

56

3.303

ALGUNAS EXPERIENCIAS BRASILEIRAS E CONTRIBUÇÕES A ENGENHARIA DE BARRAGENS

Victor F.B. de Mello
Eng. Civil, Prof. - Catedrático

Summary

The principal features that have been routinely associated and transmitted with regard to the homogeneous compacted clay dam with chimney filter are discussed in a summarized historical review that starts with Terzaghi's own contribution to the Vigario Dam and Dike. It is the intent of the paper to emphasize that in appropriate engineering design one must guard against so-called precedent that is generally no more than geometric similitude, and must subordinate the specializations within the overall Civil Engineering project optimization. Specific lessons within Soil Mechanics comprise: the acceptance of any and all materials duly tested and selectively applied within the crosssection; the conclusion that Index tests are not presently or yet properly correlatable to the necessary Fundamental design parameters; aerated macropores in the residual soil borrow pits constitute a great boon; as a design principle it is of interest to court higher construction pore pressures and lower corresponding factor of safety, if thereby one may benefit from minimization of change of factor of safety in changing from end-of-construction condition to critical reservoir operation conditions; for the dam superstructure optimization suggests inclining the chimney filter upstream, but for foundation seepage minimization it is of interest to retain a clay blanket effect as far downstream as possible, with highest benefit from the reduction of permeabilities under the higher loading of the central zone; the effects of compactions somewhat poorer than desired can and should be quantified; high plasticity clays do not necessarily signify more plastic or more impervious behaviour in the field compacted condition; experience of settlements of homogeneous dam sections on "porous red clays" has not led to difficulties, and the quantification of allowable differential settlements is quite open, apparently to higher levels of acceptance than have been used.

1. A engenharia de barragens de terra e terracimento no Brasil pode dizer-se ter embarcado em sua nova era, apoiada em Mecânica dos Solos, em 1948, quando Terzaghi, chamado como Consultor para o problema do escorregamento da Serra do Cubatão junto à usina da Light and Power Co., interveio no projeto e na construção recém-iniciada de duas barragens de cerca de 38m do complexo hidroelétrico Paraíba-Pirai. Cabe frisar que as duas barragens seriam mais apropriadamente descritas como diques de sela.

Muito se tem realizado desde então tanto no Brasil como internacionalmente, e em muitos aspectos se tem gradativamente demonstrado que muitas das hipóteses pertencentes às recomendações convencionais da Mecânica dos Solos tem sido demasiado pessimistas. Ademais lamentavelmente não são assinaladas e conhecidas as peculiaridades dos casos gêmeos que foram associados a um nome da estatura de um Terzaghi, e assim, a despeito de observações insofismáveis que permitiriam revisões na secção-tipo por ele empregada, tem havido uma lentidão maior do que seria desejável, na revisão das indicações de projeto e de construção então lançadas.

Técnicas de investigação de campo e de laboratório, assim como práticas construtivas e de fiscalização indubitavelmente avançaram passos enormes em comparação com o episódio inicial quando Terzaghi se sentiu obrigado a acrescentar um Apendice ao seu relatório de Consultoria, pormenorizando os procedimentos para determinação de teor de umidade e de densidade natural de uma amostra, etc.. Não obstante, curiosamente ocorre que o respeito pelos precedentes das secções de barragens, conforme interpretadas apenas visualmente, tem servido para deter a aceitação de possibilidades insofismavelmente comprovadas de se otimizar a secção original associada à designação de "barragem homogênea de terra compactada".

Cabe enfatizar que sempre que se faz referência a precedentes na Engenharia de Barragens e em

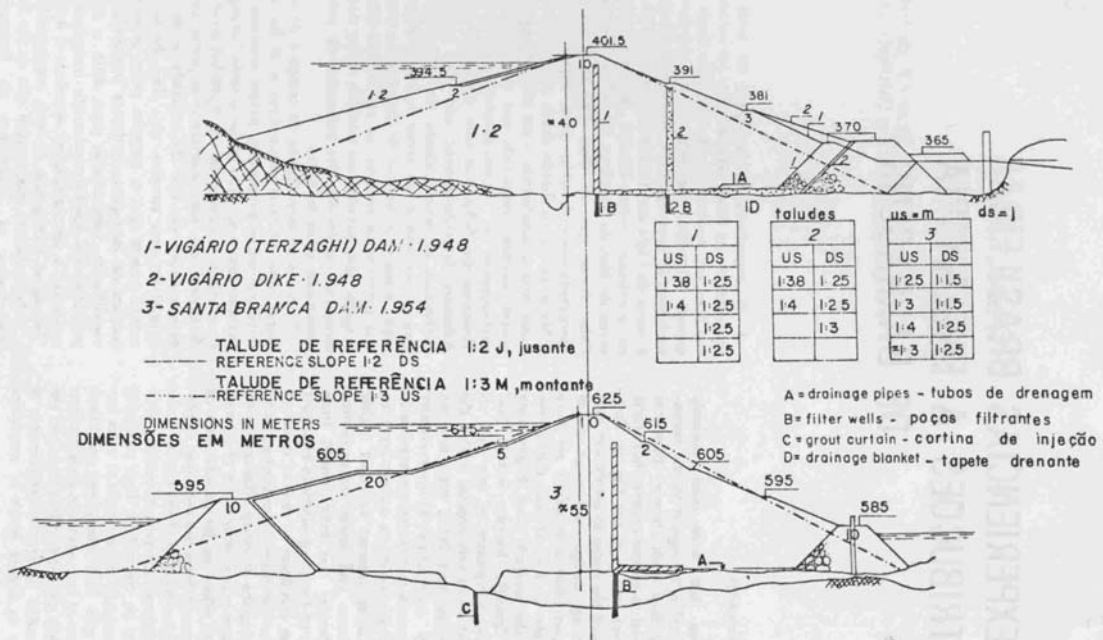


FIG.1

EARLY DAMS, GRANITO-GNEISS FOUNDATIONS AND COMPACTED RESIDUAL SOILS
 BARRAGENS INICIAIS, FUNDAÇÕES EM GRANITO-GNEISS E SOLOS RESIDUAIS
 RESPECTIVOS COMPACTADOS

questões de estabilidades de taludes etc., sob análise mais detida se descobre que o precedente citado seria nada mais do que geométrico (por exemplo, sugerindo a aplicação de seções geometricamente semelhantes, ou taludes constantes, etc.); porém, quase nenhuma das leis intervenientes tem qualquer compromisso com a proporcionalidade direta que está implícita na similitude geométrica; portanto, um verdadeiro aproveitamento de e respeito por precedentes, devidamente interpretados, ipso facto sugere mudanças de seções à medida que as dimensões mudam.

2. A discussão tem que começar obrigatoriamente por uma descrição da Barragem Vigario e (renomeada Barragem Terzaghi em 1964) do Dique Vigario. A Fig. 1 apresenta resumidamente numa só secção as duas secções adotadas por Terzaghi. Não se contava, na época, com o que se pudesse chamar de sondagens, e definitivamente não havia quaisquer ensaios de solos. Os maciços eram realmente diques para fechamento de selas, não requerendo obras de desvio ou de captação, nem ensecadeiras, nem quaisquer considerações relativas a hidrologia hidráulica, por motivo das peculiaridades do complexo hidroelétrico do Desvio Paraíba-Pirai, um tanto semelhante a casos de "pumped-storage": ademais, não havia no caso qualquer estrutura hidráulica atravessando montante-jusante, nem blocos de concreto contra os quais amarrar os maciços compactados. Resultou assim um caso peculiar de condicionamento exclusivamente por problemas de Mecânica dos Solos. Os solos tanto superficiais de fundação como, ipso facto, das caixas de empréstimo, eram solos residuais maduros e saprolitos do complexo Arqueano granito-gnaissico: tipicamente uma distribuição granulométrica abrangendo desde fração areia até fração argila com um índice de Desuniformidade DU, D₆₀/D₁₀, maior do que 100 e com o que atualmente reconhecemos qualificar uma potencialidade argilosa representada por uma Fração Argila de cerca de 15%, de Limite de Líquides da ordem de 38% e Limite Plástico da ordem de 28% (cf. Fig. 4).

A razão pela qual consideramos que nos saprolitos os ensaios convencionais de caracterização (granulometria, limites de Atterberg, e compactação) da mecânica dos solos constituem representação da potencialidade argilosa, e não realmente do grau da condição argilosa in situ, e que os saprolitos, especialmente os de rochas ígneas e metamórficas, se comportam in situ como condicionados por granulos de muitas partículas e de partículas de argília incompletamente "plastificadas" à condição correspondente ao desenvolvimento adequado de suas líosferas individuais etc. (Veja-se o artigo "Thoughts on soil engineering applicable to residual soils" V.F.B. de Mello, Proc. Third Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Hong-Kong 1972, p. 5-34).

O ensaio de Proctor de rotina da época, executado sobre amostras secadas ao ar e pulverizadas, e com reuso do material na compactação dos pontos sucessivos para a curva, forneceu resultados de cerca de 1,6 t/m² de densidade aparente seca máxima e 20% de umidade ótima.

Os materiais foram automaticamente classificados de argilas, e correspondentemente houve grande preocupação quanto a pressões neutras de período construtivo, tanto mais que o clima na região abrangia uma precipitação média anual da ordem de 2,5 m.

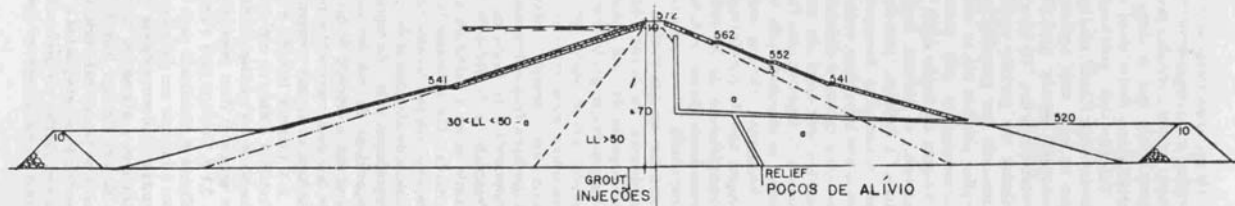
Baseado em publicações do U.S. Bureau of Reclamation (Gould, etc.) era corrente na época admitir que os solos mais argilosos, especialmente os "solos residuais" seriam particularmente responsáveis por instabilidade (ex. "Os solos nos quais a estabilidade dos taludes em período construtivo é mais seriamente ameaçada por pressões neutras abrangem desde as argilas plásticas até as areias argilosas com cascalho. Caracterizam-se pela presença de significativa porcentagem de fração argila de plasticidade módica, no mínimo, e incluem argilas residuais, sedimentos finos..."). Ademais, tanto em função da peculiaridade de que nestas duas barragens não ocorriam quaisquer estruturas hidráulicas, como pelo temor excepcional que se nutria quanto à desconhecida Mecânica dos Solos, resultou uma conclusão implícita e errônea, de que o projeto da seção de uma barragem é total e exclusivamente condicionado pela Mecânica dos Solos.

Realmente cabe-nos reconhecer que a Decisão de projeto tomada por Terzaghi representa uma notável exemplificação da distinção entre Engenharia (compreendendo Decisão e Ação a despeito das incertezas, procurando necessariamente transcender ao universo estatístico em que pairam as incertezas específicas) e a tendência moderna demasiado frequente da preocupação de uma pseudo-engenharia científica de uma penetração gradativamente maior no problema encarado sob o mero intuito de uma quantificação respectiva mais minuciosa. Podemos classificá-lo de mais um exemplo notável de que Projeto em Engenharia frequentemente implica numa decisão que transcenda à da Teoria da Decisão, e isto por razão de Prescrição, e da habilidade de se atuar deterministicamente sobre a Estrutura a constituir, de tal forma a torna-la o Condicionante Predominante. A arte de bem projetar não se encontra ainda acuada, a partir de sua posição de abundância de recursos decorrentes de ideias engenhosas, para a de representar meramente a melhor capacidade de calcular ou de estimar os riscos intangíveis, a despeito de que se dependa imensamente de tais desenvolvimentos para o progresso iterativo da conjugação ciência-e-engenharia.

3. O presente trabalho é dirigido ao Engenheiro Civil Projetista dotado de um contexto módico em Mecânica dos Solos, e a mensagem básica pode dizer-se incorporar os seguintes itens principais.

3.1 A Geologia para a Engenharia (i.é Geologia quantificada e sintetizada para uma finalidade tecnológica) nos é imposta em dado local, e tem que ser levada em conta cuidadosamente em termos quantitativos. Desafiai adjetivos e afirmações categóricas!

Se um Geólogo lhes declarar que em determinado local as juntas estão orientadas desfavoravelmente no sentido Montante-Jusante e tem tendência a se apresentarem abertas até profundidades significativas, e portanto o local deverá ser abandonado: como Engenheiro



1- 3 MARIAS DAM BARRAGEM DE TRÊS MARIAS

BARRAGEM DE ILHA SOLTEIRA 2- ILHA SOLTEIRA DAM MID HEIGHT ON ABUTMENT - 3 SEÇÃO AO LONGO DA OMBREIRA

talude de ref. 1:2 J --- REFERENCE SLOPE 1:2 DS

talude de ref. 1:3 M --- REFERENCE SLOPE 1:3 US



1		2	
US	DS	US	DS
1:3	1:2.4	1:2.5	1:2.5
1:4	1:2.4	1:3	1:2.7
	1:2.4	1:3.5	1:3
	1:3.5		
M	J	M	J

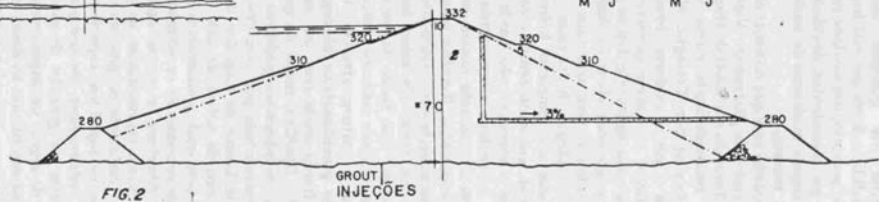


FIG. 2

EXAMPLES OF SPENDTHRIFT COFFEDAMS AND ERRONEOUS CONCEPT ON DRAINAGE BLANKET
 EXEMPLOS DE ENSECADEIRAS NÃO OU POUCO INCORPORADAS, E CONCEITO ERRÔNEO REFERENTE AO TAPETE DRENANTE

Civil sugiro-lhes como atitudes obrigatórias: (a) aceitar a primeira parte da afirmação, pois a informação provém justamente da fonte competente; (b) desafia-la ("e daí?") até o ponto de requisitar e conseguir alguma quantificação; (c) com respeito à afirmação consequente, não hesitar em rechaçar a sob o conceito de "não vá o sapateiro alem do sapato", porquanto a "consequência" e a Decisão fazem parte de uma otimização global da Engenharia Civil (um "sistema" a analisar), e portanto a afirmação deverá ser devidamente apreciada, podendo daí resultar uma ideia de Projeto e ação transcendentais que poderão bem constituir a solução para o caso.

3.2. *Mecânica dos Solos (e/ou Mecânica das Rochas)* e seus problemas e suas análises constituem uma arma e não a batalha; podem nos ir a favor ou contra; a meta é uma Decisão de Engenharia Civil a favor de um Projeto de Engenharia Civil, e não a sujeição de um Projeto de Engenharia Civil a uma imposição da Mecânica dos Solos. Muitas das práticas convencionais ou padronizadas de uma especialização (ex. Mecânica dos Solos) avocadas com base em precedente, não têm qualquer conexão com a "realidade" da Engenharia Civil; ademais, esta realidade não é predeterminada e fixa com relação aos meios disponíveis, e engenhosidade advém principalmente da revisão criativa no sentido da minimização de um problema ou de sua transformação em indiferença ou mesmo proveito, de forma que a "realidade" é em grande parte aquilo a que o verdadeiro Engenheiro quer que ela avalie. Como Projetista o Engenheiro segura as redes, e o deve imperativamente: se lhesparecer que haja risco de as redes escaparem das mãos, alterai o projeto de forma a não correr tal risco; enquanto isso, deixai que o Cientista dos Solos persiga o "problema" a seu contento profissional.

3.3. Os *Parâmetros Índice da Mecânica dos Solos* e intuições muito citadas, estão atualmente longe de servir para quaisquer decisões de projeto! Em primeiro lugar, o grau de correlação dos Parâmetros Índice (dados de ensaios de classificação e identificação, etc.) com os Parâmetros Fundamentais (compressibilidade, resistência, permeabilidade, erodibilidade) é muito vago e disperso: ademais, no que tange ao corpo da barragem as diferenças entre solos distintos são forçadas a se atenuar, e podem mesmo resultar contrárias as expectativas (visto que a compactação é realmente para o solo uma experiência muito traumática à qual todos os solos são obrigados a se acostumarem a um grau equivalente...compare-se com recrutas sendo treinados a se tornarem Fuzileiros Navais). Desconfiai dos "Consultores" que coloquem as suas "intuições" e "experiência" acima de, ao invés de a serviço de, procedimentos de análise-síntese, e ensaio-projeto, etc. inerentes à engenharia.

3.4. *Precedentes e Projetos Publicados* são naturalmente oferecidos com a implicação de terem sido predominantemente corretos, mas deveriam ser examinados e reexaminados sob o prisma de terem sempre sido *insuficientemente certos ou parcialmente errados*. De cada caso tentamos aprender algo, o que vale dizer que se fossemos obrigados a enfrentar exacta-

mente o mesmo problema de novo, quereríamos alterar no mínimo alguns pormenores. Mesmo se tudo tiver funcionado impecavelmente, teríamos ainda a insatisfação perante o desafio profissional, e as necessidades da Sociedade, de que empurremos um pouco mais para frente as fronteiras da impunidade.

E filosoficamente inaceitável que em qualquer instante se presuma haveremos alcançado a culminação do saber, excluindo os nossos sucessores da convocação para o desenvolvimento e a revisão adicionais.

3.5. *Pormenores não analisados* de todo o complexo do "barramento" das águas são o que realmente constitui os problemas para um Projeto, enquanto que por razões pedagógicas óbvias, são os fatores analisáveis que são ensinados, publicados e debatidos em inúmeras "variações sobre um tema" (aproximações de segundo grau). A principal preocupação é do comportamento segundo descontinuidades, pois é donde a água possui capacidades especializadas no jogo de "esconde-esconde", e onde os movimentos de compressão, cisalhamento e tração encontram as suas preferências, sendo que os dois últimos ditados pela estatística dos extremos e não das médias. Portanto, deveríamos procurar *quantificar as consequências das descontinuidades*: muito embora atualmente a nossa tecnologia só nos ensine o comportamento de "contínuo".

Esses pensamentos vieram evoluindo gradativamente ao longo de uma experiência intensa e sofrida de 24 anos e mais de cinquenta barragens. Far-se-á uma tentativa de resumir tal experiência através de uma descrição crítica de alguns dos casos principais e discutindo a Seção-tipo, Materiais e Especificações Construtivas, Problemas de Fundação, Instrumentação e Observação, e Comportamento.

Para aqueles entre os leitores que concluírem compartilhar de meus pontos de vista, concluindo portanto estarem derivando menor proveito dos ensinamentos oferecidos, permito-me oferecer alguma satisfação através do fato de que se chegou às mesmas conclusões através de experiência totalmente independente: ademais, merecerá interesse o fato de que tal experiência está associada a uma vasta área subtropical à qual têm sido associados vários nomes e adjetivos de reputação dubia na Mecânica dos Solos (solos residuais, saprolitos, argilas expansivas, argilas porosas, lateritas, etc.). Por outro lado, para aqueles que considerem algumas das proposições suficientemente diferentes para requererem documentação de apoio da autoridade que representem, talvez mereça interesse assinalar algumas razões pelas quais a Engenharia de Barragens Compactadas tenha sido convocada no Brasil a oportunidades especiais para desafiar precedentes: (1) Primeiramente, não há códigos, tradições ou precedentes a tolher decisões e ação; (2) É um país jovem com um crescimento muito rápido, chamado a construir muitíssimo a partir essencialmente do nada, e até certo ponto obrigado a começar com as maiores obras a fim de recuperar tempo perdido; (3) há compreensivelmente uma atitude bem aberta de competição internacional, com aceitação avida de cada escola de pensamento pelo

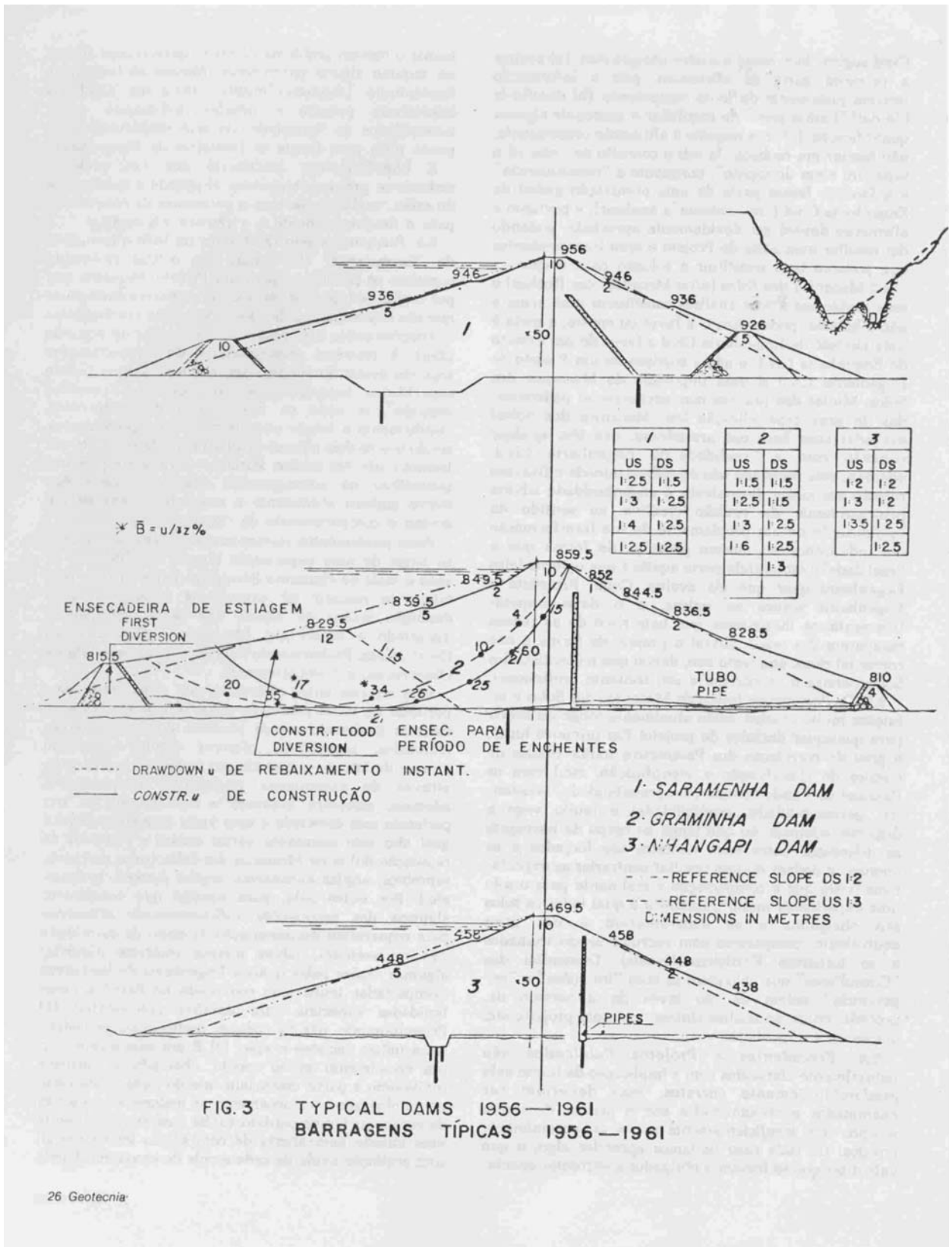


FIG. 3 TYPICAL DAMS 1956—1961
 BARRAGENS TÍPICAS 1956—1961

menos valida para uma tentativa, muito embora haja um reconhecimento sensível da distância entre grupos que são realmente internacionais e os que não passam de exportadores de seu próprio nacionalismo; (4) na medida em que a Engenharia Civil, e particularmente a Engenharia Geotécnica são fortemente condicionados por geografia, pode-se dizer que o Brasil é a área subtropical mais pioneira a enfrentar as necessidades da tecnologia Europeia-Americana; (5) Finalmente, desenvolveu-se um reconhecimento rápido, por experiência comprovada, de que grande porcentagem da importação avidamente procurada de "know-how" internacional, passou a ser uma disfarçada e vergonhosa importação do "don't know" internacional.

4. Apreciação sucinta de alguns casos e de suas lições.

4.1. Fig. 1. Barragens iniciais em fundações de granito-gneiss e empregando os respectivos solos compactados.

As barragens de Vigario (Barragem e Dique) empregaram taludes conscientemente muito brandos. Parece evidente que o filtro-chaminé vertical foi concebido principalmente para controlar pressões neutras construtivas, assim como para excluir as pressões neutras da rede de percolação da maior parte da seção de jusante afeta à estabilidade. Note-se os poços de alívio (filtrantes, de aprox. 3" a cada 2 a 3 m) estendendo a cortina drenante vertical através do horizonte decomposto e permeável do topo da rocha, pelo princípio válido de minimizar variações de pressão neutra Δu a serem provocadas pela rede de percolação na parte inferior do círculo crítico de escorregamento.

Por outro lado, não podemos deixar de observar que sob aspectos diversos a posição adotada para os pocos filtrantes é desfavorável: ocorre um encurtamento considerável do caminho de percolação (veja-se particularmente a discussão adiante, referente à Fig. 11); a posição não é útil para proteção contra "piping" particularmente se reconhecemos que pode não "barrar" os fluxos preferenciais capazes de chegar até o pé de jusante, e, por outro lado é convidativa a erosões internas e possíveis colmatações a montante de onde se encontra; finalmente, não houve previsão de observação de tais poços de alívio, nem há qualquer condição prática de se proceder à manutenção e/ou reforço da tal medida protentiva de grande relevância.

A preocupação dominante era estabilidade. Porém, não foram realizadas, nem requeridas, quaisquer análises de estabilidade. Note-se que no Dique a posição do filtro-chaminé um pouco mais para jusante foi compensada (no tocante à estabilidade) por um enrocamento de pé mais alto.

Não foram elaboradas nem requeridas quaisquer redes de percolação, nem cálculos de infiltrações ou estimativas respectivas. Terzaghi cancelou a cortina de injeções que estava em andamento em função de requisitos de rotina do "projeto" anterior a sua intervenção, tendo estimado que o granito-gneiss era impermeável. As vazões de infiltração no Dique e na Barragem foram da ordem de 2 e 5 litros por segundo. Na Barragem a posição do filtro-chaminé mais a mon-

tante está acoplada a uma pequena perna de filtro em L, e a drenagem foi provida por tubos de 8" e 12" de ferro fundido: dentro deste tapete fornecem um reforço à capacidade drenante.

Finalmente, não houve quaisquer estimativas de compressibilidade nem preocupações quanto a recalques diferenciais nas ombreiras, não obstante o horizonte superior de argila porosa (veja-se Santa Branca, Fig. 2, e Tres Marias, Fig. 12.). Os filtros-chaminé penetravam 5 m normalmente às ombreiras para interceptarem o fluxo preferencial do contacto.

Na barragem de Santa Branca reconheci que a percolação principal vem das fundações.

Ensaio de perda d'água cuidadosamente realizados de acordo com as melhores rotinas da época indicaram a necessidade de uma cortina de injeções de pouca profundidade, que foi realizada meticulosamente fornecendo alguma informação pioneira sobre a *distância entre injetabilidade e necessidade de injetar* (veja-se V.F.B. de Mello et al. "Some quantitative investigations on curtain grouting of rock foundations for earth dams" First Panam. Conf. SMFE, Mexico 1959, II p.699). Note-se que alguns daqueles raciocínios iniciais foram significativamente revistos (Veja-se V.F.B. de Mello, "Discussão", 6th Congress ICOSOMEF, Montreal 1965, Vol. III p. 577). Análises de estabilidade levaram a taludes mais íngremes, e ao princípio de taludes gradativamente mais íngremes nos trechos superiores: note-se os 20m superiores do talude de jusante a 1:1,5 com comportamento perfeitamente satisfatório. Taludes gramados interrompidos por bermas a cada 10m, aproximadamente, de elevação, tem resultado em comportamento aparentemente otimizado, minimizado as infiltrações de chuva e interrompendo a energia cinética do escoamento superficial antes de iniciar a provocação de erosões; taludes mais brandos aumentam a infiltração e as deteriorações de ciclos de encharcamento-secamento (no nosso clima não ocorre a deterioração acentuada adicional dos ciclos de gelo-degelo, que deve em parte estar associada com a preocupação dominante da Mecânica dos Solos convencional quanto à gradativa perda total de "coesão"). Em princípio o filtro-chaminé não deveria ter parado abaixo do nível normal máximo da represa: por felicidade, porém, neste caso não ocorreram percolações horizontais preferenciais acima do filtro-septo ao longo de subcamadas da terraplenagem, tais como podem constituir problema a evitar liminarmente.

O projeto da seção da barragem foi requerido e conduzido como uma tarefa inteiramente independente do conjunto das obras. As escaadeiras de enrocamento foram subsequentemente incorporadas pelo Engenheiro-Chefe, hidráulico, sem qualquer tentativa de revisão de taludes ou de otimização do emprego de enrocamento. A base e os volumes poderiam ter sido reduzidos se as tarefas fossem conduzidas como interligadas.

As análises de estabilidade foram condicionadas de acordo com as rotinas da época às pressões neutras construtivas ($\bar{B} \approx 30\%$) admitidas como elevadas conjuntamente com o coeficiente de segurança $CS = 1.5$.

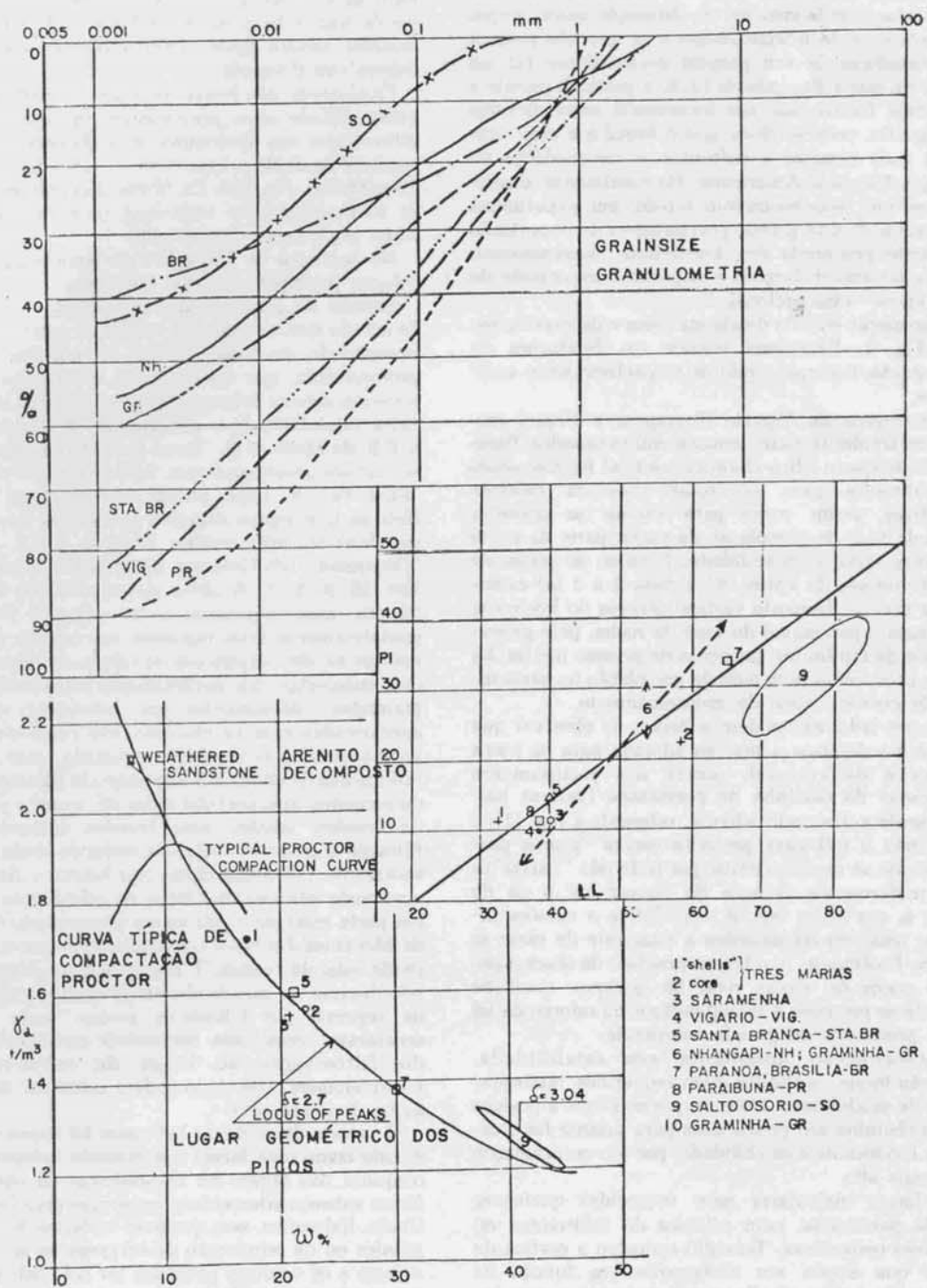


FIG 4 IDENTIFICATION DATA ON TYPICAL COMPACTED SOILS
DADOS DE CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS TÍPICOS DE
EMPÉSTIMO

Ademais, para o talude de montante ficaram também condicionadas a um rebaixamento instantâneo total (levado em conta mediante rede da percolação) conjuntamente com, por um lado a equação de "pior resistência" baseada em ensaios triaxiais isotrópicos adensados-rápidos "saturados" (na época realizado por percolação forçada através do corpo de prova), e por outro lado, baseada nos ensaios "saturados" drenados: a média entre os dois CS assim determinados exigia-se que fosse não inferior a 1,5. Note-se que o filtro-chaminé introduz uma notável melhora na rede de percolação de abaixamento instantâneo. Ademais, é importante ponderar que os progressos académicos ulteriores agora permitem uma saturação muito melhor, e mesmo total, por contra-pressão, de modo que ocorre uma redução comparativa na resistência dos ensaios adensados-rápidos: seria tal orientação mais realística para a obra, ou apenas mais abstratamente severa? Em resumo, inúmeras mudanças no interim, tanto em ensaios como em hipóteses e métodos de cálculos, intervieram com inescapável influência sobre o que seriam os "precedentes" quanto a taludes de montante das barragens!

O apoio na ombreira direita sobre argila porosa foi estudado (1957) com relação a recalques diferenciados, mas não se requerem medidas quaisquer, com base no raciocínio de que o recalque diferencial específico de 1:200 que começa a provocar fissuras em painéis de alvenaria (Skempton e MacDonald, 1956) não deveria ser suficiente para iniciar fissuramento de aterro argiloso compactado, mormente considerado a larga seção homogênea disponível para vedar o fluxo.

Observaram-se pressões neutras construtivas: os resultados mais confiáveis todos indicariam $\bar{B} = u/\bar{\sigma} z$ inferior a 20%. Observação de recalques da superfície indicaram recalques desprezíveis após cada elevação fóra alcançada.

Esta barragem enfrentou o primeiro emprego de solo residuais micáceos na compactação, exclusivamente a jusante do filtro-chaminé. O critério de rejeição na Caixa de empréstimo baseou-se na observação de solo no ensaio de Proctor, rejeitando-se os materiais que depois de compactados no molde e o topo cuidadosamente raspado até a altura requerida, apresentavam uma expansão constatável numa repetição da raspagem. No campo o critério de rejeição, requerendo a recompactação, continuou a ser o de rotina (especificado $\leq 95\%$ GC).

4.2. A Fig. 2 principalmente ilustra duas concepções erradas de engenharia que têm ocorrido frequentemente. Na barragem de Tres Marias (1958-60) a disposição das ensecadeiras de forma dispendiosa conjugada com o preenchimento sub sequente do volume de aterro geral ("random") até o pé da barragem, com a afirmação costumeira de se estar "basicamente reduzindo a altura efetiva da barragem". Em Ilha Solteira tal condição (1969-73) é atenuada.

Em ambos os casos uma concepção importante a corrigir diz respeito ao tapete drenante horizontal. Uma vez reconhecido que o grosso das percolações, e prin-

cipalmente toda a erraticidade e o único risco de carreamentos hidráulicos, estão associados ao horizonte superior da fundação, a abrigação óbvia é de colocar o tapete filtro-dreno diretamente sobre a fundação; também a hidráulica do escoamento da vazão através do aterro compactado (por seu lado mínima) não depende tão somente de carga altimétrica, e esta definitivamente não deveria ficar condicionada a uma cota de saída tão elevada quanto a do respeito ao raríssimo evento do nível d'água máximo máximum de jusante. Três ou quatro grandes barragens projetadas sob esta orientação errônea desenvolveram durante o primeiro enchimento alguns problemas importantes, principalmente junto às ombreiras por estas serem terrosas enquanto o leito do rio era rochoso, compreendendo subpressão, vazões de nascentes a jusante, e mesmo carreamento hidráulico incipiente; tais problemas suscitaram necessidades de rápidos recobrimentos a jusante com tapetes de enrocamento de refugo até espessuras da ordem de 2 a 3 m!

O caso de Tres Marias suscitou algumas novidades e discussões interessantes, mais por causa de especialistas diferentes implicados do que por motivo de diferenças dos próprios materiais: assuntos que suscitaram discussões sérias e decisões importantes incluíram os materiais de empréstimo, as especificações e os equipamentos construtivos, as envoltórias de resistência, e os cálculos de estabilidade de fim de construção. Pontos controversos secundários concernentes ao filtro-chaminé inclinado comparado com vertical, largura do filtro-chaminé inclinado comparado com vertical, largura do filtro-chaminé e a compactação respectiva, etc., não serão ora abordados. Um problema adicional deveras importante foi a fundação em argila porosa compressível.

Como esta barragem pode ser considerada como o segundo marco fundamental em nossa caminhada na Engenharia de Barragens, retornaremos à discussão respectiva com uma atenção adicional a certos pontos. Por enquanto prossigamos, porém, na apreciação de seções de barragens que exemplificam itens gerais de projeto.

4.3. A Fig. 3 resume três casos de barragens de 50 a 60 m de altura projetadas segundo evolução essencialmente autóctone, em prosseguimento da orientação deixada por Terzaghi.

Saramenha (1956-58) era considerado um caso difícil devido ao vale profundo em V e inexistência de materiais terrosos salvo solos provenientes da decomposição madura de rochas metamórficas, predominantemente siltes argilosos (alguns micáceos). O filtro chaminé foi inclinado de forma a aumentar o caminho de percolação ao máximo, procurando ainda evitar o agravamento de pressões neutras da represa cheia no tocante à estabilidade de jusante. Este filtro inclinado foi realmente construído em degraus por escavação em trincheiras rasas. A disponibilidade de material rochoso medianamente decomposto proveniente das escavações do vertedor e do encaixe para a galeria (a céu aberto) de desvio, sugeriu o emprego do enrocamento de pé de jusante para maior estabilidade. Não houve opor-

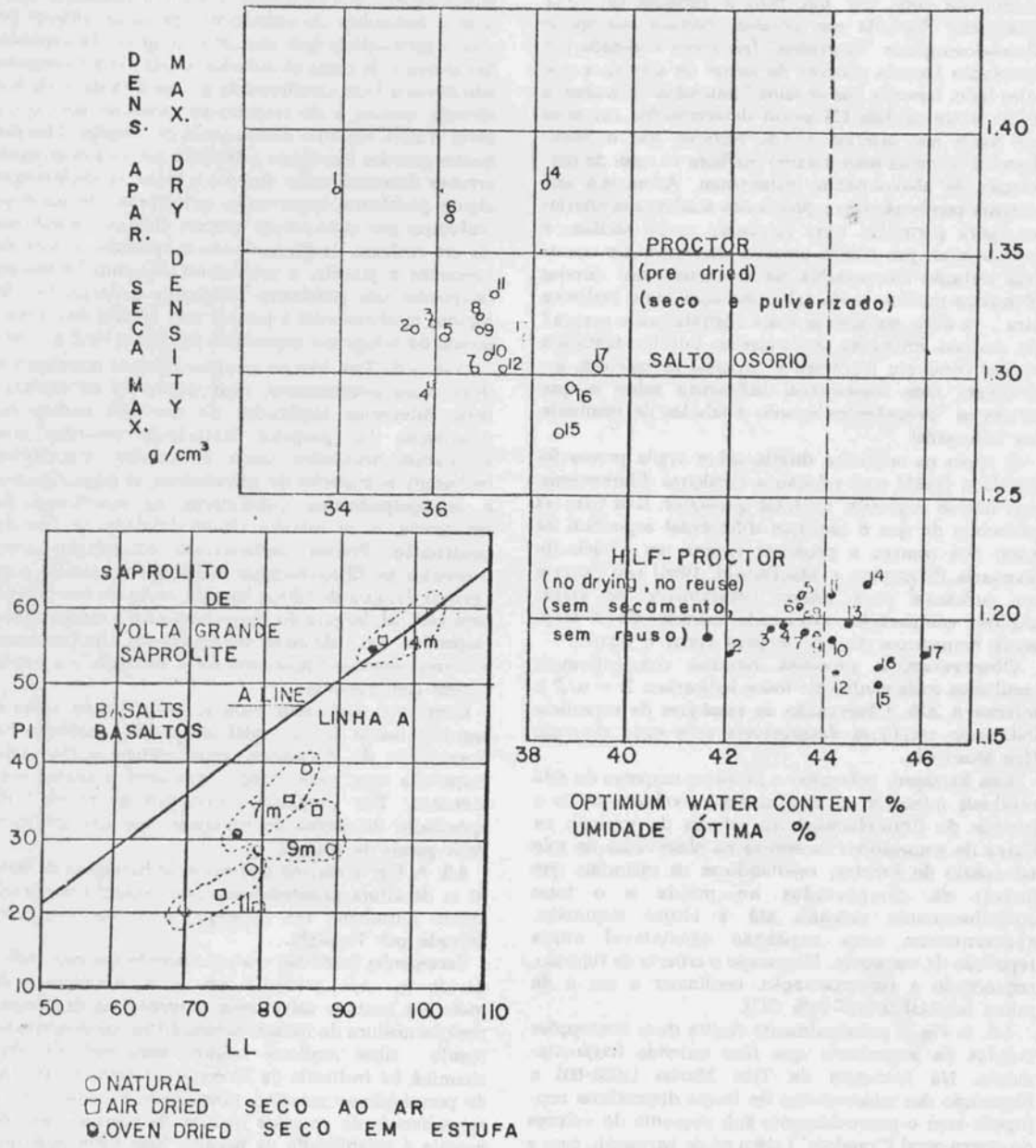


FIG 5 ROUTINE TEST PECULIARITIES (compaction and plasticity)
 PECULIARIDADES EM ENSAIOS DE ROTINA
 (compactação e plasticidade)

tunidade para a otimização global da seção incluindo desvio e ensecadeira de montante, porquanto o layout foi elaborado separadamente por engenheiro hidráulico. A topografia em V duplo bastante acentuado seria considerada muito desfavorável para o material siltoso, face às preocupações ulteriores de fissuramento: todavia o comportamento tem sido excelente, e não se pode deixar de aproveitar o ensejo para frizar que a espessura total da seção impermeabilizante da barragem tem muita influencia no problema, assim como também as ocasiões e as velocidades de ocorrência dos recalques que poderiam provocar os fissuramentos em apreço.

De novo cabe assinalar que o filtro inclinado deveria ter prosseguido até mais alto, possivelmente passando a subvertical no trecho superior. Observe-se que os principais ajustes de local a local referem-se a pormenores de drenagem interna, de acordo com materiais filtrantes disponíveis e com estimativas dos problemas de percolação pelas fundações.

O Dique de Nhangapi (7 milhões de metros cúbicos) apresenta uma seção desenvolvida para um caso condicionado por preocupações puramente da Mecânica dos Solos, não havendo problemas de desvio de rio, e havendo sujeição à falta acentuada de rocha e de materiais granulares.

A barragem de Graminha, 1957, representa a primeira tentativa de um estudo global de otimização conjunta da Mecânica dos Solos conjugada com o layout geral hidráulico. As estruturas hidráulicas puderam ser ajustadas num arranjo muito compacto compreendendo um tunel único e poços em rocha, um sangrador tulipa acoplado à parte de jusante do tunel anteriormente utilizado para desvio, e uma usina subterrânea acoplada a parte de montante do mesmo tunel. A ensecadeira de montante foi pela primeira vez planejada para construção em duas etapas aproveitando da estatística hidrologica que confirma um período de estiagem garantida de Abril a Novembro durante o qual parte do maciço de montante foi compactada até a altura de 30m sem interferir com a área em tratamentos de fundação para contacto do núcleo: as alturas das ensecadeiras e o arranjo do plano de desvio foi obviamente ditado por considerações de hidrologia e de falta de enrocamento. Tendo em conta a subida e descida rápida do nível d'água durante uma enchente, não foram incorporados pormenores de drenagem na seção de argila compactada que servia temporariamente de ensecadeira mais alta.

Esta barragem empregou o material mais argiloso até então empregado, incluindo material de densidade aparente seca máxima $1,35 \text{ t/m}^3$ e umidade ótima 35%, e portanto suscitou cuidados especiais de projeto quanto à estabilidade de montante perante pressões neutras construtivas e de abaixamento instantâneo, mas considerou-se suficiente o coeficiente de segurança CS de 1,3. Note-se que com alguma manipulação da seção e de seus pormenores internos é possível tornar bastante semelhantes as pressões neutras, ao longo do círculo crítico, para as duas condições críticas, de fim de

construção e de abaixamento instantâneo: tal propósito foi considerado ponto chave favorável ao dimensionamento otimizado da barragem. Cabe observar que para a condição de abaixamento instantâneo o incremento de estabilidade decorrente de um alargamento da berm de montante é muito pequeno, porque as pressões neutras aumentam conjuntamente: a pequena sapata horizontal do filtro de montante constitui uma primeira tentativa, tímida, de atenuar tal problema. Embora os dados de campo de várias barragens tivessem começado a reunir-se no sentido de indicar que a *instabilidade de período construtivo* devida a pressões neutras *mais frequentemente se comprovaria representar um problema fictício*, o projeto desta barragem ainda foi elaborado sob um respeito sério de tal problema. No tocante à Mecânica dos Solos os avanços módicos compreendem (1) a aceitação de um CS menor para a estabilidade de montante (2) a tentativa de assemelhar na zona de montante as pressões neutras de fim de construção e de abaixamento instantâneo, a fim de minimizar a mudança presumida ΔCS do coeficiente de segurança na mudança de solicitações.

A Fig. 4 permite-me começar a discutir o problema de Materiais e Especificações.

Os três gráficos resumem dados dos três principais *Parametros Índice* empregados para apreciação do *Tipo de Material* no tocante à aplicabilidade na construção de barragens. Como afirmação liminar de impacto começaria por declarar que essencialmente todo e qualquer solo pode ser empregado satisfatoriamente desde que a seção de projeto seja talhada a lhe ser apropriada.

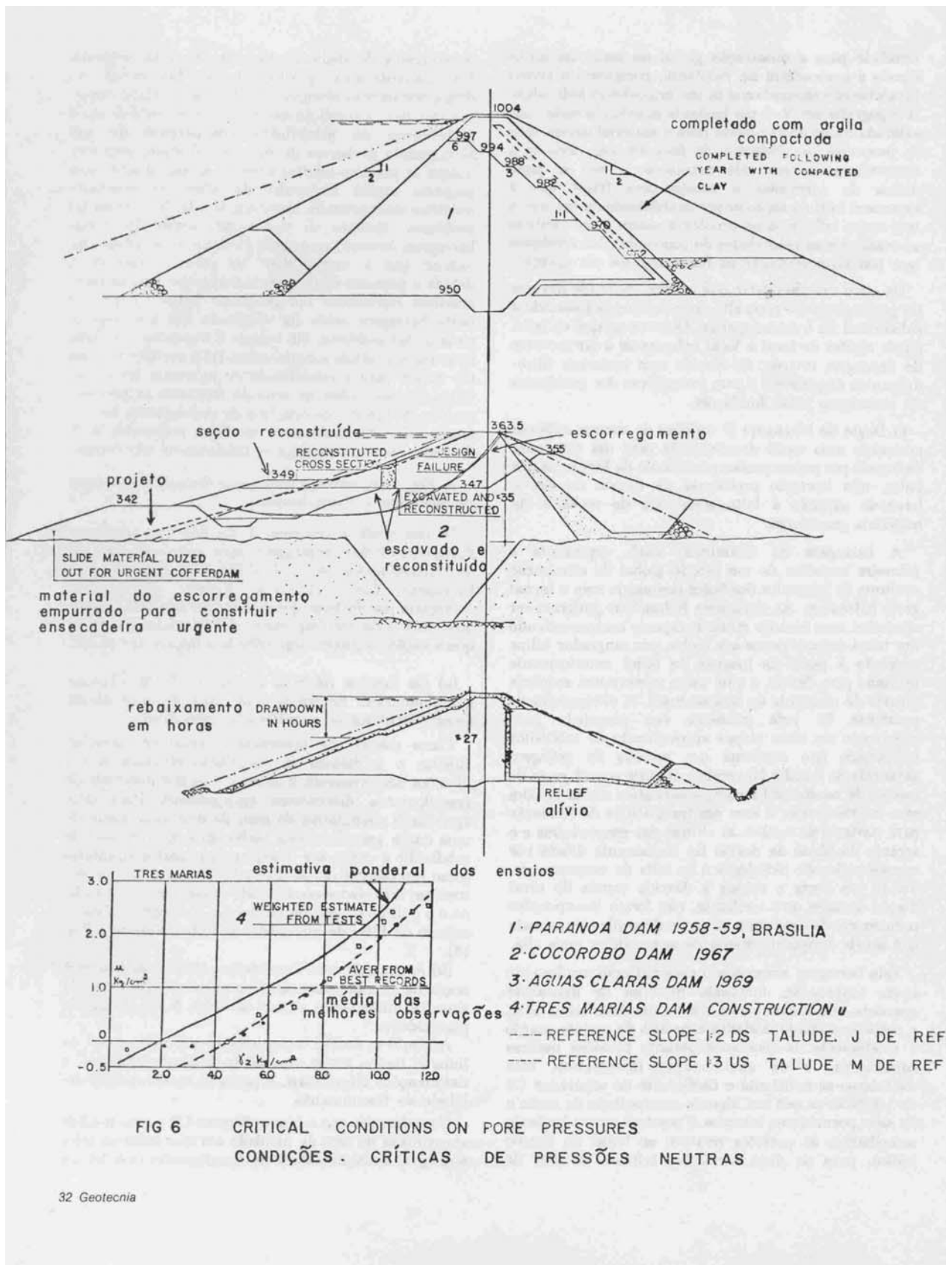
(a) Os méritos relativos de curvas de distribuição granulométricas diferentes e de tipos distintos nunca foram discutidos ou considerados relevantes.

Como medida de prudência especial em posições sujeitas a gradientes de percolação elevados e em direções desfavoráveis, é necessário incluir materiais de granulometria descontinua (*gap-graded*). Para uma apreciação quantitativa do grau de descontinuidade de uma curva granulométrica tenho empregado o teste de subdividir a curva em quaisquer duas partes admitidas como representativas de dois solos distintos (que se encontram misturados constituindo o solo natural), um fino e o outro o grosso complementar, e a seguir aplicar o critério de filtro de um quanto ao outro (Veja-se a Fig. 13).

(b) A começar com Tres Marias, 1957, espalhou-se a noção de uma preocupação séria quanto a materiais MH situados nitidamente abaixo da linha A do gráfico de plasticidade.

Atribuiu-se ênfase à alegação de que solos acima da linha A teriam maior capacidade de ajuste "plástico" a deformações diferenciais, e portanto menor susceptibilidade ao fissuramento.

Considerando que o Limite Plástico LP é uma medida aproximada do teor de umidade em que todos os solos tem igual susceptibilidade de fissuramento (sob tensão



confinante nula) passamos a comparar sistematicamente a umidade ótima de compactação Proctor com o LP do solo. As investigações de caixas de empréstimo passam a ser preferivelmente realizadas pela técnica Hilf-Proctor, e dois gráficos mui importantes passam a ser o de umidade natural comparada com a ótima, e o da umidade ótima comparada com o LP.

Os dados coligidos sobre grande gama de variação de solos argilosos foram reunidos num gráfico de Índice de Plasticidade IP contra (Umidade Ótima - LP) com o intuito de conferir se os solos "mais plasticos" (de maior IP) cairiam mais na gama de comportamento plástico (valores positivos de Um.Ot.-LP) quando compactados à umidade ótima respectiva (Veja-se V.F.B. de Mello, Discussão Convidada, Conferencia Internacional de Grandes Barragens, Madrid 1973, Vol. V, p. 394). Os dados sugerem que quando compactados às suas umidades ótimas respectivas, os solos argilosos em ambos os extremos de valores altos e baixos de IP exibem tendencia a um comportamento semi-solido "quebradico", abaixo dos LP respectivos; apenas os solos medianamente argilosos de $6 \leq IP \leq 25$ exhibiriam "plasticidade" se compactados às umidades ótimas de Proctor.

A posteriori seria possivel raciocinar que esta conclusão é compreensivel, na medida em que a fim de poder absorver a energia de compactação o solo tem que ser preservado da ocorrencia de cisalhamentos internos desfavoraveis, e portanto os solos mais argilosos tem que ser compactados em condição relativamente mais seca, mais insaturada, mais friavel, a fim de disporem de capacidade de suportar a ação cisalhante do equipamento pesado.

Indubitavelmente a observação visual de taludes temporariamente desprotegidos confirma a maior susceptibilidade de solos abaixo da linha A de erodirem em massa, mas por outro lado os solos de IP mais altos aparentam maior susceptibilidade à criação de trincas de contração pelo ressecamento, e como efeito final a respectiva erodibilidade à superficie, ajudada pelo fissuramento, pode não resultar significativamente menor.

Finalmente, talvez a informação mais surpreendente refere-se às permeabilidades. Descobriu-se que solos de elevada "plasticidade potencial" (medida em função de Limites de Atterberg) em geral resultam, conforme compactados no campo, muito menos impermeaveis (dez a cem vezes) do que seria antecipado com base nos ensaios sobre corpos de prova compactados no laboratorio. Em Tres Marias os espaldares indicaram permeabilidades de 10^{-6} a 10^{-7} cm/seg tanto mediante ensaios in situ como em ensaios de laboratorio sobre blocos indeformados do aterro: em contraposição os blocos indeformados do nucleo raramente indicaram permeabilidades inferiores a 10^{-6} cm/seg muito embora os corpos de prova compactados no laboratorio haviam fornecido valores entre 10^{-7} e 10^{-8} cm/seg. Indicações de mesmo teor foram obtidas tambem no nucleo compactado extremamente argilosos da barragem de Paranoa, Brasilia; aqui, por acaso tam-

bem se obteve indicações de que ensaios de infiltração realizados em furos a trado cavadeira podem levar a resultados da ordem de dez vezes mais impermeaveis devido a um efeito "plastificante" do esfregar da parede do furo, sendo que tal efeito foi facilmente anulado sulcando levemente a parede do furo mediante um "pente" metalico apropriado. Ensaios especiais de permeabilidade procedidos sobre blocos indeformados empregando agua colorida mostraram que a maior parte do fluxo se dá ao longo dos contactos sinuosos entre nucleos de argila comprimidos uns contra os outros mas não plasticamente aderentes; os dariam a permeabilidade do corpo de prova de laboratorio; tais constatações se fizeram interrompendo o ensaio assim que o corante houvesse atravessado o bloco, e então abrindo o interior do bloco em tração, expondo as superficies de contacto entre os nucleos de argila.

Embora todas as permeabilidades em questão sejam plenamente satisfatorias de per si, o que determina as redes de fluxo é a relação de permeabilidades, e portanto o problema passa a ser bem importante. De acordo com ensaios sobre blocos indeformados parece que em solos mais arenosos é necessaria uma redução de indice de vazios da ordem de 2 a 2.5 vezes maior, para provocar uma redução do coeficiente de permeabilidades a um décimo, do que em solos mais argilosos; por exemplo, um Δe de cerca de 0.07 numa argila e de cerca de 0.20 numa areia pouco argilosa, levam cada uma a uma redução de coeficiente de permeabilidade de um ciclo logaritmico. Tais reduções de permeabilidade devida à compressão não tem sido consideradas, em livros de texto e publicações, com respeito às alterações que provocam nas redes de fluxo através de barragens, mas vê-se logo que terão influencia significativa em empurrar a rede para cima, particularmente nos materiais mais argilosos.

4.5 A Fig. 5 serve para enfatizar que em todos os solos "residuais de argilas porosas vermelhas" (parcialmente lateritizados) e em saprolitos importantes, é absolutamente indispensavel evitar os ensaios de rotina da "mecanica dos solos convencional". Os ensaios de plasticidade são deveras enganadores pois que o comportamento in situ (e o comportamento após uma "manipulação plastificante" limitada) é essencialmente "Granular" (pequenos nódulos de argila). Todos os ensaios para serem representativos devem evitar de levar o material a uma condição de "granulação", de umidade, e de insaturação demasiado diferente da que impera in situ.

Presentemente abandonou-se qualquer preocupação quanto a posições relativas no Grafico de Plasticidade perante a questão da aceitação de materiais de empréstimo para barragens compactadas de seção homogenea. Durante muitos anos grandes onus adicionais foram suportados em barragens diversas, particularmente em São Paulo, por motivo de uma falsa noção da necessidade de empregar material nitidamente encima da linha A, o que motivou literalmente a raspagem de delgada capa de argila porosa do topo de areas de empréstimo dentro de raios de alguns

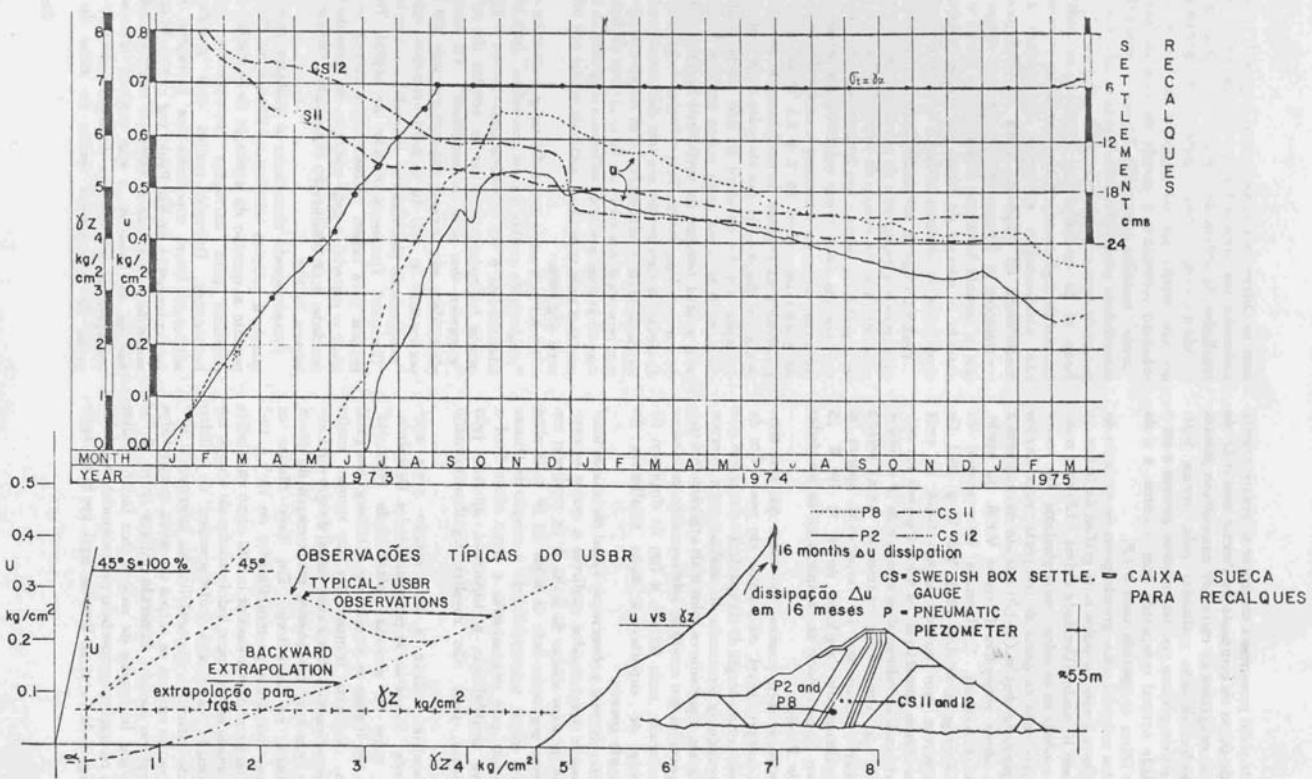


FIG 7 MOST CLAYEY MATERIAL AND BEST CONSTR. u RECORDS
 MATERIAL MAIS ARGILOSO E MELHORES REGISTROS DE u DE CONSTRUÇÃO

quilômetros da barragem.

Todos esses requisitos tem se demonstrado acadêmicos e estritamente não-quantificáveis com recurso a ensaios e/ou observações de campo atuais: no caso de dúvidas, a seção de projeto pode, a custo bem menor, ser levada a incorporar um pormenor dominante que transcenda a tais irrelevâncias de segunda ordem.

Com o fito de discutir os tipos dos materiais arrilhosos e as especificações construtivas, retornemos à Fig. 2. e ao caso acima mencionado da barragem de Tres Marias.

As investigações de projeto conduzidas por uma empresa consultora internacional especializada em geotecnia, e sob a estreita coordenação de um consultor internacional, pareceram ter indicado que os emprestimos estavam a 3 a 4% acima da umidade ótima, e a preocupação principal centrava-se sobre métodos de secamento e o grande tempo que seria necessário para tal tratando-se de material "muito argiloso"; concomitantemente preocupavam as elevadas pressões neutras construtivas que se antevia, e a estabilidade do talude de jusante mesmo com uma inclinação tão branda quanto 1:3.

Depreende-se que uma parte do erro decorreu da insistência em empregar o ensaio de compactação Miniatura Harvard como referência, e em parte devido ao problema de secamento e pulverização previa da amostra (o fato é que quando as rotinas locais de ensaios de controle de compactação passaram a imperar, os problemas sérios presumidos passaram a desaparecer). Mas, na ocasião dos retoques finais de projeto para início de construção, o problema foi considerado crucial e requereu um aterro experimental especial. Ademais, quando se passou a interpretar os resultados de ensaios triaxiais sobre corpos de prova talhados de blocos indeformados, afim de extrair parâmetros de resistência, a insistência foi, por exemplo, de que se deveria empregar a reta tangente aos dois círculos de Mohr mínimos, e que se deveria excluir a coesão, etc., etc.! Como resultado direto, seguramente não do solo em apreço mas dos dogmas pessimísticos que condicionavam a interpretação, postulou-se que a construção enfrentaria dificuldades sérias em espalhar as camadas e revolve-las para o secamento por um par de dias antes da compactação, e que o projeto até requeria drenos horizontais em sandwich a cada 10m de altura aproximadamente (compare-se com a barragem de Selsset, recém descrita em Geotecnia na época). O problema era mui sério pois que os 600.000 m³ de areia de filtro necessários seriam mais que dobrados, e a areia era trazida de carreta de distância superior a 90 kms.

Para encurtar uma longa história, cabe frizar que os nossos dados e impressões apoiavam uma posição totalmente diversa, otimista, que se conseguiu fazer prevalecer. Em primeiro lugar o empréstimo não estava úmido; em segundo lugar no clima quente e seco da região semi-árida, a rápida evaporação provocou ao contrário problemas pesados construtivos de necessidade de rega (estatisticamente determinou-se que a perda por evaporação seria de aproximadamente 1,5% de dia e de 0,7% de noite: veja-se V.F.B. de Mello et al

"Geotecnia's experience in compaction control for earth dams" 1st Panam. Conf. SMFE, México 1959, vol. II p. 637); em terceiro lugar, através da interpretação estatística da equação de resistência, e da aceitação óbvia da equação média de regressão como válida perante um problema de eventual escorregamento de grande massa, pudemos demonstrar que contávamos com elevados valores de resistência ao cisalhamento de ensaios rápidos (Q) para a estabilidade de fim de período construtivo (veja-se V.F.B. de Mello et al "Construction period stability of homogeneous compacted earth dams using Q tests", 1st Panam. Conf. SMFE, México 1959, Vol. II p. 673). Ademais assinala-se que toda a nossa experiência até a época reforçava nossa expectativa de que as pressões neutras na barragem seriam pequenas, e os ensaios de laboratório e as análises de estabilidade meticulosamente realizados para a barragem de Graminha, nos apoiavam na convicção da aplicabilidade de significativos valores do intercepto de coesão paramétrica, assim como dos procedimentos empregados para as análises interpretativas dos ensaios e de estabilidade do maciço. Foram assim, mediante argumentações bem documentadas, porem arduas, dispensados praticamente todos os acréscimos caros de pormenores de projeto que haviam sido levantados como necessários em função da argilidade e umidade do empréstimo. Da fato, durante a subida rápida da seção de fechamento foi mesmo necessário e possível subir com uma seção parcial a montante com talude temporário de jusante de 1:2 (o que havia sido demonstrado viável em condições consideravelmente mais difíceis na barragem de Brasília).

Em resumo, nossa experiência nos leva a sermos contrários a aterros experimentais prévios ao início da obra, por não serem representativos; conclue que ensaios sobre corpos de prova moldados em laboratório geralmente resultam no mínimo da ordem de 10 a 20% menos favoráveis do que os sobre corpos de prova talhados de blocos indeformados do aterro compactado; pressões neutras registradas no campo são bem significativamente menores do que as previstas (um primeiro fator interveniente em alto grau é a pressão neutra negativa inicial, e ademais presume-se que outros fatores justificativos sejam o grau de insaturação e os macroporos com ar nos solos "porosos" no empréstimo); insistimos conceitual e praticamente na aplicação apropriada de médias estatísticas e de faixas de confiança no tocante a parâmetros de resistência e outros; finalmente, aceitamos como inexorável a aceitação da coesão paramétrica do intercepto da equação linear Mohr-Coulomb determinada em faixa apropriada de tensões.

Tres Marias também forneceu dados comparativos muito importantes com relação à instrumentação da época (células USBR, Londres, Maihak e Geotecnia, assim como piezômetros em tubo vertical tipo Casagrande); também registrou o primeiro caso presumido de "fratura hidráulica" na execução de furos profundos para instalação de piezômetros verticais pouco a mon-

tante do filtro, tendo ocorrido a grande surpresa da perda de alguns caminhões-tanque de água dentro do furo.

4.6 Na Fig. 6 resumo casos importantes com relação a pressões neutras construtivas. Cabe uma menção muito especial da Barragem de Paranoá, Brasília, em que estava sendo empregada uma argila porosa vermelha de umidade ótima de 30 a 34% e densidades Proctor máximas de 1,40 a 1,35 t/m³ (record na época) e compactada no desvio de umidades de ótima-2% a ótima, e por motivos hidrológico-hidráulicos tivemos necessidade de elevar o aterro 35 metros em 42 dias para evitar risco de transbordamento por enchente, e esta seção parcial temporária subiu em talude de 1:1,4.

Nos cálculos de projeto a firma projetista Americana havia adotado coeficientes \bar{B} muito elevados por motivo do material muito argiloso, e havia concluído que uma barragem de terra em seção homogênea compactada requereria taludes de 1:3,5 para o mínimo de estabilidade: em consequência a seção de terra-enrocamento havia sido adotada como obrigatória, a despeito de grandes dificuldades e custos da exploração de pedreiras em quartzito na geologia local fortemente intemperizada. Após uns meses iniciais da construção, sendo chamados por acaso a verificar a capacidade hidráulica da galeria

de desvio concluímos que seria impossível evitar o transbordamento da barragem por enchentes na estação chuvosa que se aproximava, a não ser que o aterro alcançasse rapidamente o nível do vertedor: isto só se poderia realizar se a subida fosse de apenas o enrocamento de montante junto com uma parte do núcleo de terra. Realizaram-se rapidamente os ensaios triaxiais rápidos sobre blocos indeformados do aterro, e os cálculos correntes indicaram que seria possível empregar um talude de jusante, temporário, do núcleo constituído de uma série de trechos em 1:1 intercalados com bermas para proteção contra erosões pelas chuvas (que, aliás, também se demonstraram muito menos sérias do que temido, por motivo da grande capacidade de absorção de precipitações exibida pelos blocos soltos de argila ressecada que constituíam toda a superfície do talude). As pressões neutras e as deformações foram cuidadosamente observadas e acompanhadas, e o comportamento geral foi tão satisfatório ($\bar{B} < 20\%$ e deformações apenas de poucos centímetros) que na estação seca seguinte a barragem foi completada empregando o filtro inclinado de areia essencialmente para absorver a descontinuidade entre os maciços de argila compactada anterior e novo, e o maciço de jusante foi completado com argila compactada em substituição ao

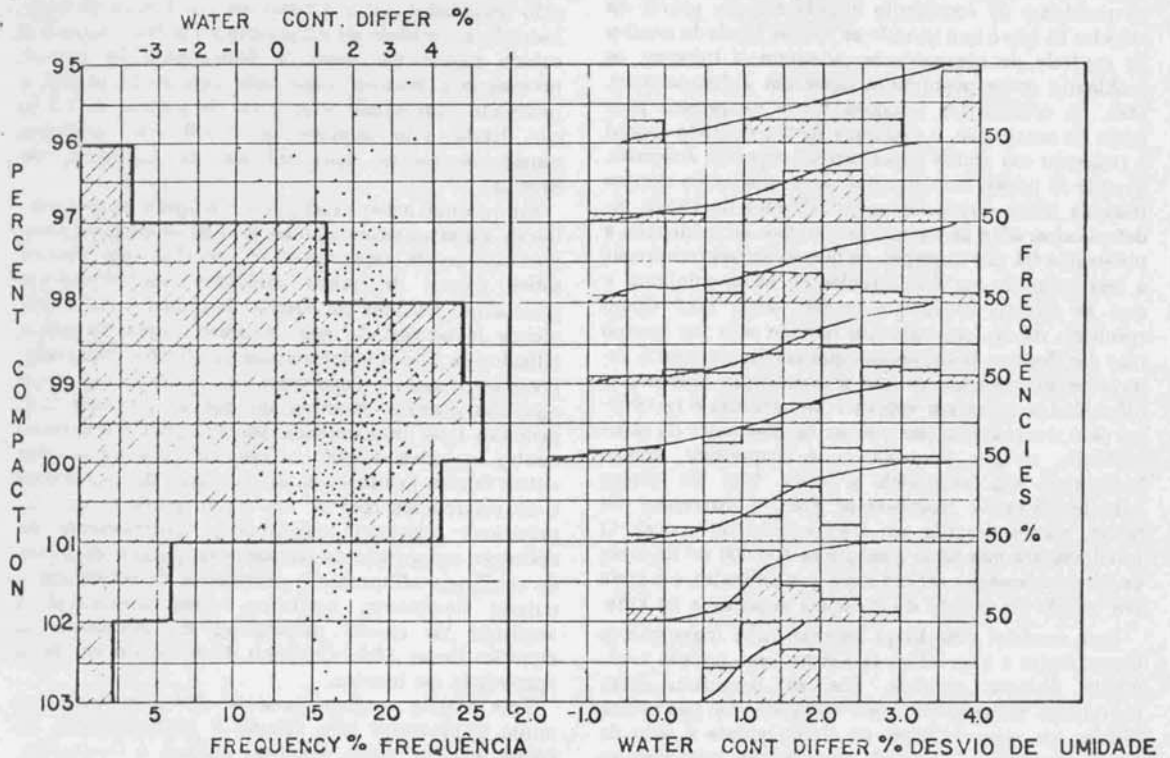


FIG. 8 SALTO OSÓRIO COMPACTION STATISTICS (467 tests),
DADOS TÍPICOS DE CONTRÔLE DE COMPACTAÇÃO,
SALTO OSÓRIO (467 ensaios)

enrocamento de jusante, e com o mesmo talude externo de 1:2.

Na mesma Figura cabe porem assinalar o caso de um escorregamento de fim de período construtivo por pressões neutras elevadas, na barragem de Cocorobó. O material de empréstimo não era dos mais argilosos enfrentados, com seus parâmetros de umidade ótima de 20 a 22%, densidades máximas de 1,62 a 1,68 t/m³, LL = 57% e LP = 19%: a compactação teria sido controlada ao redor de 1% abaixo da ótima; clima absolutamente seco. A única diferença que pode ser arrolada como suspeita é de que a caixa de empréstimo constituía o único caso de meu conhecimento (a posteriori, no caso específico) em que foi empregado um depósito sedimentar essencialmente saturado insitu.

A zona escorregada foi facilmente reconstituída em menos de um mês. Confirma a natureza relativamente inconsequente de eventual instabilidade de fim de período construtivo do talude de montante.

No caso da barragem de Saracuruna (1961) de apenas 25 m de altura registraram-se pressões neutras de construção relativamente altas empregando uma argila parcialmente "porosa" num vale profundo, com floresta densa e úmida.

Atualmente passamos a exigir *determinações do Grau de Saturação in situ* durante as investigações de caixas de empréstimo, e intuitivamente associamos o sucesso com relação a baixas pressões neutras construtivas não só com elevadas pressões neutras negativas iniciais (materiais mais hidrofílicos compactados do lado seco) mas também com a areação do solo com macroporos (seja in situ na caixa de empréstimo, seja no manuseio da terraplenagem). Parece-me lamentável que os problemas de solos compactados ainda estejam sendo investigados com relação a pressões neutras da água intersticial: a compactação compreende a compressão dos poros de ar, e parece-me que a compreensão das diferenças de comportamento melhorará imenso se passassemos a concentrar esforços na medida de pressões neutras do ar intersticial.

A condição de abaixamento rápido da barragem de abastecimento d'água de Aguas Claras (1972) constitui um caso extremo de nossa experiência: esta barragem também teve que ser projetada essencialmente sem se contar com sondagens ou ensaios geotécnicos. Sente-se que a condição de abaixamento convencionalmente admitida na Mecânica dos Solos é demasiado pessimista pois que na maioria das barragens durante os primeiros anos de operação o nível de represa sobe e desce em ciclos mas somente alcança níveis inferiores gradativamente, numa sequência de anos mais secos com a demanda hidráulica já desenvolvida ao máximo do projeto. Assim, por um lado na solicitação cíclica inicial do material compactado que ainda continua um tanto insaturado, podemos contar com pressões neutras (despertadas em função de compressibilidades) tendendo para nulas, particularmente considerando que estamos em condição de recompressão do aterro compactado, no trecho superior da barragem. Por outro lado perante a descida gradativamente maior do nível da

represa, os ciclos de compressão-descompressão provocam por histerese o seu efeito benéfico em diminuir gradativamente a compressão que ocorreria se o episódio fosse único de alto a baixo.

4.7 A Fig. 7 registra os resultados surpreendentemente favoráveis na barragem de Salto Osorio (1971-74) na qual foi empregado o material "mais argiloso" jamais empregado, uma argila porosa vermelha de decomposição de basalto, com umidade ótima ao redor de 40%, muito da qual teve que ser compactada entre umidades ótima e ótima mais 3% (o empréstimo estava inicialmente a cerca de 10% acima da ótima). Os resultados de recalques condizem com os dados piezométricos indicando uma compressibilidade no campo muito menor do que conforme determinada nos ensaios sobre corpos de prova compactados no laboratório. Uma grande porcentagem do recalque total é praticamente instantânea (conforme se registrou também nos ensaios edométricos). Cabe frisar que o solo está longe de ser hidrofílico sujeito a inchamento, visto que o índice de Expansão no ensaio edométrico é de apenas 10 a 12% do índice de Compressão. O recalque observado parece ter sido da ordem de um terço ou menos, do recalque calculado com base em ensaios edométricos sobre blocos indeformados do aterro, e ainda menos quando comparados com os resultados dos ensaios sobre corpos de prova compactados no laboratório.

Em tais solos concluiu-se ser indispensável restringir as cargas e as pressões de pneus de todo o equipamento de terraplenagem que transite sobre o núcleo afim de evitar laminacões excessivas.

4.8 A Fig. 8 apresenta uma tentativa de melhorar a apresentação estatística dos dados de compactação dos ensaios de controle tipo Hilf. As apresentações anteriores de curvas de frequência, separadamente de Porcentagens de Compactação e de Desvios de Umidade, não permitiam visualizar a influência destes sobre aqueles.

Cabe lembrar que havia sido mostrado estatisticamente (cf. V.F.B. de Mello et al "True representation of The quality of a compacted embankment" 1st Panam. Conf. SMFE, México 1959, vol. II p. 657) que a despeito todo o cuidado no controle de compactação e na aplicação de rigoroso critério de rejeição, é impossível excluir do aterro a ocorrência de alguns volumes compactados a densidades inferiores às especificadas. Por tanto as consequências de tais ocorrências tem que ser investigadas. Por um lado, é um problema de estatística. Por outro lado, cabe apreciar a hipótese extrema de uma eventual concentração sistemática de tais ocorrências em chegar a constituir uma "camada" completa. Assim, um dos problemas deveras importantes enfrentados em cada projeto diz respeito à apreciação das consequências de camadas ou sub-camadas que possam permanecer na barragem. Há uma grave lacuna de publicações sobre propriedades geotécnicas de aterros compactados um tanto deficitariamente perante os critérios convencionais.

4.9 A Fig. 9 resume alguns resultados da barragem de Juqueri (1972), uma barragem de 30m empregando um

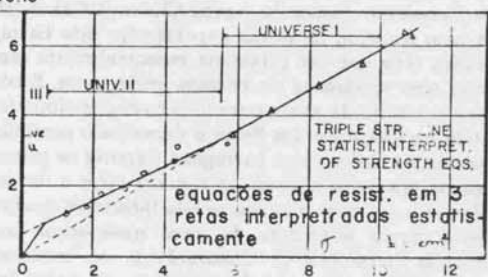
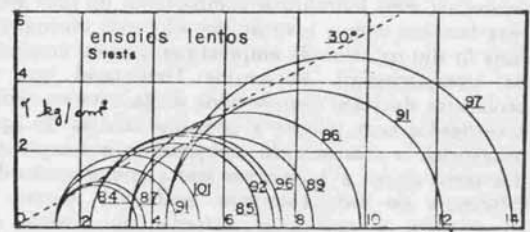
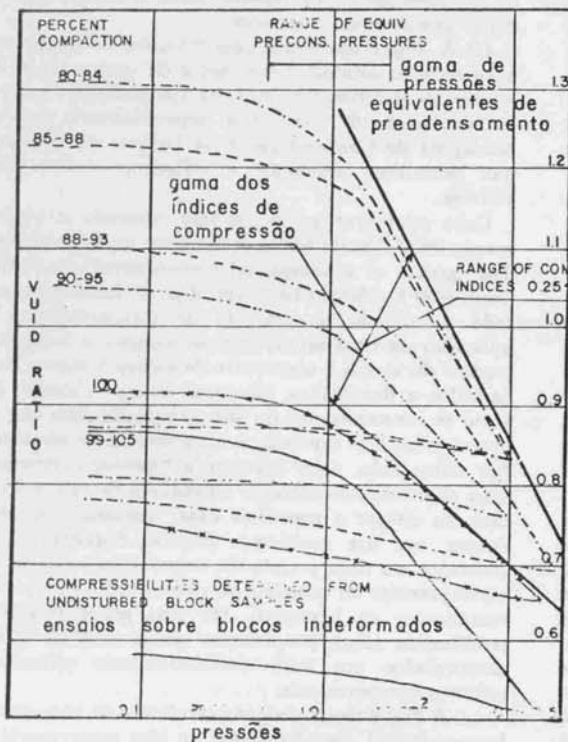
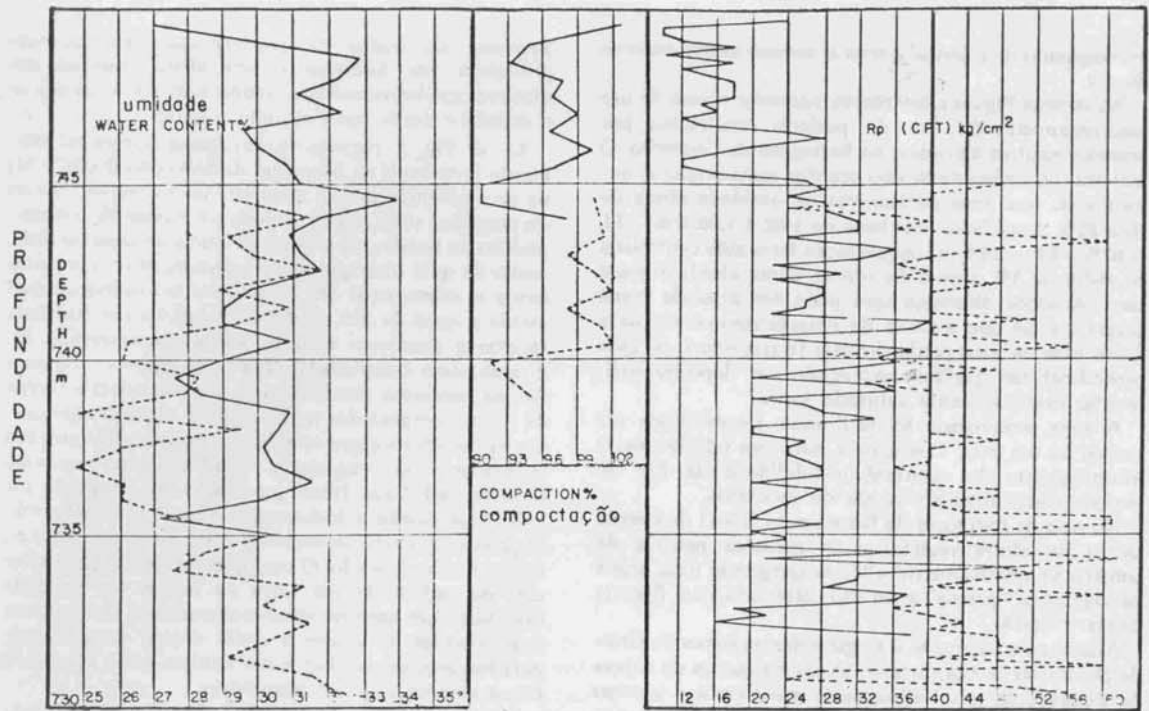


FIG.9 SOME PARAMETERS ON BADLY COMPACTED CLAY

ALGUNS PARÂMETROS REF. ARGILA MAL COMPACTADA

material muito argiloso. A compactação presumiu-se ter sido controlada meticulosamente. Como de costume, a primeira suspeita de que houvesse problemas no maciço surgiu com a "perda d'água total" na perfuração para instalação de piezômetros; e, como de costume a suspeita alardeada de imediato foi a de "fissuras".

Uma investigação metódica incluindo 25 Ensaios de Penetração Estática (Deep sounding, particularmente com determinação de resistência de ponta) e 10 poços de exploração imediatamente contíguos comprovou que tratava-se de subcamadas essencialmente não-compactadas (na maioria dos solos o espalhamento em camadas delgadas alcança cerca de 90% Proctor).

Ve-se pela Figura que tanto com relação a parâmetros de resistência como no tocante a compressibilidades a mudança de uma condição de 98% GC para 90% GC compreende uma questão de grau e não uma distinção dramática entre branco e preto. Segundo a experiência coligida um dos principais problemas da compactação insatisfatória reside na dispersão estatística muito maior, excluindo a possibilidade de se analisar o comportamento do maciço dentro de hipóteses usuais e inexoráveis de homogeneidade.

Os pontos principais a salientar com relação à Figura 9 são:

(a) Em primeiro lugar a resistência de ponta R_p do penetrômetro estático EPE é um meio sensível (semelhante à Agulha de Proctor, de uso um tanto superado) para detectar subcamadas mais fofas, muito embora desvios de umidade em relação às ótimas interfiram significativamente (no caso de dúvida sugere-se o uso da técnica de Hilf associada a ensaio miniatura de compactação, por causa de tamanho de corpo de prova, como investigação colateral de desvio de umidade); (b) em segundo lugar, nos resultados tanto dos ensaios edométricos como dos triaxiais a porcentagem de compactação reflete principalmente num efeito que se assemelha ao de um preadensamento (que, diga-se de passagem, corresponde muito de perto com as pressões dos pneumáticos dos rolos e os bulbos de pressão respectivos): uma compactação a GC = 96% corresponde a cerca de 4 kg/cm² de pressão nominal de preadensamento, o GC = 90% corresponde a cerca de 1,5 kg/cm², e o GC = 102% a cerca de 5,5 kg/cm²; (c) em terceiro lugar, por causa destes efeitos de preadensamento é muito importante subdividir a envoltória Mohr-Coulomb de resistência em três linhas retas de acordo com Universos Estatísticos distintos, I para a condição de compressão virgem, II para a condição preadensada com baixas relações OCR (over-consolidation ratio) de preadensamento e exibindo o intercepto de coesão, e finalmente o III para as relações OCR elevadas em que tende a desenvolver a pressão neutra negativa no cisalhamento, e a prudência nos obriga a considerar efêmera a coesão.

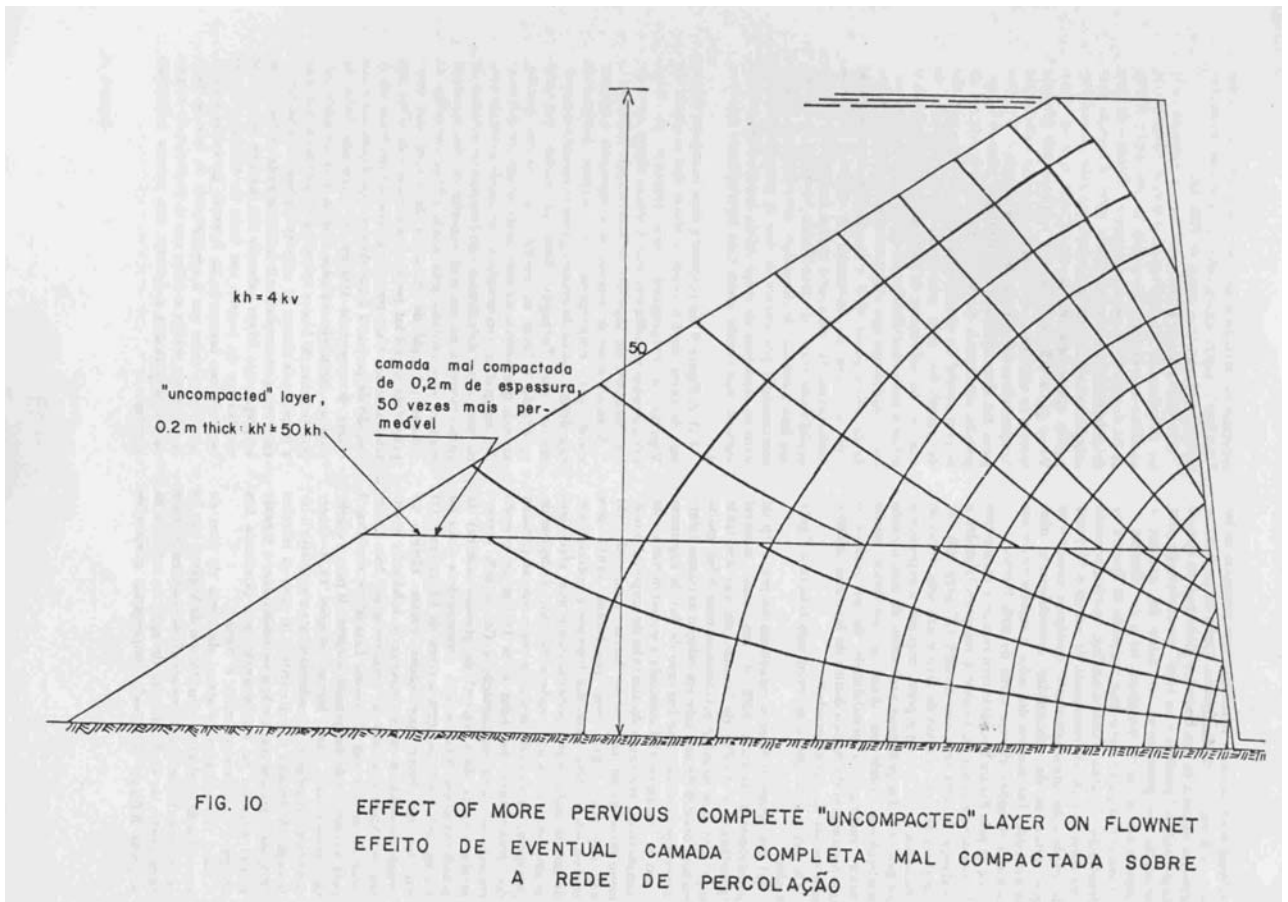
Cabe mencionar-se o aterro de cerca de 30m de saprolitos de gneiss (semelhantes aos de Vigário) que foi recentemente construído por aterro de ponta empurrado para dentro de profundidades de água de até 25m na Represa Billings, São Paulo, empregando precauções

especiais de aeração e de empurramento em volumes "maciços", assim alcançando compressões essencialmente instantâneas e cerca de 80% GC.

4.10 Com relação à permeabilidade a variação pode ser da ordem de 10 a 100 vezes. Assim, é indispensável aquilatar-se o efeito sobre a rede de percolação. A Fig. 10 foi desenvolvida para investigar a influência de uma delgada camada mal compactada, sobre a rede de percolação extremamente importante perante o comportamento operacional da barragem sob represa cheia. Ve-se que a influência global é relativamente pequena mesmo se ocorresse a infelicidade de que a camada não compactada se estendesse de montante até o filtro (em geral tal eventualidade é minimizada através da imposição construtiva de subida do aterro em faixas de largura parcial em comparação com a de todo o caminho de percolação, pelo menos nas partes inferiores do maciço). As influências da subcamada mal compactada sobre a compressibilidade são obviamente insignificantes na medida em que o aumento de compressão de uns dz de altura pouco afeta a compressão cumulativa de toda a altura da barragem. A própria influência desfavorável da subcamada menos compactada sobre a estabilidade pode ser quantificada tendo em conta por um lado a redução da resistência, por outro lado alguma compensação por motivo de não se permitir a buscar livre da superfície do corpo sólido eventualmente mais instável: não resulta assim uma instabilização acentuada.

4.11 A Figura II diz respeito a duas barragens recentes, de cerca de 2,5 vezes a altura das originais de Vigário, e empregando não somente os solos inteiramente semelhantes mas também algum tanto de um horizonte de saprolito definitivamente micáceo.

A seção superior representa a barragem conforme construída, empregando os mesmos horizontes saprolíticos típicos do granito-gneiss empregados inicialmente por Terzaghi. Sem pretender qualquer apreciação a favor ou contra o projeto em questão, assinalo que constou ter sido condicionado por dificuldades topográficas requerendo a redução da extensão total da base, e por deficiências significativas de volumes de enrocamento e do material superior de decomposição madura representado pela argila siltosa vermelha. O volume principal de materiais de empréstimo compreendida saprolitos predominantemente de siltes um tanto arenosos e um pouco argilosos, alguns micáceos. A decisão de projeto a favor do emprego destes materiais estava documentada através de volumosos dados de ensaios, incluindo cuidadosos ensaios triaxiais sobre corpos de prova de blocos extraídos do aterro compactado: a inspeção de campo foi extensa e intensa, e a barragem encontrava-se amplamente instrumentada. A decisão de empregar nas faixas externas dos maciços terrosos de montante e de jusante um tanto do escasso material bem argiloso baseou-se na intenção de evitar erosões por chuvas antes que o enrocamento da face de montante tivesse subido, e antes que as proteções de jusante mediante gramado e bermas com valetas estivessem prontas.



Pouco antes do início de enchimento, como medida rotineira de prudência a Proprietária solicitou a um Consultor Especial que procedesse a uma revisão do caso. Conforme consta, tal consultor começou por postular que segundo seu conhecimento tais solos micáceos não teriam jamais sido empregados numa barragem grande, motivo pelo qual se tratava de apreciar o comportamento de um solo desconhecido; não obstante, a despeito de tal desconhecimento pessoal do comportamento de tais solos conforme compactados (e deixando de lado os resultados dos ensaios triaxiais), ele passou a estabelecer, com base em ensaios-índice de Plasticidade, que os parâmetros deveriam ser "coesão zero" (isto é, obrigatoriamente interpretável como zero de intercepto de coesão) e um *ângulo de atrito residual* baixo (sendo mandatório o emprego de tal ângulo porque as partículas laminares determinariam planos preferenciais horizontais de cisalhamento). Ademais, a faixa argilosa protetiva de montante, assim como o núcleo silto-argiloso, fissurariam, enquanto que o filtro-chaminé colmataria e resultaria impermeável, de modo que a estabilidade do espaldar de jusante deveria ser calculada com a aplicação do triângulo da pressão hidrostática total da represa, como se o filtro fosse uma cortina impermeável. Finalmente, a faixa exterior protetiva de argila da face de jusante seria impermeável, permitindo o desenvolvimento no espaldar de jusante de considerável pressão neutra decorrente da represa, visto que, em tese, alguma percolação ultrapassaria os filtros (chaminé e de base) seja como filtros seja como as cortinas impermeáveis postuláveis, e ainda teriam a condição de emergir dos saprolitos permeáveis da fundação, para dentro dos saprolitos compactados muito menos permeáveis que constituíam o espaldar de jusante. Assim, afim de minimizar os riscos tão insolitamente desfavoráveis, a capa argilosa de jusante deveria ser rasgada por trincheiras profundas a serem enchidas de refugo de enrocamento para a drenagem. Como conclusão geral, para uma hipótese de cálculo mandou-se que a Projetista considerasse possíveis cunhas de escorregamento ao longo de planos horizontais de fraqueza submetidos a subpressão variando linearmente de 50% da carga hidráulica total no filtro-chaminé até zero na face de jusante. Note-se que nem haveria compatibilidade de tal hipótese no extremo de montante em relação à pressão hidrostática indicada para o plano vertical, nem ao longo do plano horizontal haveria qualquer compatibilidade com as condições realmente críticas correspondentes à indicada eventualidade de que emergissem percolações no maciço de jusante e fossem contidas pelo faceamento impermeável postulado.

Como conclusão inexorável deveria provar-se que o talude de jusante da barragem seria instável, requerendo o "reforço" sugerido de um enchimento com enrocamento até o talude geral de 1:2,5.

Dois fatores hidrológicos de grande relevância que me coube indicar como permitindo adiar a decisão prematura de um tratamento de grande impacto econômico (enrocamento a acrescentar e atraso do en-

chimento da represa) foram sumariamente afastados pelo Consultor como impertinentes: um era o fato de que a represa encheria a uma velocidade de menos do que 5 a 2,5 cms por dia nos 50 e 20m superiores respectivamente; o outro era o fato de que as estruturas hidráulicas permitiam parar completamente o enchimento da represa a cerca de 20m abaixo da crista.

Premido a intervir no caso, aceitou-se a responsabilidade de dispensar qualquer trabalho de "estabilização" salvo se o comportamento durante o enchimento realmente o comprovasse necessário. A aparência micácea julgada em função das partículas que aderem a palma da mão tendem a ser demasiado pessimísticas (o conteúdo micáceo havia sido determinado por contagem de grãos, num total de cerca de 8000 grãos, chegando a representar cerca de 47%; infelizmente nem houve mais de tais ensaios, nem há estudos suficientes para permitir apreciar os efeitos quantitativos de porcentagens diferentes, em contagem e em peso e em distribuição granulométrica, de mica sobre os parâmetros fundamentais). Ademais, um saprolito gnaisse-granítico com partículas de mica conjuntamente com boa proporção de partículas maiores e mais duras de forma angular (quartzo etc.) não me pareceu que devesse conduzir a baixos valores de ϕ residual, mesmo se não fosse absurdo requerer a consideração de tal parâmetro para a estabilidade inicial de um aterro compactado. De fato, ensaios especiais realizados em equipamento anular de cisalhamento revelaram perdas desprezíveis do valor de ϕ do pico ao residual, este último resultando da ordem de 28°. As hipóteses de pressão neutra eram totalmente absurdas. Pretender que a argila e argila siltosa de montante, comprimidas sob o enrocamento e sujeitas à molhagem lenta do enchimento extremamente vagaroso da represa, fossem fissurar, enquanto que a argila de jusante (sem sobre-carga e sujeita ao fissuramento de ressecamento) permitiria o desenvolvimento rápido e indetectado de pressões neutras de uma percolação eventualmente emergente no espaldar de jusante, e simultaneamente considerar o entupimento do filtro-chaminé até a condição hidrostática máxima (também sem ser detectado por piezômetros!) constitui uma inversão de hipóteses plausíveis e correntes de projeto que, se aplicada igualmente a todas as barragens existentes, indubitavelmente as faria flutuar rio-abaixo. De qualquer forma, quando se é chamado a apreciar uma obra existente, não se pode analisar como se fosse o caso de projetar a partir do começo: é necessário recorrer à conceituação muito mais válida (raciocínio probabilístico Bayesiano a meu ver corretamente aplicado) de considerar a *análise da mudança do coeficiente de segurança* ΔFS em função das alterações de solicitações antecipadas (e suas margens de erro admissíveis).

Resumindo a longa argumentação técnica, a barragem completou recentemente o seu enchimento com os melhores registros imagináveis de todos os instrumentos (piezômetros, recalques internos, inclinômetros, e movimentos horizontais e verticais de

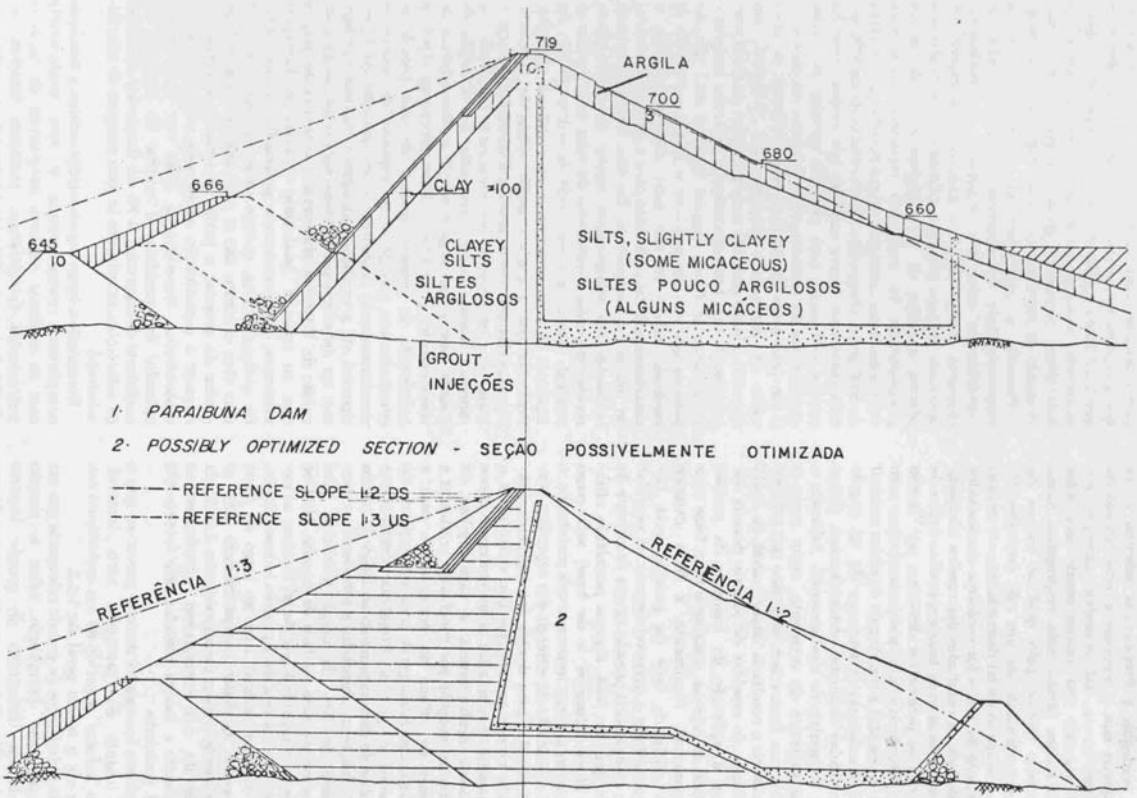


FIG.II RECENT DAMS AND SUGGESTION, GRANITO-GNEISS
BARRAGENS RECENTES E SUGESTÃO, GRANITO - GNEISS

marcos em todas as bermas). A barragem realmente configura um avanço considerável nas inclinações dos taludes em comparação com a seção inicial de Terzaghi, a despeito de materiais menos seletos.

Na seção inferior da mesma Figura, indico esquematicamente para uma barragem hipotética de mesma altura, a seção otimizada que eu empregaria (conforme o estou fazendo em outra obra recente). Os pontos principais compreendem:-

O material de enrocamento, um tanto difícil e caro, só seria empregado para as ensecadeiras de primeira etapa, e para um enrocamento de pé de jusante um tanto mais alto (o principal problema de estabilidade reside no talude de jusante) e para uma faixa um tanto alargada de rip-rap, para facilidade construtiva e economia quanto a transições (o restante da superfície de montante basta recobrir-se com refugo granular de pedra). Para um hidrograma de enchente que suba e desça rapidamente, a elevação da ensecadeira de montante para a segunda etapa poder ser feita com argila compactada (a velocidade de desenvolvimento de uma rede de precolação até a zona de jusante de uma barragem é um assunto sobre o qual estamos coletando informação interessante):

A maior parte do filtro-chaminé deveria ser inclinada um pouco para montante a fim de evitar interferência de pressões neutras da rede de percolação, sobre os círculos críticos de estabilidade de jusante, de modo a que não haja ΔFS desfavoráveis, devidos ao enchimento, para o importante espaldar de jusante;

Porem, a base da barragem no trecho central de maior carregamento deve ser retida como um contacto impermeável. Este é um item significativo na maioria das fundações, e especialmente em saprolitos e em rochas fraturadas parcialmente decompostas.

Em tais materiais as permeabilidades são frequentemente reduzidas a um décimo a um centésimo pelo efeito de fechamento das juntas; assim, um tapete argiloso a montante é muito ineficiente em comparação com um "tapete impermeável interno" na parte central da barragem, onde o contacto de cerca de 2H pode facilmente passar a equivaler a cerca de 20H e mesmo 200H, no que concerne às principais percolações pelo horizonte superior da fundação. Ademais, tanto pelo encurtamento do caminho de percolação no tapete drenante como pela redução das vazões que a ele chegam, os problemas de carga hidráulica no tapete drenante são reduzidos consideravelmente, dispensando os tapetes mais espessos e em sandwich: as cargas hidráulicas em questão só precisam ser minimizadas no que tange à estabilidade de jusante, e, portanto, no trecho final de jusante abrangido por possíveis círculos de escorregamento.

Embora tal seção não tenha ainda um só caso de precedente em operação, pode-se honestamente afirmar que é a única que incorpora a otimização de todos os precedentes de nossa experiência. Pode-se observar que mesmo numa barragem 2.5 vezes tão alta quanto as de Terzaghi, tanto o talude de montante como o de jusante foram apertados consideravelmente, e os tratamentos

para controle de percolação e subpressões foram minimizados. No talude de montante um baixo FS pode ser aceite para o caso extremo hipotético de abaixamento instantâneo da represa, principalmente em função do baixo nível de consequência, e por causa do muito baixo grau de realismo dos ensaios de rotina e das hipóteses de análise (de fato são mais corretamente condições anisotrópicas de recompressão, parcialmente insaturadas, nas quais está faltando ainda pesquisar-se para o aproveitamento em engenharia mais consciente, os efeitos benéficos da pequena porcentagem de ar retido no solo compactado). No espaldar de jusante o princípio de projeto de evitar uma mudança de solicitações provocada pelo enchimento, estabelece os benefícios conscientes de um princípio de "prestar" princípio este grandemente empregado na Engenharia Civil: em particular na Engenharia de Barragens é este o princípio muito são pelo qual a barragem de enrocamento com cortina impermeável de montante aceita taludes de jusante de 1:1.4 (próximos aos "ângulos de repouso") e é unanimemente aceite como uma barragem conceitualmente mais estáveis, não obstante tal talude. Sob tal princípio de "prestar" é desejável forçar pressões neutras construtivas um tanto maiores (sob controle), a despeito do FS de fim de construção um pouco menor, de tal forma que, se possível, o ΔFS devido ao enchimento da represa (realmente devido à dissipação remanescente de pressão neutra construtiva a despeito da geração de pressões neutras de enchimento) seja positivo, ou, no caso pior, seja mínimo se negativo. Tal conceito de projeto conta com o apoio de precedentes muito satisfatórios de barragens clássicas de construção hidráulica, nas quais a estabilidade era crítica em construção mas daí em diante melhorava inexoravelmente.

Conforme recentemente frizado (cf. V.F.B. de Mello, Relatório Geral, "Philosophy of Statistics and Probability Applied to Soil Engineering", 2nd Intern. Conf. on Statistics and Probability Applied to Civil Engineering, Aachen 1975) o princípio muito valioso de se extrair vantagens de projeto e de segurança através de Teoria Bayesiana de Decisão com base em Probabilidades Prévias, deve ser considerada com muito mais peso e proveito na apreciação de um dado caso conforme ele progride de um estado tensão-deformação-tempo para o próximo, do que na comparação de um caso com N casos prévios de condições presumidamente semelhantes.

5. Com relação o problemas de fundações de barragens de terra sobre ombreiras terrosas, coligiu-se muita experiência com relação a duas ocorrências extremamente frequentes, que são, por um lado as "argilas porosas vermelhas" compressíveis, e por outro lado os horizontes de saprolitos frequentemente subjacentes.

Para se apresentar uma perspectiva mínima global de experiência acumulada e interpretada requererá um outro trabalho extenso.

Com relação às argilas prerosas a Figura 12 meramente se propõe a resumir os dados sobre o problema que

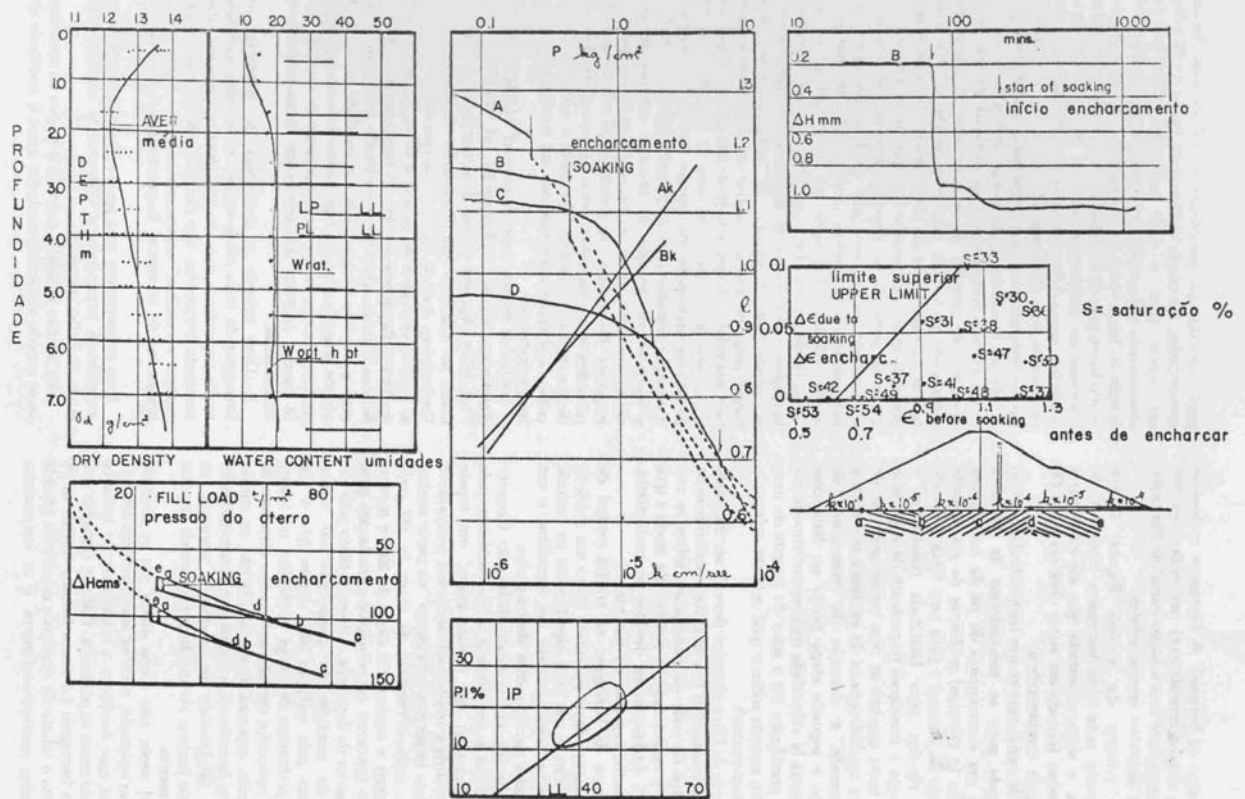


FIG 12 FOUNDATION ON POROUS RED CLAYS
 APOIO SOBRE ARGILAS POROSAS VERMELHAS

constituiu na barragem de Tres Marias uma das maiores preocupações. Calculou-se que as argilas porosas da ombreira esquerda levariam a recalques de até 2,0 m, e os recalques medidos chegaram a cerca de 70% dos valores estimados. Nos ensaios edométricos com o sem encharcamento demonstrou-se que o "assentamento de colapso" seria insignificante sob a zona central que devido a um carregamento relativamente elevado do aterro sobrejacente teria já sofrido compressões significativas (instantâneas, durante a subida do aterro, conforme se constatou). Obviamente a semelhança com problemas de loess é grande, porém com a exceção importante que como os nossos solos porosos são formados por lixiviações por infiltrações de chuvas através de milhares de anos, é impossível provocar-lhes o colapso apenas por rega ou submersão: é necessário aplicar pressões adicionais (particularmente ao redor da pressão nominal de preadensamento) e a seguir submergir.

Os recalques da fundação foram calculados ao longo do eixo para diversas seções, e calcularam-se os recalques diferenciais específicos, que passaram a ser considerados aceitáveis por formarem predominantemente uma forma de tijela (côncava para cima) e com valores geralmente inferiores a 1:200: presentemente os nossos critérios se preocupam mais com variações de inclinações, particularmente quando incorporam a forma côncava para baixo. Deve-se relembrar que numa barragem de seção homogênea é fácil contar-se com uma largura suficiente de seção (mais do que 0,3 H que seria satisfatória para barragem terra-enrocamento) que seja imune ao fendilhamento eventual, considerando a variação de condições na seção transversal e os recalques "instantâneos" com a subida do aterro. Em resumo, os problemas de recalques e de receios de fissuramento foram resolvidos mediante pequenas acomodações, de forma que não afetaram o projeto e o comportamento da barragem de Tres Marias.

Também se provou e comprovou que a permeabilidade da fundação não constituiu problema no caso. Um ponto de grande interesse neste particular é o gradiente de permeabilidades muito favorável que se cria pelas compressões significativas destes solos: a permeabilidade tende a reduzir bem significativamente sob o centro em comparação com os pés dos taludes. Infelizmente até o presente não se coletaram dados de piezômetros comprovando a quantificação de tais efeitos sobre a rede de percolação pela fundação. Deve-se frisar porém que tais benefícios deixam de se provocar sob a parte mais rasa da barragem nas ombreiras, podendo estas portanto apresentar as condições de rede de percolação menos favoráveis.

O problema importante concernente à perda de resistência destas fundações "porosas" na submersão não recebeu atenção especial. Confessemos que por felicidade tal problema não foi posto à prova no comportamento do protótipo, pelo fato de que a rede de percolação não se estabeleceu até o topo das argilas porosas, em parte devido a camadas mais permeáveis subjacentes, em parte por motivo da topografia que favorecia a drenagem transversal e longitudinal, e,

finalmente, em parte em decorrência do gradiente favorável de permeabilidades acima mencionado.

No caso de fundações de saprolitos pode-se dizer em resumo que os recalques observados tem sido muito pequenos em comparação com os que seriam calculados com base nos ensaios edométricos sobre os volumes de solo um tanto mais moles (todos os saprolitos apresentam grande heterogeneidade de consistências de materiais, lado a lado), e tais recalques tem sido essencialmente instantâneos, com desenvolvimento desprezível de pressões neutras de sobre-carga mesmo abaixo do lençol freático. Tais resultados aparentam concordar com a teoria (veja-se V.F.B. de Mello, "Thoughts on Soil Engineerin applicable to residual soils", 3rd Southeast Asian Conf. SMFE, Hong-Kong 1972) de distribuição de tensões para a equivalência de deformações. Por exemplo, na barragem de Volta Grande numa seção para a qual os recalques foram calculados entre 20 cm e 110 cm (pelas curvas edométricas mais rígidas e mais moles respectivamente) os recalques observados foram de 23 cm. Com relação a permeabilidades parece estar bem confirmado um efeito médio de compressão semelhante ao acima mencionado para as argilas porosas, embora caiba frisar que continuam a ocorrer fluxos menores porém altamente preferenciais ao longo de fraturas ou caminhos preferencialmente permeáveis. Finalmente, de novo, no setor de resistências ao cisalhamento e de deformações cisalhantes faltam dados reais convincentes, mas o comportamento geral parece ser muito melhor do que seria antecipado em função da Mecânica dos Solos convencional, possivelmente por causa do princípio de que são efetivamente os núcleos mais rígidos que sustentam a maior parte das tensões.

6. Em resumo e conclusão, procurou-se neste trabalho retratar alguns dos desenvolvimentos principais no projeto e na construção de barragens de seção predominantemente terrosa, durante a última vintena de anos no Brasil.

Embora a maioria das barragens incluem seções de concreto-gravidade no leito do rio, e seções de abraço (transição) de terra-enrocamento, nas quais os desenvolvimentos passo-a-passo tem sido igualmente importantes, e embora se deva afirmar que os verdadeiros problemas da engenharia de barragens residem nos detalhes de tais seções e das transições entre elas (detalhes esses que nem são abordados nos setores acadêmicos e nos livros de texto), tendo em vista o interesse predominante do presente trabalho nos aspectos da Mecânica dos Solos, esta apreciação concentrou-se exclusivamente nas questões da seção terrosa.

Com relação ao caso mais simples de projeto de seção terrosa sobre rocha sã, a experiência ora resumida foi predominantemente condicionada por:

(a) *Meteorologia, hidrologia e uso da água.*

Período de vazão relativamente baixa: ensecadeiras de desvio e de primeira etapa moderadamente faceis e baixas para os riscos do período de estiagem.

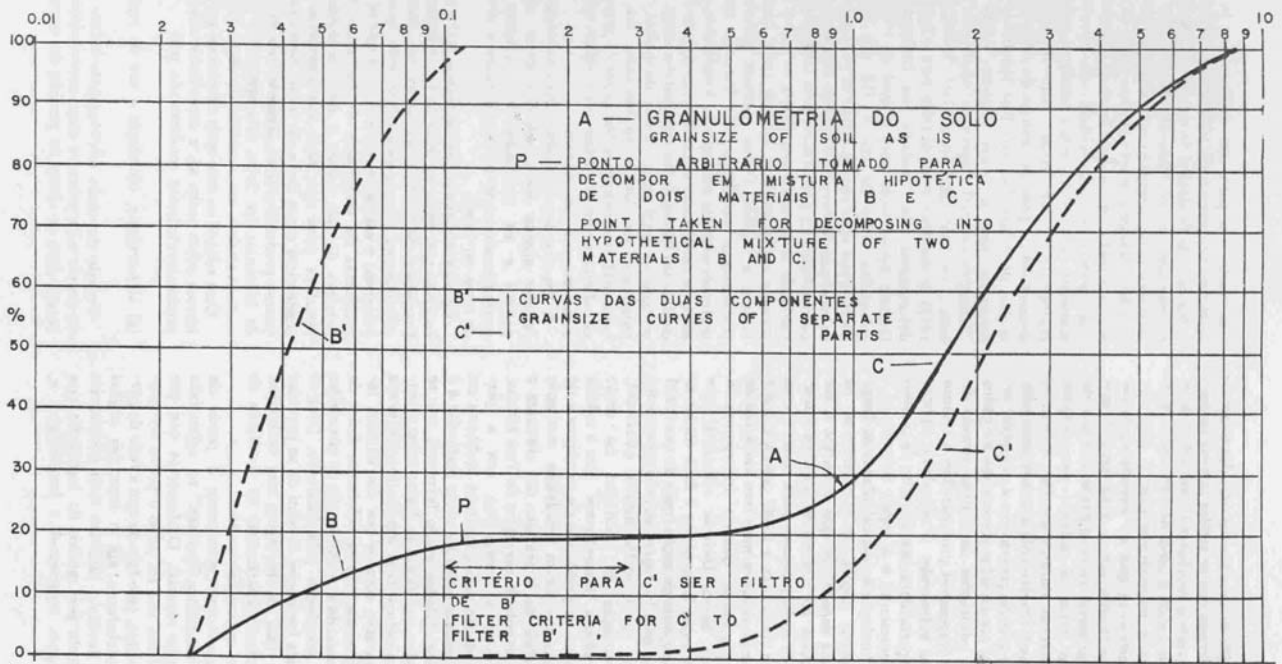


FIG. 13 SIMPLES ANÁLISE DA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA
 VERIFICAR QUESTÃO DE EROSIÃO INTERNA
 SIMPLE TEST ON GRAINSIZE CURVE TO CHECK UNACCEPTABLE
 SKIP-GRADING W.R.T. INTERNAL EROSION

Longo período de estiagem (meses de inverno, de Abril a Novembro) permitindo uma subida rápida de uma seção parcial da zona de montante da barragem, para servir de enscadeira de segunda etapa, de período de enchentes.

Vazões de enchentes relativamente grandes, requerendo comportas de vertedores com grande altura, o que permite o enchimento controlado da represa em seus níveis mais altos, se tal for desejado ou eventualmente necessário.

Abaixamento de represa proporcionalmente pequeno durante os primeiros anos de operação, e aprofundando gradativamente um tanto em ciclos anuais subsequentes.

b) Fundações

O principal problema decorrente da fundação é a sua permeabilidade maior num horizonte superior, e a permeabilidade da descontinuidade do contacto núcleo-fundação. É difícil de se avaliar, o grau de confiança das investigações é muito baixo, e não existem meios adequados de se tirar proveito, perante tal problema, dos princípios extremamente desejáveis do "preteste".

(c) Materiais.

Generalmente não se encontram cascalhos e areias convenientes.

Frequentemente se defronta com a inexistência de material rochoso, ou a rocha proveniente de escavações obrigatórias é moderadamente a muito decomposta.

Grande disponibilidade de empréstimos silto-argilosos e argilosos relativamente econômicos, insaturados, a umidades naturais próximas da ótima de Proctor. Tanto os solos residuais como os saprolitos tem sido empregados com relativo sucesso e facilidade, requerendo apenas ajustes moderados em função da grande variedade de equipamentos de escavação, terraplenagem e compactação disponíveis.

Com respeito a princípios e critérios de projeto, estritamente na área de Mecânica dos Solos, a experiência resumida com respeito ao caso simples da "seção homogênea compactada" foi aduzida para demonstrar que esta seção simples ao ponto de acadêmica, foi completamente revisada sob as imposições básicas da Engenharia, servindo por tanto de veículo para exemplificar algumas lições tais como:

(a) desafio de "precedentes" rotineiramente e implicitamente interpretados como respeito às semelhanças geométricas das seções, e incorporando algumas intuições falhas com respeito aos Parâmetros-Índice da Mecânica dos Solos convencional;

(b) necessidade de se estar pronto e ansioso a deixar que a Natureza nos ensine de acordo com o seu comportamento, revisando a teorização para estar de acordo com os fatos;

(c) obrigação de considerar o problema partindo do geral para o particular, excluindo compartimentalizações prematuras em "especialidades";

(d) uma vez que o problema condicionante tenha sido identificado, distinguir entre a preocupação científica de

aprofundar mais e mais no problema em comparação com a atitude de engenharia de "projeto para controle positivo", transcendendo ao problema mediante ação dominante.

(e) na medida do possível convidando a que os problemas dominantes ocorram durante a construção tanto para se beneficiar do "princípio do preteste" como para minimizar os riscos na fase em que a represa assume o controle, e em que quaisquer danos seriam imensuravelmente maiores.

Estritamente dentro da Mecânica dos Solos o desejo pode ser de forçar um FS de período construtivo tão baixo quanto possível, de tal forma que o ΔFS provocado pelo enchimento da represa seja pequeno: os meios à disposição do projetista são principalmente as especificações de compactação e os poros com ar no que diz respeito às pressões neutras de período construtivo, e as feições internas de relações de permeabilidades e de drenagem no que diz respeito às pressões neutras de período operacional.

Como mensagem final de ordem geral permito-me frisar a importância de se distinguir entre os problemas reais e sérios, e os que são secundários ou mesmo fictícios. Nunca caberá qualquer preocupação quanto a um futuro eventual, ou um caso presente de raridade inconcebível, em que se defronte com a inexistência de problemas. O Homem sempre encontrará problemas suficientes para satisfazer sua necessidade de "brincar", visto que em certo sentido o Trabalho é Jogo. A importância quanto ao discernimento de problemas realmente significativos nos preocupa profundamente. De um lado, a capacidade do Homem, de ver, enfrentar e resolver problemas não é infinita, mas definitivamente limitada: assim, na medida em que nos dedicamos a problemas secundários, corremos o grave risco de sucumbir sob os problemas reais que embora simultâneos tenham passado despercebidos e desatendidos. Por outro lado, nós os profissionais dos chamados países em desenvolvimento temos uma tremenda responsabilidade perante a nossa Sociedade, de evitar de cair na areia movediça da Modernização antes do Desenvolvimento; evitemos de criar prematuramente em nossas obras de engenharia as "necessidades" modernas mais sofisticadas, decorrentes de implicações de problemas de segunda ordem, antes que tenhamos desenvolvido os meios para atender a elas ou o direito de "jogar" com elas. Cada Sociedade tem o direito e a obrigação de estabelecer, em Decisão, o seu próprio nível de exigências: se começarmos a impor (prematuramente) nos países em desenvolvimento os níveis de requisitos de segunda-ordem das sociedades mais modernas à busca de seus novos problemas, estaremos fazendo nada mais do que sobrecarregando os nossos projetos com custos maiores. Desenvolvimento seguido de Modernização corresponde às séries infinitas convergentes que levam às soluções, e à satisfação: mas Modernização anterior ao Desenvolvimento seguramente representa a série infinita divergente da matemática, que só leva à frustração e ao distanciamento cada vez maior das soluções almejadas.