpo de prova (anteriormente demonstrado por outros, entre êles, principalmente Taylor). Ora, o espantoso é que a solução proposta por Bishop esteja sendo aceita sem discussão: sugere êle como absolutamente necessário para a obtenção de medidas "satisfatórias" de u, a realização do ensaio em ritmo suficientemente lento para garantir a uniformização das condições em todo o corpo de prova...! Os resultados evidentemente são mais consistentes e "satisfatórios"... porém, serão êles os resultados aplicáveis em equações de resistência, função de pressão efetiva, para elementos de solo ao longo do plano de rutura? O estabelecimento de um U médio em todo o corpo de prova (incluindo as zonas de heterogeneidades dos cones do tôpo e da base do corpo de prova, reconhecidos teórica e pràticamente...) será a condição desejada? A transformação de um ensaio de "rutura rápida", com tôdas as suas implicações, para um "ensaio lento sem drenagem" pode ser aceita como inconsequente, ou desejada como melhor caracterizando a condição da análise de estabilidade?

Para mim, esclareço inicialmente que existe um lugar indiscutível para um ensaio "rápido" como simulando uma rutura de sensível velocidade de ocorrência da deformação cisalhante. Assim sendo, não posso aceitar a semelhança pretendida, por diversos motivos, entre outros, os três seguintes, já demonstrados por inúmeros trabalhos:

1 — a mudança de comportamento tensão-deformação do tipo friável para o plástico, com a redução da velocidade de rutura,

2 — o efeito sensível de aumento da resistência ao cisalhamento observado nas argilas, com o aumento do tempo de adensamento (após cessada a compressão primária...), efeito benéfico da compressão secundária, poder-se-ia chamar,

3 — o efeito tixotrópico de aumento da resistência com o tempo, já demonstrado por Seed nos materiais compactados (em maior grau nos mais argilosos, e, em cada material, em maior grau com h > hot, isto é, com maior ativação da partícula argilosa).

Por outro lado, vemos na técnica do Bureau, de proceder o ensaio sob $\bar{\sigma}_3$ constante (com alteração contínua do σ_3 em função do U observado) uma preocupação teórica correta (evitar o efeito de "preadensamento" demonstrado por Casagrande), mas aparentemente sem qualquer paralelo prático. Na eventual rutura de um ta-

lude $\bar{\sigma}_3$ se manteria constante? As medidas de U do campo, usadas por analogia para base de análises de estabilidade, porventura incluem medidas de taludes em rutura, mediante piezômetros de sensibilidade rápida, situados ao longo do próprio plano de rutura?

Enfim, podem os ensaios lentos substituir os rápidos com medida de pressão neutra, face às críticas acima apontadas da influência da velocidade de rutura? Qual a sua validez prática, salvo, quando a pressão efetiva no plano de rutura puder ser levada a transcrever o mesmo histórico de variação e de velocidade de variação com o tempo, quanto visualizados para o maciço em análise?

2.4 *Adensamento (compressão confinada), adensamento-permeabilidade. Permeabilidade.*

Pretendo neste tópico abranger principalmente o problema da determinação do coeficiente de permeabilidade, e de sua variação com o índice de vazios, embora caiba, no caso a que se limita a presente palestra, a afirmação de que o coeficiente de permeabilidade tem pouco interêsse prático por ser sempre bastante baixo. No ensaio de permeabilidade direta tenho as seguintes observações a fazer, que invalidam em grande parte, através de um ou outro particular, a maioria das práticas correntemente divulgadas. Primeiro, quanto ao corpo de prova: sempre que possível devem ser usados tamanhos grandes de corpos de prova (inclusive, de preferência, blocos indeformados do próprio maciço compactado); tenho observado, tanto pela interpretação de resultados dos ensaios, como pelo uso de corantes que permitem, abrindo-se o corpo de prova após o ensaio, verificar os caminhos de percolação, que nos materiais mais argilosos e permeabilidade do ensaio de laboratório em corpo de prova pequeno é muitíssimo inferior à obstida em corpos de prova grandes (cêrca de 20 x 20 x 20 cm) porquanto nestes a permeabilidade é determinada por pequenos planos de descontinuidade e de percolação preferencial entre terrões que se comprimem uns contra os outros sem constituírem uma massa uniforme.

Segundo, no tocante à instalação do corpo de prova no permeâmetro, recomenda-se ter em mente a direção de fluxo pretendida, se paralela ou perpendicular aos planos de separação relativa inescapàvelmente produzidos quer na moldagem de laboratório, quer na compactação de campo.

Terceiro, quanto à impermeabilização do espaço entre o corpo de prova e o molde: recomendo preencher êsse espaço anular com pelotas de bentonita (abaixo de seu LP) comprimidas mediante vareta apropriada até quase o tôpo do corpo de prova; a seguir, capear a bentonita com espêssa camada (5 mm) de parafina, constituída por diversas "demãos" para evitar as fendas do resfriamento. A bentonita incha, garantindo um preenchimento plástico estanque: a parafina evita que a bentonita com o tempo entre em suspensão com pos-

sibilidade de impermeabilizar a superfície do corpo de prova. Cumpre ressaltar que tenho obtido a mais repetida confirmação de que nos ensaios de permeabilidade procedidos dentro do próprio molde em que a amostra é colocada, a quase totalidade do fluxo se dá ao longo do plano de contacto entre o corpo de prova e o molde (o restante do fluxo é perpendicular aos planos de relativa descontinuidade da própria moldagem).

Ainda uma pequena observação cabe em relação aos refinamentos geralmente exigidos quanto ao uso de água destilada, quanto à saturação do corpo de prova, quanto ao contrôle da temperatura, e quanto às leituras sugeridas e sua interpretação. Em solos compactados, relativamente impermeáveis, a exigência de água destilada é descabida por inconsequente. A garantia da saturação é frequentemente impraticável em ensaios comuns (em permeâmetro), e também pode ser considerada pouco prática. Ao invés de se proceder os dois pares de leitura recomendados teòricamente para cálculo do coeficiente de permeabilidade do permeâmetro de carga variável (ex. Lambe), e de se controlar a temperatura para as correções teóricas do coeficiente pela temperatura (admitindo saturado o corpo de prova), recomendo:

1 — Proceder diversas séries de leituras de carga e tempo para traçar gráficos de tempo (abcissa) contra log. carga h (no quarto quadrante): a mudança da reta semilogarítmica indica mudança do coeficiente de permeabilidade, podendo-se seguí-la até a "estabilização" das condições de fluxo de corpo de prova (retas consecutivas paralelas).

2 — A seguir, alterar significativamente a temperatura, e proceder mais uma a duas séries de leituras semelhantes, para aquilatar as condições de saturação do corpo de prova conforme "estabilizado" sob o fluxo imposto, através da interpretação do efeito da temperatura.

No ensaio adensamento-permeabilidade, o que tenho observado é que frequentemente em se pretender matar os dois coelhos com uma cajadada, acaba-se não matando nenhum. Adiante discutirei a compressibilidade: no presente tópico basta salientar que evidentemente haverá necessidade de se providenciar alguma impermeabilização especial para o caminho preferencial de fluxo entre o molde e o corpo de prova. Não o fazendo temos repetidamente observado a sensível descontinuidade da reta e vs. log k (fig. 4) devida às permeabilidades errôneamente muito elevadas sob baixas pressões, sob as quais a aderência estanque do corpo de prova com o anel não se inicia (tal aderência parece se efetivar apenas depois de ultrapassadas pressões superiores à virtual de preadensamento).

Para vedar o caminho de fluxo preferencial recomendo usar um anel constituído em metades cortadas por um diâmetro, e possuindo diâmetro interno cêrca de 1 mm maior do que o diâmetro externo

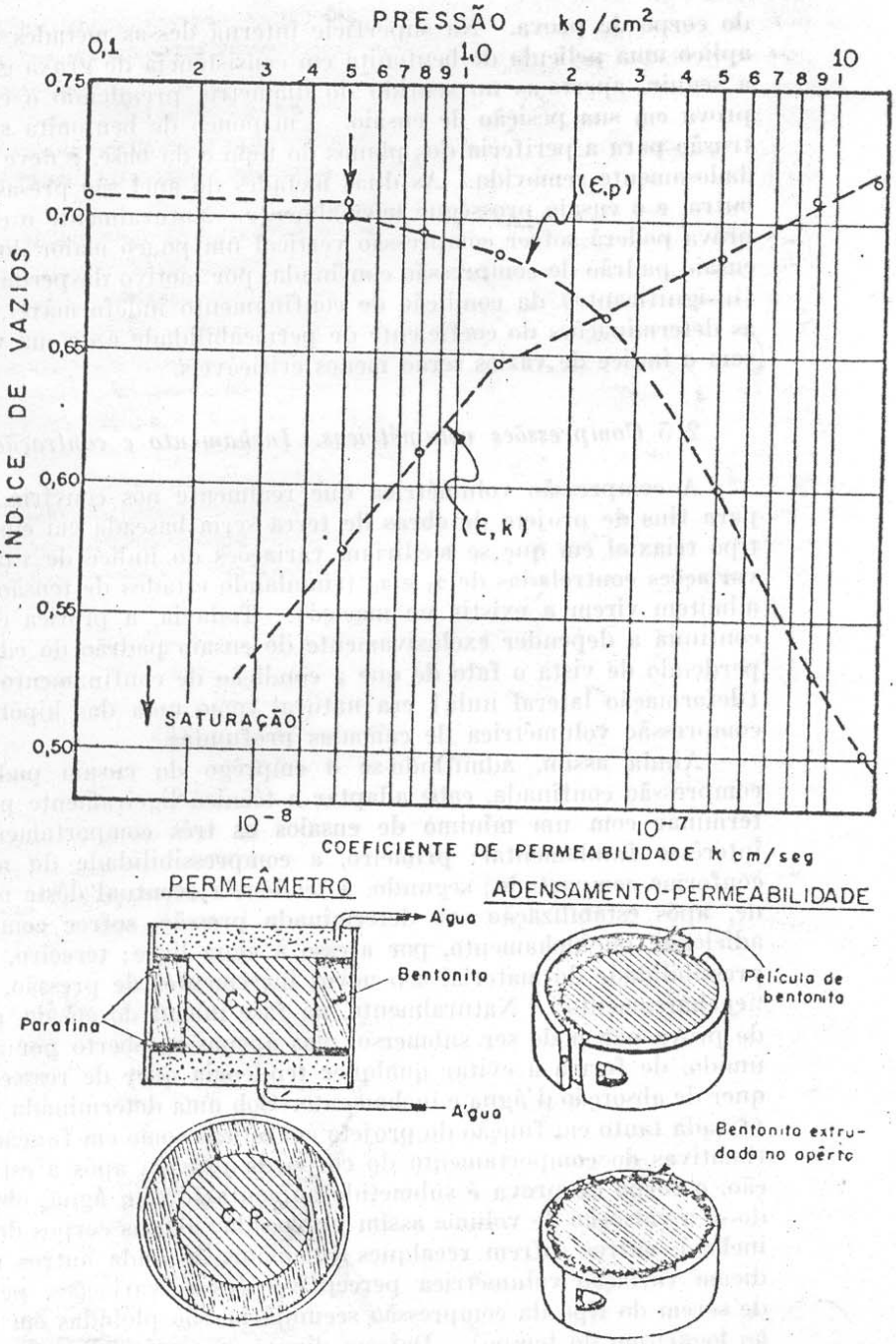


FIG. 4 — Observações em relação a ensaios de permeabilidade e adensamento-permeabilidade.

do corpo de prova. Na superfície interna dessas metades do anel, aplico uma película de bentonita em consistência de graxa grossa, e, a seguir, aperto-as no sentido do diâmetro, prendendo o corpo de prova em sua posição de ensaio. Um pouco de bentonita sofre extrusão para a periferia dos planos do tôpo e da base, e deve ser cuidadosamente removida. As duas metades do anel são prêsas uma à outra, e o ensaio prossegue normalmente. Naturalmente o corpo de prova poderá sofrer compressão vertical um pouco maior do que no ensaio padrão de compressão confinada, por motivo da perda parcial (insignificante) da condição de confinamento indeformável, porém, as determinações do coeficiente de permeabilidade e de sua variação com o índice de vazios serão menos criticáveis.

2.5 *Compressões volumétricas. Inchamento e contração*

A compressão volumétrica que realmente nos conviria ensaiar para fins de projeto de obras de terra seria baseada em ensaios do tipo triaxial em que se mediriam variações do índice de vazios sob variações controladas de σ_1 e σ_3 (simulando estados de tensão que se admitem virem a existir no maciço). Todavia, a prática corrente continua a depender exclusivamente do ensaio padrão do edômetro, perdendo de vista o fato de que a condição de confinamento lateral (deformação lateral nula) era natural como uma das hipóteses da compressão volumétrica de camadas profundas.

Ainda assim, admitindo-se o emprêgo do ensaio padrão de compressão confinada, cabe adaptar a técnica ligeiramente para determinar com um mínimo de ensaios os três comportamentos de interêsse fundamental: primeiro, a compressibilidade do material conforme compactado; segundo, a tendência eventual dêste material de, após estabilização sob determinada pressão, sofrer compressão adicional, ou inchamento, por acesso à água livre; terceiro, a compressibilidade do material sob novos incrementos de pressão, após o "encharcamento". Naturalmente, na fase inicial do ensaio, o corpo de prova não pode ser submerso, mas apenas recoberto por algodão úmido, de forma a evitar qualquer tendência quer de resseccamento quer de absorção d'água e inchamento. Sob uma determinada pressão (fixada tanto em função do projeto em estudo como em função de estimativas do comportamento do corpo de prova), após a estabilização, o corpo de prova é submetido ao contacto com água, observando-se a variação de volume assim provocada: alguns corpos de prova incham, outros sofrem recalques adicionais, e ainda outros não indicam variação volumétrica perceptível (essas variações, pelo fato de serem do tipo da compressão secundária, são plotadas em relação ao logaritmo do tempo). Daí em diante, o ensaio prossegue com o corpo de prova submerso, como no ensaio padrão, fornecendo indicações da compressibilidade do material "encharcado". A pressão sob a qual se promove o encharcamento é criteriosamente alterada,

em cada série de ensaios, de modo a revelar as condições em que as variações volumétricas devidas ao contacto com água se minimizam.

Cabe ainda ressaltar a importância que nos coube achar para o ensaio do Limite de Contração, em relação a problemas de variação volumétrica. Relaciona-se com o problema do aparecimento de fissuras devidas ao ressecamento, em barragem de terra compactada. O ensaio se procede da mesma forma como indicada para o ensaio padrão (mal padronizado, visto que não é especificada a condição de moldagem do terrão a ser submetido ao secamento lento, e, publicações inúmeras, viz. Haefeli e outros, já haviam demonstrado de longa data, que o limite de contração varia conforme a umidade inicial de amassamento que determina a estrutura e o estado de ativação coloidal): apenas a condição de moldagem passa a ser uma das de compactação em estudo. Outrossim, visto que o corpo de prova não é saturado inicialmente, reconhece-se não haver sentido prático na obtenção de um valor como uma umidade: ao invés, o resultado do ensaio é preferìvelmente calculado como um Índice de Vazios de Contração. Quando o ε_c determinado é inferior ao índice de vazios de moldagem do corpo de prova compactado, existe a contração volumétrica no secamento (e, consequentemente, a condição necessária ao fissuramento). Costumo determinar dois valores de ε_c para cada corpo de prova compactado: um, sêco ao ar, outro sêco em estufa. Colocando em gráfico de ε vs log p do ensaio de compressão confinada, ou preferìvelmente do ensaio de adensamento triaxial sugerido, os índices de vazios de contração determinados, é fácil concluir-se quais as condições em que eventuais fissuras devidas ao ressecamento terão possibilidades de se fecharem naturalmente sob condições naturais de funcionamento do maciço.

3 — ALGUMAS OBSERVAÇÕES SÔBRE O COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO FUNÇÃO DE TIPOS DE SOLOS E CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO.

Resumo a seguir algumas observações que apesar de carecerem de confirmação e de sistematização, por não terem decorrido de pesquisa sistemática mas do exame interpretativo de vasta coletânea de ensaios de projeto, poderão servir de base para discussão:

3.1 Para uma base de comparação sugere-se reduzir os coeficientes de permeabilidade (de corpos de prova grandes, conforme ítem 2.4) para valores correspondentes ao respectivo índice de vazios do ponto ótimo de Proctor. Ora, tais coeficientes de permeabilidade não indicam variação sensível e / ou consistente em função do tipo de solo (indicado por valores de h_{ot}) quando o material é compactado ao redor do ponto ótimo: todos os solos abrangidos no âmbito desta palestra dão valores essencialmente semelhantes (1 a 10 x 10^{-6} cm/s). Tomando a liberdade de definir um índice, digamos o Índice de Permeância, J, como sendo o coeficiente angular da

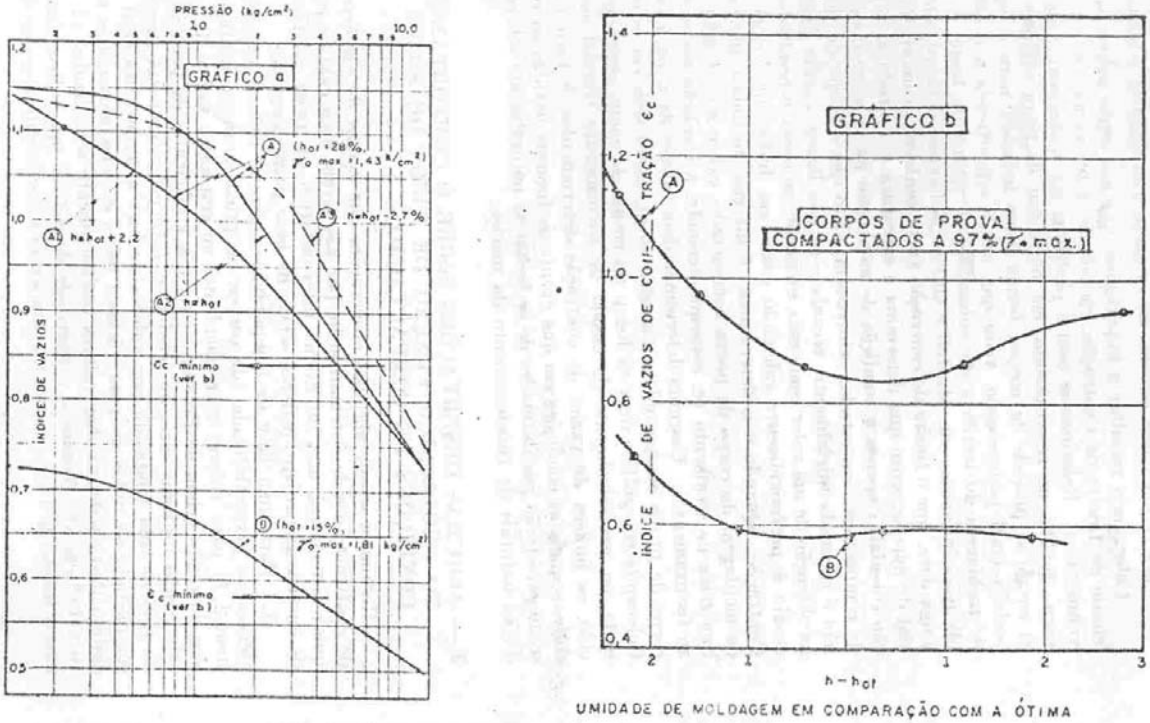


FIG. 5 — Variações volumétricas sob pressão, contração e encharcamento.

reta ε vs. log k (portanto um índice análogo ao índice de Compressão, destinado a indicar a variação de ε necessária para provocar variação de k em 10 vêzes, i.é., um ciclo logarítmico), observo que os materiais mais arenosos dão valores de J da ordem de 2 a 2,5 vêzes menores do que os materiais argilosos (J varia entre 0,07 e 0,20 aproximadamente, nos ensaios em aprêço).

Corpos de prova compactados sob o mesmo índice de vazios mas com umidades do lado sêco ou úmido, indicam coeficientes de permeabilidade 10 a 20 vêzes maiores do lado sêco. Corpos de prova compactados sob alto índice de vazios inicial (baixa energia de compactação) e subsequentemente comprimidos até o mesmo índice de vazios que o de corpos de prova inicialmente compactados em condição mais densa, todos sob a mesma umidade de moldagem: os primeiros aparentemente tendem a ser mais permeáveis.

3.2 — Em relação aos parâmetros da resistência ao cisalhamento (c, φ) aparentemente a influência das condições de compactação tende a ser mais pronunciada do que a do tipo de solo. Corpos de prova, compactados do lado sêco dão resistência compactada bem maior (particularmente o valor de c), porém após submetidos à saturação, na qual sofrem uma perda de resistência maior, acabam geralmente com resistência menor do que a respectiva dos corpos de prova compactados do lado úmido: essas diferenças se fazem sentir principalmente no c (ensaios sob σ_3 entre o 0 e 5 kg/cm² em geral). Por exemplo, um caso típico é indicado pelas envoltórias:

Rápido, Q (compactado sob h_{ot}-2) $s = 6{,}5 + \sigma tg\ 23.^o$ (t/m²)

idem: saturado, adensado-rápido Qc ($\sigma_1 = \sigma_3$) $s = 2{,}0 + \sigma tg\ 22^o$

Rápido, Q, (compactado sob h_{ot}+1) $s = 4{,}5 + \sigma tg\ 22^o$

idem: saturado, adensado-rápido Qc ($\sigma_1 = \sigma_3$) $s = 2{,}5 + \sigma tg\ 22^o$

3.3 — Em relação ao índice de vazios de contração, cujo interêsse e aplicação é apresentado pela primeira vez na presente palestra, merece atenção o fato de que a grande variação que apresenta o limite de contração da argila amolgada em comparação com a indeformada, sempre me sugeriu a importância de tal ensaio como aferidor comparativo do arranjo estrutural das partículas em corpos de prova moldados sob diversas condições (cf. estudos de Haefeli, etc.), e não se compreende que o ensaio tenha caído a uma posição de mero ensaio de "limite de consistência de solo amolgado". São francamente notáveis as variações tanto do índice de vazios de contração, como, frequentemente, das consequências do encharcamento (compressão ou inchamento) observadas em corpos de prova argilosos compactados sob diferentes umidades ao redor da ótima. A figura 5 apresenta um conjunto de dados a título de exemplo.

De um modo geral verifica-se que os índices de vazios de contração de corpos de prova compactados do lado sêco são muito mais

elevados (frequentemente mais elevados do que o índice de vazios inicial, o que significa que não há contração no secamento); por outro lado, nestes casos são mais pronunciadas as eventuais compressões devidas ao encharcamento. Assim resultaria que sob o ponto de vista de precaução contra o fissuramento por ressecamento, o material compactado do lado sêco seria mais favorável, tanto por não contrair, ou contrair menos (alcançando índice de vazios mínimo possìvelmente ainda dentro da gama correspondente às pressões de pêso de terra do maciço em estudo), como por se sujeitar melhor à eventual "cicatrização" pela quebra de estrutura, e compressão respectiva, devida ao encharcamento.

Finalizando a presente palestra, que se estendeu demais, pela vastidão do assunto que se sugere a quem não pretenda demasiado cedo rotinizar e normalizar, só me cabe pedir desculpas por não ter podido apresentar algo de realmente concreto em relação às propriedades geotécnicas que, possìvelmente, estariam mais no interêsse da ilustre audiência. Espero que, reformulando o conceito de uma palestra para a aceitação não só das que apresentam algo, mas também, das que se resumem em discutir o quanto há por pesquisar, revisar, interpretar, e, eventualmente apresentar, a minha missão possa ser considerada cumprida, embora mal cumprida por ter dito tão pouco em comparação com o muito que haveria a sugerir nesta direção.

DEBATES

Eng. José Folque (*) — Felicito o Prof. Victor de Mello pela brilhantíssima Conferência pronunciada.

— Disse o Prof. Victor de Mello que o estudo da permeabilidade, como tal, não tinha interêsse em projetos de barragens de terra. Creio que se quis referir a perfis homogêneos. É que acontece (e êste é o caso português onde em muitos locais dispomos de pouco material fino) que há necessidade de construir núcleos muito pouco espessos. É óbvio que um conhecimento adequado do coeficiente de permeabilidade se impõe num ca o dêstes.

— Preconizou o Prof. Victor de Mello que a saturação dos proveies se fizesse em célula triaxial. Concordo plenamente, e creio que o Prof. Victor de Mello também concorda em que não só a saturação, mas também os ensaios de permeabilidade e de adensamento devem ser conduzidos em célula triaxial. Haveria todo o interêsse em discutir qual a relação σ_1/σ_3 que deve ser adotada para êste ensaios.

Eng. Otacílio dos Santos Silveira (**) — Inicialmente, desejo manifestar a minha satisfação pelo especial ensejo que tivemos no

(*) Chefe da Secção de Fundações, L.N.E.C., Lisboa, Portugal.
(**) Chefe do Laboratório Central do D.N.O.C.S., Campina Grande, PB.