

OFERECE
VICTOR F. B. DE MELLO

RECOMENDAÇÕES REFERENTES A ESTUDOS GEOLÓGICOS GEOTÉCNICOS PARA BARRAGENS *

* Originalmente apresentado como Relato Geral do tema 3 no 8º Seminário Nacional de Grandes Barragens. São Paulo, nov/dez 1972.

Victor F. B. de Mello *

Sumário

- 1. *Conceituação de dados, cálculos e decisões na Engenharia Civil.*
- 2. *Conceituação de interveniência e interrelação de geologia, mecânica dos solos e mecânica das rochas.*
- 3. *Conceituação de quais os dados básicos necessários a projetos e a cálculos de projetos de barragens.*
- 4. *Seqüência de estudos geológico-geotécnicos da função da barragem.*
 - a. *Sondagens*
 - b. *Poços de exploração e de colheita de amostras indeformadas*
 - c. *Trincheiras*
 - d. *Galerias*
 - e. *Sondagens especiais*
 - f. *Ensaios especiais "in situ"*
- 5. *Seqüência de estudos geológico-geotécnicos de caixas de empréstimo.*
 - a. *Pedreiras e materiais pedregosos*
 - b. *Materiais granulares, areias e cascalhos*
 - c. *Materiais terrosos (essencialmente impermeáveis).*
- 6. *Interpretação a apresentação de resultados das investigações.*

O presente trabalho foi elaborado como o primeiro de um conjunto de trabalhos, pretendendo expor conceituações básicas sobre o tópico: as recomendações são oferecidas pelo autor, ao Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo, para revisão, digestão e reformulação, para melhor atender aos propósitos globais finais colimados. Como complemento à forma final que o trabalho assim adquira, o Departamento elaborará um ou mais trabalhos de pormenorização, que serão oportunamente divulgados como textos básicos de referência para normas, especificações, editais de concorrência e demais documentos de rotina a empregar nos trabalhos de engenharia em apreço.

Conceituação de dados, cálculos e decisões na Engenharia Civil.

Parece-nos necessário conceituar primeiramente qual é a posição do engenheiro civil perante determinado projeto ou obra. É apropriado fazê-lo de começo por com-

paração com as tarefas postas durante o curso de engenharia, tanto porque todos passamos pela experiência de uma descontinuidade entre o treino a que submetem as escolas e as principais exigências da vida profissional para a qual nos consideramos "formados", como porque espero que este trabalho atinja principalmente a grande porcentagem de jovens engenheiros que trabalham no setor civil hidrelétrico.

Perante todo o problema posto no ensino da engenharia o jovem engenheiro aceita como implícita a existência de dados (numéricos) de uma questão ou problema específico formulado, de cálculos específicos e relativamente precisos e, conseqüentemente de resultados, também numéricos, como solução ou conclusão. Assim, posto perante o problema de um projeto ou obra o jovem engenheiro começa por exigir os dados numéricos que lhe permitam desempenhar as rotinas de cálculos e soluções.

* &. Associados.
* Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Na realidade, a Engenharia Civil compreende um ato de decisão face a incertezas e não um ato de certeza. *A priori* sabemos que perante determinado comportamento ou problema "todos" os parâmetros imagináveis interferem de alguma forma, mas a tarefa do engenheiro é de excluir de consideração, em dada etapa, os parâmetros que, em determinado nível de precisão das decisões, não influem significativamente (1).

Dados, raciocínios análise-síntese (transformáveis em cálculos) e decisões constituem as componentes, a qualquer instante, no decorrer do tempo, implícita ou explicitamente: e a sucessão de fases de aprimoramento do grau de precisão em que interferem a cada instante e os três elos da cadeia (dados-cálculos-decisões) deve ser justificável pela sua maior valia gradativa.

Freqüentemente vejo exigir-se determinado programa de sondagens e ensaios etc., como tarefa prévia, a fornecer os "primeiros dados mínimos": então, não haveria dados anteriores e não haveria condições para se projetar uma barragem sobre aqueles "mínimos" de dados? Absolutamente míope é tal interpretação da tarefa e do desempenho do engenheiro! Na realidade existe, por assim dizer, o projeto de barragem de uma hora, tanto quanto existem, para a mesma barragem, os projetos de 1.000, de 10.000 e de 100.000 homens-hora de tempo em fases sucessivas de aprimoramento. O problema é que a condição de projeto de uma hora seria muito cara, não só porque o engenheiro consciente a visualizaria o tão segura quanto possível admitindo em cada parcela a condição mais desfavorável previsível, mas também porque a despeito de todas estas precauções o risco de ruína seria relativamente grande (2).

Portanto, provavelmente ao progredir da barragem de uma hora para a barragem de 1.000 horas o custo adicional de projeto seria pequeno em comparação com o barateamento da obra, tanto de *per se* como em seu risco de ruína: assim estará obviamente justificada a extensão das atividades de projeto para as 1.000 horas. E assim por diante, sucessivamente, até que se passe a incidir em condição inaceitável de *diminishing returns*, por se exagerar em extrair menos e menor valia adicional, de incrementos de esforços gradativamente maiores; condição em que seria absurdo estender as atividades de engenharia.

Resumindo, o exercício da atividade de engenharia, de decisão face a incertezas inescapáveis, pressupõe o reexame obrigatório essencialmente contínuo de cada dado novo e de sua valia. Evidentemente, porém, na prática tal *continuum* é substituído por incrementos descontínuos, pois conceitos e decisões só seriam reformulados descontinuamente quando um determinado novo conjunto de dados obrigasse a alterar significativamente o modo de se encarar determinada faceta do problema.

Cabe frisar aqui que não tem qualquer mérito conceitual a fixação do volume de engenharia a admitir em dado projeto em função de porcentagens do valor da obra, tal como os 4 a 10% freqüentemente admitidos. Tais porcentagens, criadas e divulgadas em defesa do valor do engenheiro, naturalmente servirão para indicar o que tem sido condições médias de outros casos supostamente análogos, servindo principalmente para alertar quanto à conveniência de um exame justificativo mais cuidadoso quando as condições vigentes se distanciam da média confortável.

Vê-se facilmente que, perante determinada obra, a medida que aumenta o custo da engenharia, deverá decrescer o custo total engenharia + obra (devidamente incorporados os ônus do tempo e dos riscos) e só assim se

justifica a engenharia. *Ipsa facto*, a porcentagem de ônus de engenharia aumenta tanto por aumento do numerador como por diminuição do denominador da fração, mas o teto neste processo nada tem a ver com médias de outras obras e sim com a variação da rentabilidade da própria obra (3).

Um outro aspecto a se frisar como importante diz respeito à distribuição interna do custo global de engenharia entre as principais "especializações componentes". Naturalmente almeja-se que haja compatibilidade mútua, dinâmica, nas diversas etapas. Por exemplo, que a repartição dos dispêndios em dados-cálculos-decisões de geologia seja compatível, em toda e qualquer fase progressiva de projeto, com os dispêndios colaterais nos demais setores componentes, tais como hidrologia, hidráulica, estruturas, concreto etc.

Curiosa e lamentavelmente observa-se com freqüência o caso em que se exigem ensaios de granulometria dos solos numa fase em que as estimativas hidrológicas necessárias aos projetos hidráulicos do empreendimento estão sujeitas a imprecisões de $\pm 50\%$ ou mais. De fato, uma distribuição criteriosa de verbas para as diversas especializações componentes deve variar de fase para fase, e isto dentro da variação adicional de caso para caso, sempre em função precipuamente dos dados prévios implicitamente disponíveis. Note-se que tal fato torna inaceitáveis as transposições, por supostas analogias, de países Europeus ou dos Estados Unidos para o Brasil e, dentro do Brasil, de uma região ou bacia para outra. Os conhecimentos geológicos e hidrológicos disponíveis ao público técnico através de levantamentos e publicações oficiais nos países adiantados acima citados excedem de muito, antes do início dos estudos de viabilidade, os dados que se pode levantar perante inúmeros empreendimentos no Brasil até a conclusão da fase de projeto básico (para concorrência de obra).

Assim, por exemplo, num projeto de uma hora talvez caiba atribuir 70% da preocupação a aspectos geológicos; no mesmo projeto evoluído para a fase de 1.000 horas, tal porcentagem talvez deva cair para 40%; na evolução para 10.000 horas o adicional não deveria contribuir para exceder de 30% do total; e na fase de evolução adicional para 100.000 horas eventualmente nem caberão esforços adicionais de geologia-tecnologia salvo por desejos de investimento para casos futuros, isto é, a média final de esforço geológico-geotécnico não ultrapassará criteriosa e proveitosamente (no estágio atual de capacidade de aproveitamento de tais esforços) de cerca de 5 a 10% do esforço global de criação do empreendimento hidrelétrico.

O importante não é, portanto, rotinizar (conceitualmente equivalente a aceitar como análogas as condições implícitas) ou comparar com outros países e sim apreciar os motivos pelos quais, no decorrer do avanço das etapas de determinado projeto, as porcentagens de interveniências das diversas componentes devem sofrer alteração. Por exemplo, na fase inicial ocorre uma incidência porcentual maior de esforço geológico-geotécnico, não só porque no Brasil freqüentemente pouco se conhece da geologia geral de determinado local e porque são muito maiores os riscos de ruína total por desconhecimentos de ordem geológica, mas também porque um desconhecido relativo nos setores hidrológico-hidráulicos e da estruturas pode ser atendido pelo superdimensionamento (isto é incorporação de um maior coeficiente de segurança consciente e bem definido no elemento respectivo da superestrutura) e, finalmente, porque nas fases derradei-

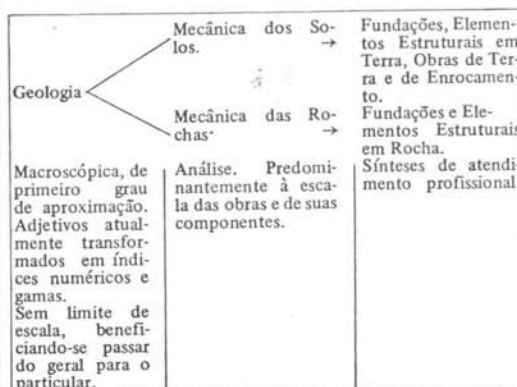
ras de projeto em que trabalhos mais meticulosos nestes campos permitem explorar-se economias adicionais, no campo geológico-geotécnico não se dispõe ainda das ferramentas que permitam tirar proveito, em projeto, dos conhecimentos adquiríveis em grau de precisão um tanto melhor.

Conceituação da interveniência e interrelação de geologia, mecânica dos solos e mecânica das rochas.

São duas as fontes básicas de raciocínio perante os condicionamentos geológico-geotécnicos em obras civis: a "geométrica" que, ditada por teorização em torno de materiais ideais, homogêneos, se aplica por condições de semelhanças geométricas em qualquer local, independentemente de peculiaridades geológicas; e a "geológica", que particulariza o problema de forma diferente e importante para cada local, tendo em conta justamente as singularidades e descontinuidades geológicas que, conforme bem demonstra toda a experiência de obras de represa, constituem o principal condicionamento do bom projeto. Entre os dois raciocínios é evidente que deve prevalecer, em todas as etapas de desenvolvimento dos trabalhos, apenas o geológico, pois que todas as investigações orientadas à busca do descontínuo geológico não podem deixar de expor simultaneamente, em sua maior parte o próprio *continuum* (encaixante do descontínuo) e o *continuum* exposto atende às necessidades do critério "geométrico" independentemente da posição em que a informação é colhida, já que a conceituação implícita em qualquer critério geométrico é obrigatoriamente a de homogeneidade. Por exemplo, o desejo de investigar o subsolo sob o eixo de uma barragem de terra decorre de uma conceituação geométrica e do fato de que a solicitação é máxima sob a crista; porém, por uma conceituação geométrica corretamente aplicada, dispensa-se realmente a execução das sondagens exatamente sob a crista, pois que quaisquer condições menos favoráveis detectadas em outros pontos deveriam ser admitidas como transferíveis para sob a crista, uma vez que quando se raciocinar sob a hipótese do subsolo homogêneo, se exige por princípio fundamental de segurança que a homogeneização seja nas condições menos favoráveis.

Deve-se reconhecer que, lamentavelmente, a maior percentagem de obras emprega predominantemente ou quase exclusivamente o raciocínio geométrico. A situação se deve ao fato de que a origem da fase moderna de quantificação de problemas do subsolo esteve associada principalmente a problemas de fundações de edifícios em lotes pequenos em que o critério geológico mingua ao ponto de irrelevância, passando a predominar critérios geométrico-estatísticos de "bem cobrir a área carregada". A Mecânica dos Solos abandonou a Geologia clássica para se quantificar. Agora, porém, que a quantificação da Geologia também já está em curso, é necessário retornar a Geotécnica à Geologia como fonte mais significativa de raciocínios. Neste particular, cabe tecer alguns comentários com relação à interrelação entre os campos afins de Geologia, Geologia Aplicada à Engenharia Civil, Mecânica dos Solos, Mecânica das Rochas e a própria Engenharia Civil. A Geologia era classicamente hermética, acadêmica como todas as Ciências Naturais originadas no século passado e alheia ou mesmo avessa à quantificação. Para sanar as duas primeiras críticas originou-se a *Engineering Geology* ou Geologia Aplicada à Engenharia Civil. Porém, tanto

a Geologia como a Engenharia Civil são campos profissionais de síntese. No que diz respeito a problemas geológico-geotécnicos, os únicos elos que os unem com possibilidade de fruição significativa são os campos analíticos da Mecânica dos Solos e, mais recentemente reconhecido e desenvolvido, o de Mecânica das Rochas. Pela conceituação científico-tecnológica, não pode ser proveitosa a alimentação direta de síntese para síntese sem passar por análise-síntese. Portanto, o fluxo tem que ser da Geologia para os campos componentes, analíticos, da Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas; e, por outro lado, no que diz respeito a problemas geológico-geotécnicos, o outro extremo do fluxo será entre a Engenharia Civil e os campos componentes da Mecânica das Rochas e Mecânica dos Solos.



Reconhece-se, portanto, que como ponto de partida é necessária uma boa Geologia, desenvolvida obrigatória e livremente com base em todos os seus recursos próprios (aerofotogeologia, geofísica, petrografia etc.). O fato de se exigir uma quantificação aproximada das afirmações anteriormente aceitáveis em nível adjetivado não constitui abertura de novo campo profissional, distinguindo a Geologia Aplicada à Engenharia Civil da Geologia pura, visto que modernamente todos os campos profissionais se quantificam.

Evidentemente admite-se que na Geologia Aplicada à Engenharia Civil só interessarão, das teorias e conclusões a que chegaria o Geólogo, as que têm utilidade para o engenheiro civil. Mas devemos ressaltar que não se pode antecipadamente aplicar limitações ao que se suponha merecer o interesse do engenheiro civil, visto que isto significaria cercar o engenheiro no exercício de suas atribuições e obrigações descritas como a "aplicação engenhosa de Física mais bom-senso"; o interesse do engenheiro é variável e dinâmico, depende do próprio engenheiro e de seu nível de engenhosidade e, portanto, é indispensável que o geólogo peque por excesso, pondo à disposição do engenheiro tudo de que dispõe, deixando assim que o próprio engenheiro escolha o que poderá ser de seu interesse em dada obra e situação.

Dados básicos necessários a projetos e a cálculos de projetos de barragens.

Como princípio básico de raciocínio já se frisou que todos os dados imagináveis são necessários e úteis até que (mentalmente) se prove o contrário. Assim, toda e qualquer norma ou rotina que estabeleça requisitos pa-

dronizados peca *a priori*, por cercar o engenheiro na sua missão conceitualmente primordial, que é a de exercer "engenhosidade" utilizando com proveito e criatividade em determinada circunstância aquilo que a outros não tenha ocorrido usar, em rotina. Cabe, porém, resumir certos mínimos de dados a prover e apreciar, por comparação com o acervo de experiência que já os indicou, em outras obras análogas, como intervenientes em grau significativo.

Em resumo, são necessários os conhecimentos do que chamaremos de Elementos de Posição referidos à geografia física, conhecimentos quanto à disponibilidade (em prazos e custos) de equipamentos, assim como de mão-de-obra, materiais e produtos fabricados, além de indicações quanto a restrições de ordem pública, legal e administrativa.

Cada tipo de barragem ou de obra chega a suscitar em graus um tanto diferenciados diversas condições de mão-de-obra, em quantidades e em qualidade de treinamento bem como toda uma série de fatores associados que passam a afetar os custos da obra. Ora, freqüentemente na opção entre duas alternativas de projeto de obra de represamento a diferença é apenas de custo, e fortemente competitiva. Assim resulta em determinada nação (ou local) e período, uma predominância de um tipo de barragem e, com a alteração de um parâmetro interveniente, altera-se o equilíbrio. Na Espanha, por exemplo, até há cerca de 10 anos não se cogitara de barragens de enrocamento, empregando-se sempre as de concreto (de tipos diversos). Mas pouco depois da introdução de grandes equipamentos de desmonte e movimento de terra e enrocamento, em função do início de relações com os Estados Unidos, as barragens de enrocamento passaram a ser preferidas em grandes porcentagem de casos. Evidentemente preços de concorrências não são valores frios e absolutos, dependendo muito dos riscos que as empreiteiras estiverem dispostas a assumir. Assim, é natural que perante um tipo de obra já enfrentado e corrente (com seus requisitos de equipamentos, processos, e pessoal) as margens de risco que a concorrente associe a seus preços sejam menores do que perante um tipo de obra localmente considerado pioneiro. Há mesmo quem afirme que a preferência pessoal de determinado projetista por um tipo de obra em que tem maior experiência constitui parâmetro válido de seleção do respectivo tipo de obra. Válido ou não, cabe reconhecê-lo realisticamente como inevitável e é este indiscutivelmente um dos setores em que se auferem grandes benefícios de fertilização cruzada através de emprego de Juntas de Consultores com experiências mais diversificadas.

A que ponto são necessárias tais informações de âmbito aparentemente tão removido dos aspectos tradicionalmente associados com a Engenharia Civil? Exatamente ao ponto em que, no aprimoramento das apreciações e das decisões de um projeto, essas interveniências se demonstrarem justificáveis no respectivo grau de evolução. Projetos foram elaborados e continuarão a sê-lo, em algum grau de aceitabilidade, sem ter em conta tais problemas. Os melhores projetos, todavia, indiscutivelmente prevalecerão gradativamente por levá-los em conta, na medida em que este esforço adicional de engenharia de projeto se comprovar rentável.

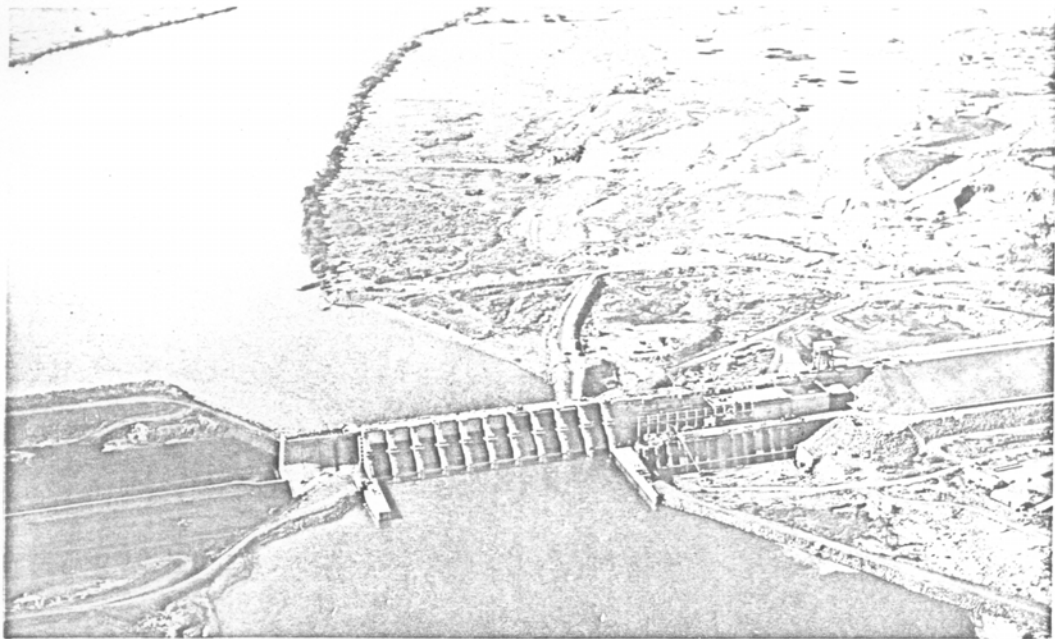
De qualquer forma, são já reconhecidos como intervenientes em primeiro grau de aproximação os dados referentes ao que chamaremos de Elementos de Posição, que se subdividem racionalmente em atmosféricos (meteo-

logia, hidrologia etc.) de superfície (topografia) e de sub-superfície (geologia, hidrogeologia, geotecnia, sismicidade etc.). No tocante aos parâmetros atmosféricos, por exemplo, as direções de ventos preferenciais e o *spectrum* de velocidade e de tempos de duração de ventos fortes ou máximos têm influência nas ondas a prever na represa, assim como no cálculo da *revanche* (sobre-elevação) com referência à maré de vento e ao eventual extravazamento das ondas por sobre a barragem. A umidade do ar e os ventos normais influem também significativamente nas possibilidades de evaporação de umidades excessivas de empréstimos argilosos a compactar e, assim, influem nas sobrepressões neutras de período construtivo e, conseqüentemente, no projeto dos taludes do maciço compactado. A própria orientação de uma caixa de empréstimo com relação ao sol pode influir significativamente perante problemas de compactação de solos argilosos, pois em muitos locais da região Centro-Sul do Brasil o sol matutino mal evapora a neblina e o orvalho do inverno, enquanto que o sol da tarde de tais períodos de estiagem evapora e seca intensamente.

No tocante à definição da Superfície com relação à qual se processa a implantação de qualquer obra, nada de especial há a comentar: o levantamento de dados topográficos, sua expressão em plantas e cortes e finalmente a interpretação apropriada de suas lições explícitas e implícitas, evidentemente têm grande relevância. Aspectos geológicos e geo-hidrológicos estão diretamente refletidos na topografia e todos os volumes de obra, cortes e aterros, arranjos de canteiros e de suas estradas etc., acentuam a necessidade de topografia fiel e significativa. Em zona de floresta, a anotação do porte e da densidade das árvores indicaria algo sobre as profundidades e densidades de raízes, influenciando na profundidade do horizonte superficial a remover; em talude de encosta, a anotação das inclinações das árvores serve de indício quanto a movimentos de escorregamento e/ou de rastejo; junto aos pés dos taludes, a observação de nascentes ou de vegetação mais viçosa serve de indicação quanto à proximidade do lençol freático; e mesmo em áreas quaisquer, para os que conheçam vegetações típicas da região, a anotação da ocorrência de cada tipo característico de vegetação serve para orientar quanto à natureza do subsolo. Todos esses parâmetros de primeiro grau de aproximação podem ser comunicados e interpretados em boas cartas topográficas.

Finalmente, no tocante aos parâmetros de Sub-superfície nos quais se concentra a atenção do presente trabalho, evidentemente não há dado que possa *a priori* ser admitido como dispensável, visto que por um lado é necessário bem definir o *continuum* (condições representativas do maciço, eventualmente homogêneo, médio) mas também, é necessário por prudência vasculhar-se os descontínuos eventuais, porquanto a experiência tem demonstrado que o comportamento crítico, condicionante e mesmo eventualmente gerador de dano e/ou de acidente decorre sempre do fato descontínuo.

Conceitualmente frisa-se pois que não há limitação quanto ao que possa ter interesse. A limitação é tipicamente apenas de como apresentar tais fatos, pois que a mente humana constitui a verdadeira limitação, incapaz de absorver e dar sentido a maior número de fatos salvo quando já representados sob o condicionamento de panoramas interpretativos, isto é, já parcialmente cerceados de flexibilidade total de reinterpretações. Outra limitação de ordem prática já mencionada é da validade do esforço de colheita e incorporação do dado adicional, em



Barragem de Volta Grande, da CEMIG, onde se empregou primeiramente entre nós o método de amostragem integral.

comparação com a aplicabilidade econômica respectiva. Retornamos ao problema dos sucessivos graus de aproximação e da rentabilidade do incremento de esforço no avanço de um grau para o próximo. Por exemplo, observe-se os graus de aproximação do tocante às estimativas de produção de movimento de terra (observe-se que a cronologia da evolução de conhecimento e exigência em nossas barragens de terra, de 1950 a 1960, a 1965 e até 1972, corresponde também à mesma sucessão de graus de aproximação aplicáveis dentro de um mesmo projeto).

A princípio adotava-se como válido descontar os meses de chuva, de modo que na região Centro-Sul era corrente admitir 9 meses de terraplenagem e 3 meses de parada total. Em grau de aprimoramento (e de evolução) passou-se a verificar através dos dados pluviométricos (chuvas diárias) os dias de chuva para desconto no número de dias trabalháveis por ano. Ainda como passo adicional, corrigiu-se o procedimento, anotando-se os dias de chuva de intensidade $> x$ mm, descontando-se como dias não trabalháveis os próprios dias de maior chuva, assim como, em casos de chuvas muito fortes, o dia subsequente. Finalmente reconheceu-se que mesmo tal refinamento é freqüentemente insatisfatório perante a economia de obras importantes, pois que só com pluviógrafo é que se pode distinguir, numa mesma magnitude de precipitação diária, entre uma chuva de curtíssima duração que pode não interromper os trabalhos senão por poucas horas (se as praças estiverem devidamente conformadas para excluir infiltrações e empoçamentos) e a chuva contínua que elimina a trabalhabilidade um a dois dias subsequentes.

Discutiu-se acima os dados necessários ao projeto, isto é, à tomada de decisões de projeto de barragens de terra-enrocamento. No campo da geotecnia, por exemplo, são indiscutivelmente necessários todos os ensaios correntes mencionados em livros e publicações e executáveis em bons laboratórios, tal como adiante se relaciona-

rá. A natureza de um solo e de seus comportamentos característicos só pode ser bem apreciada quando refletida em suas múltiplas facetas através de toda a gama de ensaios. Porém, quais são realmente os dados necessários aos cálculos de projeto, distinguindo assim as funções complexas de julgamentos ainda hoje condicionantes das decisões de projeto, das funções subsequentes de cálculo desempenhadas para comprovar e/ou rever determinados pormenores do projeto? Até 1970 os dados aplicáveis nos cálculos de projeto se resumiam a parâmetros de (1) resistência ao cisalhamento para análises de estabilidade (2) compressibilidade para cálculos de recalques e para estimativas de sobrepressões neutras (3) permeabilidade, para estudo de redes de percolação, perdas d'água e demais aspectos congêneres. Recentemente introduziu-se a possibilidade de se calcular deformações totais e diferenciais de zonas dos maciços e para tal fim passaram a ser necessários parâmetros diversos de deformabilidade. São apenas estes quatro os aspectos com relação aos quais a arte da construção de barragens chegou a formular uns princípios mínimos científicos de cálculo, permitindo substituir apreciações adjetivadas por números calculados.

Seqüência de estudos geológico-geotécnicos da fundação da barragem.

Conforme foi exposto, admite-se que antes de se iniciar as investigações geológico-geotécnicas propriamente ditas da fundação da barragem, já se dispõe de resultados da geologia local. Tal reconhecimento obrigatoriamente terá procedido por aproximações sucessivas, partindo da geologia regional e particularizando-se sobre as geologias da represa (inclusive considerando os efeitos do próprio represamento futuro, incluindo as preocupações mais recentes, de sismos que venha a acionar eventualmente e da instabilização de taludes) das imediações da barragem

e de suas ombreiras e, finalmente, da própria área de implantação da barragem e das obras auxiliares. Não faz parte do presente trabalho abordar as orientações e os métodos do que chamamos de "reconhecimento geológico": apenas cabe assinalar que obviamente algumas das ferramentas disponíveis (aerofotogeologia, geofísica etc.) que seriam empregadas para o reconhecimento geológico, retornam com aplicação muito útil nas fases subsequentes, objeto do presente trabalho.

Admitida portando a existência do conhecimento da Geologia em seus níveis de precisão preliminares, condicionante da orientação de todos os trabalhos subsequentes, passam as investigações da fundação a ser subordinadas aos campos da Mecânica das Rochas e da Mecânica dos Solos.

É indispensável esclarecer-se quanto às posições relativas e interligadas de tais campos profissionais especializados, já hoje sobejamente definidos, visto que a qualidade de serviços executados, de que depende a segurança e a economia das obras da barragem, resulta inteiramente distinta em função de serem ou não conduzidos por pessoas dedicadas às especialidades respectivas. Em nossa experiência diríamos que a distinção se estabelece *a priori* com evidência e com consequências indisfarçáveis, em função de atitudes: os que não trabalham no campo respectivo (ex. Mecânica das Rochas) como especialidade que abraçaram, procuram o mais rapidamente possível estabelecer rotinas de requisitos, métodos e interpretações e promulgar as normas e padrões respectivos. Enquanto isso, os que realmente trabalham no campo e se alimentam na dinâmica fonte de desenvolvimento provida pelas publicações técnicas especializadas do campo específico em apreço (Congressos Internacionais, revistas especializadas internacionais etc.) põem à prova idéias e técnicas, sem prejuízo da obtenção dos dados de acordo com métodos já experimentados, reconhecendo que cada caso é sempre distinto, exigindo um equilíbrio criterioso e fluido entre a aplicação de processos anteriores e a introdução de avanços e aprimoramentos de interesse e utilidade.

Como orientação preliminar do montante de serviços de investigação do subsolo que costumaria resultar (sem interferência com o critério básico de rentabilidade da exploração) julgo apropriado transcrever as seguintes informações, a título de exemplo:

a) - O Code of Practice for Site Investigation da Institution of Civil Engineers, Londres, recomenda que até 7% do custo da estrutura é admissível para investigação do subsolo;

b) - O United States Bureau of Reclamation estima o montante de 2,5% do custo da estrutura. Afirma que (ref. Earth Manual, 1960, p. 74) "estruturas hidráulicas tais como barragens requerem a descrição adequada das condições de subsolo sob a sua base até profundidade equivalente a cerca do dobro da carga hidráulica". Baseado em análise de diversas obras já construídas, segundo as publicações respectivas, conclui-se que para valor de obra civil variando entre 4 a 32 milhões de dólares, o custo da investigação variou entre 0,9 e 4,45% (este último para a barragem Monticello, valor de 8,4 milhões de dólares).

Sondagens

O primeiro passo na investigação geológico-geotécnica das fundações de qualquer barragem é a sondagem, incorporando processos de sondagem de reconhecimento (com cravação de amostrador padronizado de parede

grossa e registro do índice respectivo da resistência à penetração) no(s) trecho(s) terroso(s) e com perfuração rotativa e execução de ensaios de perda d'água rotineiros, no(s) trecho(s) não perfurável(is) a percussão e não recuperável(is) na amostragem percutida.

Para o trecho terroso, empregar perfuração a trado (sem lavagem) até encontrar o nível d'água N.A. passando a perfuração por circulação de água (lavagem) abaixo desse nível. Em casos especiais, criteriosamente admitidos e rigorosamente registrados poderão ser toleradas modificações e/ou atenuações de tais exigências. A partir de onde o revestimento se faz necessário para evitar o fechamento do furo, o revestimento deve ser cravado acompanhando de perto o aprofundamento do furo para as amostragens sucessivas: a cada cota de amostragem, com registro de Resistência à Penetração, convém marcar em coluna adicional junto ao perfil da sondagem a profundidade em metros a que estava estacionado o revestimento. Note-se que também na mesma coluna convirá registrar (o que poderá ser feito sem qualquer dificuldade, esforço, ou custo adicional) o número de golpes de energia padronizada necessários à penetração do revestimento, de uma profundidade até a próxima e assim sucessivamente. O revestimento rotineiramente empregado é o de 2 1/2 a 3 polegadas de diâmetro, que deve assim ser mantido para evitar a interveniência dos efeitos do diâmetro do furo sobre os valores do índice de Resistência à Penetração. Qualquer mudança, sempre admissível por motivos bem justificados, deve ser consignada. Também deve ser consignado se a perfuração empregou lamas (bentoníticas etc.) de estabilização do furo ao invés do revestimento, pois que os índices da Resistência à Penetração e as observações quanto ao lençol freático sofrem alterações significativas.

Para o registro das condições de compactidade ou de consistência em que se encontram os solos é importante padronizar com o emprego exclusivo do Standard Penetration Test (SPT).

Devem ser ressaltados todos os fatores intervenientes cuja padronização é indispensável (4).

Importante é frisar que haviam sido prematura e preconcebidamente divulgadas tabelas de classificação dos solos segundo a consistência (nas argilas) e segundo a compactidade (nos pedregulhos, areias e siltes) em agrupamentos tais como: argilas muito mole, mole, média, rija, muito rija e dura; areias etc., fofas, pouco compactas, medianamente compactas, compactas, muito compactas. Está demonstrado que tais classificações generalizadas não têm o mínimo sentido, por estarem sujeitas a erros de primeira ordem de grandeza na variação de profundidade e na variação de solo para solo (quando de granulação muito distinta nas areias e quando de estrutura e sensibilidade muito distinta nas argilas). Assim, recomenda-se suprimir por completo as adjetivações de consistências e capacidades, assinalando-se obrigatoriamente ao longo do perfil todos os números de golpes SPT medidos (em vários casos pode convir complementar tal anotação com um gráfico de variação dos valores SPT com a profundidade).

Ademais, no caso de se dispor de correlações estatísticas adequadas relacionando SPT com a resistência ao cisalhamento *in situ* do solo respectivo ou de solo suficientemente semelhante, tais correlações serão obrigatoriamente transcritas junto ao estrato ou horizonte ao longo do perfil da sondagem.

Convém frisar que o SPT só pode ser correlacionado diretamente com a resistência *in situ* do solo e todas as

demais correlações eventuais passam a ser indiretas, exigindo interpretações criteriosas complementares.

Sendo absolutamente indispensável a toda a sondagem a colheita de amostras representativas (granulometria inalterada) de cada extrato ou horizonte, no caso de areias muito fofas que não são retidas no amostrador, a cada falta de recuperação de amostra exige-se o emprego imediato de outro amostrador, como por exemplo o amostrador de janela, o de válvula de pé etc.

No trecho de perfuração em material rochoso dificilmente perfurável por ferramenta de percussão e não amostrável pelo amostrador percudido, exige-se a perfuração rotativa com barriletes especiais (duplo ou triplo, com pormenores especiais de preservação da amostra) para a recuperação, tanto quanto possível, da totalidade do horizonte perfurado a cada manobra. Continua a ser exigida a anotação sistemática da Porcentagem de Recuperação de cada manobra, mas isto não mais como índice de qualidade da rocha (como o foi até cerca de 1960) e sim como índice aquilador da qualidade da sondagem, inclusive para permitir ao próprio sondador se orientar quanto a medidas de aprimoramento gradativo de sua qualidade de trabalho perante qualquer material de friabilidades e rodibilidades menos comuns. Na classificação da qualidade das rochas amostradas, vários têm sido os índices de fraturamento, de alteração (grau de ataque químico mineralógico já sofrido com consequências significativas perante problemas de resistência, de deformabilidade e de permeabilidade), e de alterabilidade (suceptibilidade da rocha em seu estado atual a uma rápida alteração complementar) sugeridos por publicações diversas e inescapavelmente várias continuarão a ser proposições que advirão. Estando o assunto em fase de desenvolvimento intenso convém admitir abertamente a introdução de classificações eventualmente mais significativas. De qualquer forma, cabe ressaltar perante tal assunto uma orientação absolutamente análoga à que adiante se resume com relação à descrição geológico-geotécnica de poços de exploração, isto é, de que o que se deseja e se impõe é a transcrição de uma apreciação-síntese quanto aos problemas significativos em perspectiva: quaisquer índices que reflitam apreciações-análise não isentam o profissional da incumbência fundamental de as complementar com sua melhor estimativa dos parâmetros-síntese.

Finalizando o presente resumo das informações a colher de sondagens, cabe enfatizar a importância das observações com respeito à água e à permeabilidade do subsolo. Durante a descida da perfuração (executada sem recurso a água ou lama até se alcançar o lençol d'água) o sondador experiente percebe quando o furo se aproxima do lençol em função da saturação (capilar) do solo. A partir de tal pressentimento convém decelerar a descida do furo, particularmente em solos mais argilosos, menos permeáveis, pois que o nível d'água só é realmente observado depois que a perfuração o ultrapassou (criando diferença de carga) e a água circundante passa a encher o fundo do furo. Em argilas de baixa permeabilidade o tempo de enchimento do furo (t) é tão grande que frequentemente o sondador ultrapassa a cota do lençol freático de alguns metros e por interpretação falha, passa a registrar um nível freático mais profundo acoplado a um suposto artesianismo (que não pode ocorrer salvo na transição de uma camada muito impermeável para uma inferior nitidamente mais permeável). Evidentemente é necessário parar a perfuração assim que seja percebido o aparecimento de água no fundo do furo, passando-se a colher informações sobre a subida do nível d'água no fu-

ro até sua estabilização em termos práticos. O intervalo conveniente entre leituras depende diretamente do coeficiente de permeabilidade do solo circundante, como bem indica a tabela referida. E como as permeabilidades dos solos variam entre cerca de 10^{-1} cm/seg e 10^{-7} cm/seg em condições correntes, compreende-se facilmente como resultaria absurdo padronizar-se a obrigação, por exemplo, de "parar o furo para colher 3 observações sobre a subida do nível a intervalos de 15 minutos". É indispensável que o sondador seja instruído para ajustar tais intervalos a uma primeira estimativa do coeficiente de permeabilidade do solo (perceptível por classificação visual-táctil) e do quanto a perfuração teria ultrapassado o lençol freático circundante.

Observações adicionais sobre o nível d'água no furo devem ser colhidas em furos profundos em posições bem distintas alcançadas pelo furo e revestimento cravado, pois que nos valem em que existem redes naturais de percolação uma certa indicação preliminar sobre a piezometria hidrodinâmica pode ser obtida por tais informações de rotina. Não se costuma requerer interrupções adicionais da perfuração para a colheita destas observações, mas exige-se que se aproveite de interrupções normais, bem como de uma parada suficiente ao fim da sondagem, para o registro desejado.

No trecho de perfuração em rocha são rotineiramente executados os ensaios de perda d'água, a cada manobra, isto é, comumente a cada 3 m de perfuração. O ensaio de perda d'água assim executado é feito sob 3 pressões distintas ascendentes e a seguir sob 2 pressões de descarregamento, para se verificar a histerese no comportamento da rocha sob pressões de injeção. Sob cada pressão as observações são colhidas em vários intervalos sucessivos de tempo para comprovar adequadamente o estabelecimento de um regime constante de fluxo. Por exemplo, 3 intervalos sucessivos de 10 ou 15 minutos frequentemente se comprova ser suficiente. É prudente, porém, em cada tipo de rocha executar os primeiros poucos ensaios com uma duração total um tanto maior, só passando a uma rotina de intervalos mais restritos após a comprovação da validade de tal redução. Nesta primeira fase de ensaios de perda d'água não devem ser aplicadas restrições arbitrárias, de rotina, ao emprego de maiores pressões de injeção visto que alguns trechos de alguns furos devem ser aproveitados justamente para pesquisar a susceptibilidade da rocha à abertura de suas fendas sob pressões de injeção (o que se registra através da variação dos coeficientes de perda d'água com a pressão, em ensaios de determinado trecho). Convém ressaltar a grande importância que tem perante os ensaios em apreço o emprego de obturadores adequados (recorrendo mesmo à cimentação de pequeno trecho do furo em que se pretenda alojar adequadamente o obturador, em casos difíceis), preferindo-se o obturador de borracha mole maciça que comprime contra as paredes em comparação com o obturador de campânulas de couro e, em grau de exigência maior, recorrendo-se ao obturador de bexiga de borracha. Não raramente muita da perda d'água registrada como sendo da rocha é realmente uma perda ao redor dos obturadores quando insatisfatórios ou mal alojados.

Poços de exploração e de colheita de amostras indeformadas em bloco

Estes constituem o melhor elemento de inspeção geológico-geotécnica, e de extração de amostras indeformadas para ensaio e aprimoramento de decisões quanto a

problemas de fundações. Cabe aqui apenas resumir as principais recomendações com relação a arma tão ampla e valiosa de investigação.

Cabe esclarecer que independentemente do zelo e do pormenor com que se pretenda transmitir tais recomendações, na prática tal tarefa resultará sempre incompleta perante as necessidades reais que abrangem, por um lado, a duplicidade de campos de apoio — o geológico e o geotécnico — e, por outro, uma capacidade de aquilatar, por experiência, a que ponto determinados parâmetros visualizáveis de comportamento geotécnico são conseqüentes perante os conceitos do projeto e as realidades construtivas das obras de arte em jogo em cada caso. Em resumo, a Geologia é indispensável como plano de fundo para toda a inspeção de campo; a Geotecnia servirá de elo indispensável intermediário para suprir as ferramentas de quantificação (tanto no campo como no laboratório) de parâmetros de análise e de síntese; finalmente, a obra civil, predominantemente estrutural nos muitos casos, constitui a meta fundamental de todo esforço geológico-geotécnico a prever.

Em engenharia não se concebe a colheita de dados geológico-geotécnicos de forma abstrata e absoluta, mas tanto quanto possível, "o dado — a interpretação — a decisão" praticamente concomitantes. E isto sempre para algo, perante algo.

Inescapavelmente, perante as necessidades de um amadurecimento por experiência pessoal, qualquer transmissão de conhecimentos alheios sempre resultará insuficiente. Um princípio importante a observar em serviços de campo é que, em caso de dúvida, a colheita e o registro de dados de observação deve ser sempre em excesso, já que é fácil, em etapas posteriores de escritório, excluir por triagem o desnecessário. Em contraposição, nunca se pode voltar os ponteiros para trás para buscar dados que não foram colhidos em tempo hábil.

Observações de campo e colheita de amostra

Cabem aqui algumas recomendações importantes:

a. Durante a descida da escavação, observação visual:

- proceder primeiro à observação visual para registro da disposição de horizontes, veios preferenciais etc.;
- forte apoio em colaboração. A superfície precisa ser recém exposta para salientar colorações etc.; se necessário, remover a película superficial já afetada e/ou ume-decer parcialmente ao ponto certo para ressaltar colorações;
- colheita de informações de natureza geológica; classificação visual-táctil, particularmente sob o ponto de vista geológico-mineralógico, com descrição dos grãos predominantes em sua condição *in situ* (não manipulada). É muito significativa a aparência *in situ* quanto a grau de saturação e quanto ao provável comportamento tensão-deformação distinguindo entre o friável e o "plástico".

Para a qualificação da natureza do comportamento tensão-deformação poderíamos admitir 6 categorias distintas: *muito friável*: 0–2% de deformação específica até a rutura em ensaio de compressão triaxial; *medianamente friável*: 2 a 5% de deformação específica; *pouco friável*: 5 a 8% de deformação; *pouco plástico*: de 8 a 12% *medianamente friável*: de 12–16% de deformação; e *muito plástico*: > 16% de deformação específica. É importante salientar que a descrição adequada da textura do solo segundo esta primeira fase de

observação deve ter em mente particularmente a diferenciação no comportamento do material, que decorreria por tal textura em comparação com o solo reduzido a termos de classificação visual-táctil de solo, tal como refletido nos ensaios rotineiros de classificação da Mecânica dos Solos (granulometria e limites de Atterberg) que se realizam sobre a amostra totalmente amassada.

b. Ainda durante a descida da escavação classificação correspondente aos ensaios de caracterização da Mecânica dos Solos. É indispensável complementar as indicações de caráter predominantemente referentes à origem geológica, resumidos no item a, com a classificação do solo como material remoldado, tal como refletido nos ensaios de granulometria e de limites de Atterberg. Não se pretende que sejam realizados muitos ensaios, pois um técnico experiente pode e deve facilmente estimar seus resultados e valores prováveis, recorrendo de tempos em tempos à execução dos próprios ensaios, seja em solos representativos seja em ocorrências aparentemente excepcionais, principalmente para facultar ao técnico se afeir. Para fins de apreciação da diferença entre solo com textura *in situ* e solo após ter sido intensamente remoldado, recomenda-se repetir o ensaio em condições ligeiramente distintas, de forma a salientar a diferenciação. Como exemplo, resumo alguns casos sobejamente conhecidos como:

- a comparação dos ensaios de granulometria-sedimentação sobre volumes de solo previamente submetidos a diferentes graus de intensidade de desintegração e com emprego de defloculantes diversos;
- a comparação dos ensaios de LL% e LP% sobre amostras ao natural em comparação com as que forem secas e pulverizadas primeiro;
- a comparação do ensaio de índice de Vazios de Contração (generalização do Limite de Contração LC%, para o caso de solos insaturados) na amostra indeformada em comparação com amostras amolgadas (inclusive procedendo tal amolgamento em três setores da umidade distintos, entre o LL% e o LP%).

Estes ensaios fornecem uma boa indicação semi-quantitativa da importância da textura ou estrutura do solo, isto é, a comparação entre as inferências do item a e as do b.

c. Ainda durante a descida da escavação, observações referentes ao lençol d'água.

Para o técnico experiente é possível registrar por estimativa de primeiro grau de aproximação, o nível em que ocorre acima do lençol d'água, o topo da zona de saturação. A cota de ocorrência do próprio lençol freático deve ser registrada com cuidado.

Finalmente, no prosseguimento da escavação do poço abaixo do lençol deve ser registrada aproximadamente a vazão de esgotamento a duas ou três profundidades, de modo a se poder estimar a permeabilidade média do solo circundante. Ademais, visto que as percolações são frequentemente localizadas e preferenciais, particularmente em horizontes residuais, tais ocorrências devem ser registradas de forma descrita semi-quantitativas.

d. Durante a descida da escavação, observações síntese. Reconheça-se fundamentalmente que as observações mencionadas nos itens a e c constituem meramente a busca de "meios para um fim" e que o fim precípuo da inspeção do poço é em ordem de prioridade:

- estimativa do comportamento da massa do solo *in situ* perante problemas de rutura, de deformabilidade e de permeabilidade.
- a seleção criteriosa de posições, tanto representativas

como extremas eventuais para o lado da segurança, para a colheita de amostras de tipo indeformado, a serem empregadas para ensaios de laboratório destinados a confirmar, rever e/ou aprimorar as decisões do item acima. Assim, ainda durante a inspeção que acompanha a descida do poço, o técnico deve assinalar, de horizonte em horizonte, o seu melhor parecer sobre os parâmetros fundamentais de comportamento.

Resumo a seguir as indicações do que me pareceria mais significativo:

● *Perante problemas de rutura*: 1. resultado provável de ensaios de compressão simples, R_c Kg/cm², *in situ* e após remoldado na umidade natural; 2. prováveis equações Mohr-Coulomb, $s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$, para ensaios rápidos, adensados-rápidos e lentos; 3. estimativa do σ rutura que resultaria em prova da carga sobre placa de 0,8 m de diâmetro, conforme ensaio de rotina e de vasto acervo de experiência já acumulado em solos diversos no Brasil.

● *Perante problemas de deformabilidades, compressibilidades*: 1a. estimativa do σ ad que resultaria em prova de carga sobre placa de 0,8 m de diâmetro, analogamente ao mencionado em 1.; 1b. estimativa do coeficiente de reação do solo, (*sugrade coefficient*, ks t/m² por cm de recalque) para a prova de carga visualizada em 1. e 1a.; 1c. estimativa da pressão de pré-adensamento do solo em ensaio edométrico; e 1d. estimativa do índice de compressão do solo em ensaio edométrico.

● *Perante problemas de permeabilidade*: estimativa do coeficiente de permeabilidade média da massa do solo e indicações sobre permeabilidades e fluxos preferenciais.

e. *Amostras indeformadas em bloco*.

De acordo com as caracterizações dos horizontes e a visualização dos problemas e parâmetros geotécnicos de comportamento a conferir e/ou aprimorar, serão extraídas amostras indeformadas em bloco.

Conforme já foi mencionado são dois os raciocínios básicos de escolha de posições para a extração dos blocos: blocos representativos do comportamento médio da massa ou do horizonte e blocos que permitam caracterizar o comportamento de singularidades desfavoráveis (ex. planos de fraqueza dispostos em mergulho desfavorável etc.).

Os blocos costumam ser de 25 x 25 x 25 x a 30 x 30 x 30 de dimensão, para permitir conveniência de manuseio. Na medida em que ocorrem, dentro de tais dimensões, singularidades que sugerissem o emprego, no laboratório, de corpos de prova talhados de maiores dimensões, convirá aumentar as dimensões do bloco dentro de limites de praticabilidade. A única solução adicional quando se excederem tais dimensões seria a de recorrer a ensaios de campo, *in situ*, sobre volumes terrosos de dimensões representativas.

Trincheiras

O que os poços de exploração significam para a investigação no sentido vertical, as trincheiras rasas de exploração representam, com interesse redobrado, para a investigação no sentido horizontal. O maior interesse se deve a que, em geral, o horizonte superior abrange maior concentração de problemas para as decisões de projeto. Muito freqüentemente tais decisões têm sido relegadas à fase de obra, postergando assim um problema cujas proporções geralmente se agravarão naquela fase, isto é, o problema da decisão quanto à profundidade a que levar as remoções para assentamento das obras, e os problemas de especificação e de custos de escavação, de limpeza da fundação, e de início de execução da superestrutura.

Repetem-se com relação às trincheiras todas as indicações já resúmidas para os poços, cabendo salientar o interesse especial pela observação de continuidade do horizonte (p. ex. com relação à permeabilidade) no sentido montante-jusante. Da mesma forma a trincheira é empregada com grande interesse para acompanhar a continuidade montante-jusante de veios preferenciais de percolação ou de superfícies preferenciais de escorregamento eventual.

Finalmente cabe salientar que as trincheiras se prestam muito favoravelmente à execução de ensaios de permeabilidade *in situ*, pois existe um bom número de soluções matemáticas (com formulários e ábacos apropriados) para os casos de perdas por infiltrações de canais. Algumas das tais soluções mais correntes e aprovadas são muito convenientemente adaptáveis à realização de ensaios de permeabilidade *in situ* em cavas retangulares (6). Reitera-se a preocupação com a permeabilidade do horizonte superior, principalmente no caso de solos residuais e rochas superficiais mais fraturadas e decompostas.

Galerias

Dependendo da importância da obra é necessário abrir galerias de observação e de ensaio, preenchendo assim a lacuna de um instrumento potente de exploração como elo entre o pólo e a trincheira. O emprego de galerias, praticável independentemente do lençol d'água em rochas não muito decompostas ou fraturadas, constitui um método insubstituível de pesquisar a natureza interna do maciço rochoso em condições mínimamente afetadas pelos próprios processos de escavação (note-se porém que neste particular a sondagem de Amostragem Integral geralmente é preferível por testemunhar a rocha em sua condição essencialmente *in situ*) e a continuidade de horizontal de feições geológicas subterrâneas suspeitas (falhas, juntas, horizontes insatisfatórios etc.). As galerias são de interesse especial em fundações de barragens de concreto, em rochas menos favoráveis (ex. de Módulos de Elasticidade inferiores a 100.000 kg/cm²). Seu emprego está amplamente divulgado e discutido, inclusive com toda a gama de ensaios de deformabilidade, de resistência ao cisalhamento, de permeabilidade e de medida de tensões internas na rocha, como aspecto dos mais importantes da Mecânica das Rochas.

Exemplos muito elucidativos do grande valor do emprego de galerias de exploração foram, nas grandes obras hidrelétricas recentes no Brasil, os casos das fundações da barragem do Funil (arco de dupla curvatura) e do aproveitamento hidrelétrico de São Simão (gravidade, com aproximadamente 100 m de altura).

Sondagens especiais

Em fase mais adiantada e meticulosa de investigação, de acordo com o problema em foco e com as justificativas técnicas e econômicas dos reforços adicionais previsíveis, sugerem-se duas linhas de ataque: a de amostragem mais especializada (sondagens especiais) e a de ensaios especiais *in situ*. Sintetizando conclusões dos inúmeros desenvolvimentos promovidos restrinjo-me aos casos específicos seguintes, tanto por apoio conceitual como por experiência prática consolidada:

● Amostrador indeformado contínuo sueco (*swedish foil sampler*), desenvolvido para extração de amostras indeformadas contínuas muito longas, para verificação de descontinuidades sub-horizontais que em inúmeros

casos condicionam significativamente o projeto. Seu emprego esteve inicialmente restrito a argilas moles. Amostras de argilas de 6,8 cm de diâmetro são extraídas em comprimentos de ordem de 20 m empurrando-se o amostrador manualmente. Recentemente o processo foi desenvolvido empregando perfuração rotativa e lamas estabilizantes bentonificadas, de modo que se passou a extrair amostras contínuas até 10 m em solos não-coesivos e moles, mesmo abaixo do lençol freático (7).

• Amostras indeformadas de 4 a 6 pol. de diâmetro. O interesse na extração de amostras indeformadas de maior diâmetro se prende à qualidade das amostras para ensaios geotécnicos especiais de laboratório. No caso das argilas moles de alta sensibilidade sempre se reconheceu que a despeito dos melhores cuidados para evitar o amolgamento na amostragem, só pode ser satisfatório um núcleo central de cerca de 3 pol. de diâmetro mínimo, a ser talhado em laboratório a partir de amostras de 4 pol. de diâmetro mínimo. No caso de solos contendo partículas de diâmetros maiores (cascalhos e pedregulhos ou núcleos resistentes em solos residuais) o maior diâmetro de amostragem é exigido pelo fato de que o ensaio de laboratório para ser representativo requer que o diâmetro do corpo de prova não seja menor do que cerca de 5 vezes o diâmetro da partícula ou do núcleo.

Na extração de amostras indeformadas é indispensável observar os requisitos convencionais de a) cravação estática (ou delicada); b) espessura delgada de parede do amostrador, expressa geralmente pela Relação de Áreas (Área Ratio) inferior a cerca de 5%; c) um ajuste criterioso entre a tolerância interna (*inside clearance*), a profundidade de amostragem afetando o alívio de tensões, a tendência ao inchamento do solo e, finalmente, o comprimento de amostragem pretendida, de tal forma que o atrito interno acumulado na entrada de amostra compense as tendências naturais ao inchamento da amostra dentro do amostrador de modo a alcançar a Porcentagem de Recuperação da ordem de 100% que preserve os índices físicos do solo *in situ*. Ora, na amostragem indeformada da melhor qualidade o requisito permanente de 100% de recuperação (i. é. comprimento de amostra equivalente ao comprimento da penetração do amostrador na operação respectiva) é continuamente garantido pelo emprego de amostrador de pistão fixo. Entre estes o que mais se recomenda em argilas pouco consistentes muito sensíveis é o Amostrador Osterberg, de pistão fixo e de cravação estática por pressão hidráulica.

Em caso análogo de materiais terrosos diversos, mais duros e resistentes à penetração estática, tais como solos residuais, argilas duras e mesmo solos arenosos com um mínimo de coesão aparente, a amostragem de tipo indeformado emprega preferivelmente a perfuração rotativa muito cuidadosa com barrilete duplo (tipo Denison ou Denver (8); ou Pitcher) ou mesmo triplo.

• Amostragem Integral. No caso de materiais predominantemente rochosos porém contendo descontinuidades muito decompostas e fracas, ou mesmo fraturas abertas, reconhece-se modernamente que qualquer amostragem rotativa que resulte em menos do que 100% de recuperação de testemunho tem pouco interesse técnico visto que as descontinuidades e fraturas, cuja condição realmente determina todo o problema de fundação, constituem justamente os trechos faltantes da recuperação absoluta em 100%, nas sondagens clássicas, mesmo conduzidas sob os melhores cuidados possíveis, a qualidade das juntas não amostradas só podia ser inferida indiretamente e presumida. Recomenda-se para tais situações o emprego de Amostragem Integral.

O processo desenvolvido pelo LNEC (9), Lisboa, consiste em avançar um furo de pequeno diâmetro no centro, inserir nele uma haste que lhe é chumbada por calda de cimento e, a seguir, guiando a perfuração bem concêntrica, sobre-carotar com barrilete de diâmetro maior adequado, retirando assim testemunho anular de rocha com as suas juntas preservadas em sua posição e condição *in situ* (a menos de uma penetração de calda de cimento, facilmente detectável, nas fendas que *in situ* se abrem francamente abertas). O processo foi pioneiramente empregado entre nós nas barragens de Volta Grande, Canal de São Simão e Água Vermelha, com resultado de muito sucesso e valia inestimável.

Ensaio especiais "in situ".

De acordo com as necessidades de definição de determinados parâmetros de comportamento em maior grau de precisão, recorre-se a ensaios especiais *in situ*, entre os quais os mais correntes desenvolvidos e comprovados são os que seguem (cabe frisar que em todos esses casos a utilização do ensaio e a posição e condição específica de seu emprego têm que ser criteriosamente programados e projetados à luz de conhecimento do perfil do subsolo):

• Ensaio de palheta (*vane test*). É dos ensaios o mais recomendado para a determinação da resistência *in situ* (indeformada e amolgada) de argilas muito moles a médias. O princípio é muito simples, mas na prática é indispensável respeitar diversos pormenores de aparelhagem, de técnica e de interpretação (10) para garantir bons resultados. Em estrato homogêneo em que não se requereria a amostragem do solo perfurado afim de interpretar eventuais resultados dispersos, prefere-se o aparelho tipo Norueguês (11), de palheta retraível para dentro do torpedo. Este é cravado até determinada posição e a palheta empurrada para baixo para o ensaio, sendo a seguir retraída para nova cravação do torpedo até profundidade um pouco maior e assim sucessivamente. Assim se conseguem muitos ensaios a pequenos intervalos de profundidade, sem que o ensaio de palheta seja influenciado por problemas de furação e de alívios de tensões sob a ponta. Em contraposição o uso de perfuração ao fundo da qual a palheta penetra para cada ensaio tem a vantagem de admitir a colheita de amostra de cada posição do ensaio na perfuração posterior intermitente. Para o ensaio, a cada passo toma-se a precaução de descer a palheta até nitidamente abaixo da zona de perturbação da perfuração anterior.

As interpretações são dúbias em solos com algum ângulo de atrito rápido (não drenado), isto é, mesmo em argilas insaturadas ou em argilas muito arenosas; a aplicabilidade é específica e maior em argilas plásticas saturadas sensíveis.

• Ensaio de penetração estática de cone (EPEC, *deepseundung*). Este ensaio (Cone Holandês) tem se provado tão útil que modernamente passa a ser empregado sistematicamente como complemento do SPT, sendo melhor do que ele para indicações de resistência uma vez conhecidos os tipos de solo nos terrenos em investigação. Recomenda-se empregar a aparelhagem, as técnicas e as interpretações mais desenvolvidas, (12), modernas, que complementam a determinação da resistência de ponta R_p com a determinação do atrito lateral local AL (em pequena luva junto a ponta) e não o atrito total acumulado AT ao longo de todo o conjunto de hastes. Sugere-se mesmo que uma estimativa preliminar dos parâmetros de resistência (C, ϕ) do solo pode ser obtida considerando simultaneamente as resistências R_p e AL , cuja relação depende do valor de ϕ (13).

• Pressiômetro (ex. tipo Ménard). O método emprega como princípio básico a medida da deformabilidade de um trecho do furo de sondagem, submetendo-o a pressões internas simulando o comportamento de expansões elasto-plásticas de cavidades cilíndricas ou esféricas num maciço infinito. Os ensaios pressiométricos são conduzidos até pressão tal que defina, como parâmetros significativos (elástico e elasto-plástico) do solo, não só o módulo de elasticidade no trecho linear inicial, mas também a chamada tensão limite que corresponde, para o campo cilíndrico de tensões, à tensão aplicada às paredes do furo da sondagem, causadora da rutura geral do solo circundante. Fórmulas apropriadas de interrelação direta entre tal condição de plastificação (rutura do apoio de placas) permitem obviar as maiores dispersões e erros que entrariam numa dedução inicial C e ϕ para a seguir deduzir a capacidade de carga da sapata. Aparentemente, portanto, quando se trata de interpretar comportamentos elásticos e elasto-plásticos *in situ*, dependendo do respeito e condições de semelhança apropriadas, podem resultar interpretações com dispersões e erros menores do que os que decorrem da necessidade de primeiro extrair C , ϕ e a seguir reaplicá-los em condições mais dependentes das teorias respectivas.

O pressiômetro ainda não foi aplicado entre nós, as face a sua extensa aplicação no estrangeiro antecipo que tenha muito interesse como complemento às investigações atualmente correntes aqui. Recomendando o ensaio para os casos de solos residuais, argilas porosas e insaturadas, argilas arenosas e areias argilosas antigas com pequenas porém significativas cimentações nos contatos intergranulares. Em todos esses casos a Mecânica dos Solos convencional baseada em amostragem indeformada para ensaios de laboratório sofre de duas graves críticas: a dificuldade de amostrar condições erráticamente heterogêneas (solos residuais) e a de prejudicar de forma irrecuperável a estrutura ligeiramente cimentada dos contatos intergranulares multi-seculares.

• Ensaios de permeabilidade *in situ* (inclusive o tipo Le Franc e outros executados na própria sondagem). Inegavelmente os problemas de permeabilidade transparecem como fundamentais na investigação das fundações de uma barragem. Pode-se afirmar, porém, que neste assunto ocorrem as falhas mais frequentes e maiores de conceituação, de técnica de execução e de interpretação.

Em primeiro lugar, quanto às necessidades do projeto, temos que reconhecer que a rede de percolação, usada para todas as decisões de primeira instância do projeto (pressões hidrodinâmicas, vazões, gradientes hidráulicos, subpressões etc.), depende principalmente de relações de permeabilidade entre as principais camadas. As vazões (freqüentemente de muito pouco interesse entre nós por comparação com a fluvimetria e as evaporações) de perda d'água dependem de um valor médio ponderal das permeabilidades; e os maiores problemas de segurança perante carreamentos dependem principalmente de permeabilidades preferenciais ao longo de descontinuidades.

Os ensaios de permeabilidade *in situ* servirão, quando bem programados e conduzidos, para a determinação de um valor médio ponderal da massa terrosa circundante efetivamente suscitada; porém é necessário lembrar que o valor que realmente interessará à barragem é aquele que resultará após a compressão da fundação sob o peso da barragem. Assim, em inúmeros casos é indispensável aplicar fatores de correção ao resultado do ensaio *in situ*, tendo em mente ensaios de adensamento permeabilidade executados sobre blocos indeformados.

Para a determinação apropriada de relações de permeabilidades (que nas decisões de projeto devem sempre ser tomadas sob hipóteses pessimistas que afetem a rede desfavoravelmente perante o problema em apreço) na maioria das vezes será suficiente estimar-se os coeficientes de permeabilidade por caracterização visual-táctil apoiada, conforme necessário para o engenheiro incumbido de tal caracterização em ensaios rotineiros de laboratório.

Os ensaios de permeabilidade *in situ* praticamente não podem servir para tal função de determinação das permeabilidades relativas de camadas diversas, salvo em condições muito especiais de camadas diferenciadas e ensaios muito bem programados para as suscitar separadamente. Isto porque todo ensaio de permeabilidade *in situ* depende de uma fórmula para a extração de seu resultado e tais fórmulas são deduzidas por redes de percolação para condições ideais, simplificadas (as hipóteses de dedução são raramente transmitidas).

Finalmente, para a determinação de permeabilidades ao longo de descontinuidades e veios preferenciais, os ensaios *in situ* só podem fornecer indicações se forem acompanhados de determinações de gradientes ao longo do veio (piezômetros) e de velocidades de fluxos respectivos, mediante corantes, tracers etc. Inúmeros são os casos comuns de ensaios de permeabilidade *in situ* (veja p. ex. o "Earth Manual" U.S.B.R.) disponíveis para aplicação. São geralmente preferidos os ensaios de bombeamento aos de injeção, tanto porque uma delgada película argilosa que colmate as paredes do furo, por motivo da suspensão de argila na água, afeta significativamente o resultado, como porque existem riscos de se provocar "fraturamento hidráulico" quando a pressão neutra aplicada exerce a pressão efetiva de peso de terra. O ponto fundamental é que a posição do ensaio e o dimensionamento de seus pormenores devem ser programados tendo em conta a secção do subsolo e a aplicabilidade de determinadas hipóteses e a fórmula conseqüente.

Não se pode recomendar, portanto, a exagerada simplificação a que freqüentemente se recorre da execução de ensaios na extremidade inferior de furos de sondagem de reconhecimento, durante a própria execução da sondagem (ensaio Le Franc e outros semelhantes) salvo se a secção do subsolo já for conhecida. Quanto a tais ensaios executados aproveitando do próprio revestimento cravado na sondagem, é necessário frisar também que as fórmulas respectivas sempre admitem a vedação perfeita do caminho preferencial de fluxo ao longo do contato externo revestimento-solo. Ora, só em solo argiloso plástico com a cravação do tubo adiante da perfuração é que tal hipótese se garante. Assim, na grande maioria dos casos, o resultado fica fortemente viciado pela inobservância de tal condição de vedação. Nos demais solos pode-se resolver o problema a contento jogando pelotas de argila plástica ao fundo do furo, socando-as para embuchar o fundo com argila, para a seguir cravar o revestimento para vedar contra esta bucha.

• Ensaio de perda d'água específica em rochas. Durante a perfuração rotativa em materiais rochosos é necessário executar ensaios de perda d'água sob pressão, dentro de uma programação de rotina: é corrento o ensaio a cada manobra (cerca de 3m), um ciclo ascendente-descendente de 5 ensaios sob pressões diferentes para avaliar a influência da pressão sobre o coeficiente de perda d'água e um mínimo de 5 leituras sucessivas de 5 em 5 minutos sob cada pressão de ensaio para alcançar a constância de vazões.

Como ponto inicial é necessário escolher criteriosamente o obturador (obturador de múltiplas campânulas de couro, obturador maciço de borracha comprimida para apertar contra as paredes do furo e obturador de bexiga) porque grande número de ensaios resultam viciados por defeitos de obturação que não são facilmente detectáveis. No caso de dúvida sugere-se cimentar um trecho do fundo do furo e reperfurar para alojar o obturador contra o trecho cimentado.

Quanto às pressões de ensaio é corrente empregar-se primeiro uma pressão baixa, quase hidrostática; depois uma pressão entre 75% da carga prevista do represamento futuro; a seguir pressão de ordem de 150% da carga de represamento ou, em certos casos, pressão eventualmente bem maior para testar, através da mudança do coeficiente de perda d'água, o limiar de dano da abertura irreversível das fraturas da rocha; e, em outros dois ensaios, em ciclo descendente, retornar às pressões do 2.º e 1.º ensaios. A interpretação de tais ensaios tem sido prematura e muito erroneamente, rotinizada pois ainda constitui assunto controverso (14). Basta lembrar que o estado de tensão a que é submetida a rocha ao redor do furo de ensaio (tipo tração) e a rocha sob a percolação da barragem são absolutamente distintos, sendo o primeiro obviamente muito desfavorável em comparação com quase toda a fundação da barragem. De qualquer forma, é preciso frisar que os ensaios feitos rotineiramente durante a perfuração são apenas um índice grosseiro da qualidade média da rocha. Problemas de percolação d'água em rochas são, via de regra, problemas de percolações preferenciais em fendas. Recomenda-se enfaticamente que em todos os trechos em que tenham ocorrido perdas maiores digamos, do que 3 litros por minuto por metro por atmosfera, a pesquisa seja aprofundada empregando obturadores duplos — inferior e superior — e tentando isolar a fenda de modo a ensaiá-la separadamente. Para esta fase de ensaios complementares, os únicos realmente significativos para as decisões de projeto, não cabe estabelecer normas nem recomendações de rotina; o que se exige é que a natureza da fenda perante problemas tensão-deformação e de percolação seja pesquisada e entendida.

● Ensaios dilatométricos em sondagens rotativas. Para a caracterização da deformabilidade de rochas de fundação sugere-se o emprego de ensaios dilatométricos (15) em sondagens rotativas especiais.

O assunto passa a merecer atenção maior à medida que o porte das obras tem aumentado, a qualidade das rochas de apoio leva a suspeitar de módulos de elasticidade menores, por exemplo E 50.000 kg/cm² ou também de horizontais fortemente diferenciados em E podendo levar a redistribuições significativas de tensões e deformações e (importante relembrar) os métodos de análise permitem levar em conta tais aspectos, por exemplo através de cálculos por elementos finitos ou por ensaios em modelo. Os ensaios dilatométricos foram empregados com sucesso na investigação das rochas de apoio da barragem do Canal de São Simão e para a de Água Vermelha.

● Módulo de elasticidade pelo macaco plano em fenda aberta no maciço. Por objeções óbvias quanto à determinação do E pelos tradicionais ensaios de prova de carga sobre placa ou sobre a superfície de túneis, que ensaiam predominantemente os volumes de rocha adversamente afetados pela escavação, atualmente se recomenda empregar, como complemento aos ensaios dilatométricos de profundidade, os ensaios de módulos

de elasticidade pelo método dos macacos olanos (16). Em tais ensaios, ainda em investigação e formulação, exige-se sempre o emprego de mais do que método independente de ensaio, não só para conferir resultados, mas também para melhor apreciar a natureza da rocha através da própria grandeza das diferenças entre métodos de ensaio. O método está sendo aplicado na investigação das fundações da barragem do Canal de São Simão.

● Ensaios de cisalhamento *in situ* em rochas fraturadas. Em fundações de barragens de concreto, quando ocorrem juntas sub-horizontais que possam comprometer a estabilidade perante o cisalhamento, cabe realizar ensaios de cisalhamento direto para investigar os parâmetros de resistência da junta.

Já é rotineiro executar-se ensaios tipo cisalhamento direto, em blocos de rocha moldados *in situ*. Considerando a grave responsabilidade associada à eventualidade de rutura da barragem por cisalhamento pela fundação e considerando o custo elevado da execução de um programa significativo de tais ensaios *in situ*, só se pode reiterar o fato de que o assunto deve ser criteriosamente programado e projetado em cada caso específico. Antes da execução de ensaio *in situ* sobre área maior convém caracterizar, através de ensaios testemunho rotativos (diâmetros até 10 a 15 cm) são amostrados corretamente o comportamento associável a cada tipo de junta. No caso de juntas um pouco mais profundas e ainda de interesse, o trecho superior da perfuração pode ser barateado enormemente pelo uso de uma Drillmaster, limitando a perfuração rotativa cuidadosa ao trecho da rocha que contém a junta. Também com relação ao próprio ensaio *in situ* em bloco de maiores dimensões convém extrair testemunhos contíguos da mesma junta, para correlacionar com os ensaios acima; e é indispensável, ao fim do ensaio, abrir, expor e caracterizar completamente a junta ensaiada.

Cabe à Geologia e ao projetista definir o "corpo sólido", separável pela junta. Perante tal aspecto interessam as ondulações e/ou rugosidades à escala das dimensões da obra. Porém perante o problema da Mecânica das Rochas de interpretar os parâmetros de resistência aplicáveis, cabe atenção particular às rugosidades de escala de mm a cm (deformações máximas a visualizar) e de dezenas de centímetros (em proporção às espessuras da junta que absorveria a deformação cisalhante). Finalmente, o interesse em ensaiar determinada junta depende fortemente do projeto, pois que frequentemente a resistência ao cisalhamento ao longo de determinada junta sub-horizontal só é condicionante se o ângulo de atrito a atribuir tiver que ser inferior a 30º ou 35º.

● Ensaios com cilindro sensível. No caso de rochas densas e friáveis ocorre frequentemente a necessidade de se investigar o estado de tensões internas da rocha, pois que as escavações da própria obra podem provocar fraturas significativas, alterando a condição da fundação. Já ocorreram entre nós casos de rochas sãs, excelentes, terem que ser removidas a frio, após o desmonte cuidadoso do projeto, pelo fato de se terem desenvolvido fraturas novas, atribuídas ao alívio das tensões internas.

Na falta de qualquer informação sobre o assunto convém em cada local começar a investigar por rotina, em um a dois furos, até que se adquira algumas indicações sobre os estados de tensões internas de nossas rochas e de sua tectônica presumida. Gradativamente, à medida que tais informações forem coligidas, se acumulará experiência que permitirá dispensar tais investigações em muitos casos. Atualmente tais investigações estão em

curso na barragem do Canal de São Simão e serão também conduzidas em Água Vermelha (17).

Seqüência de estudos geológico-geotécnicos de caixas de empréstimos.

Uma primeira noção dos materiais disponíveis para a construção das obras decorre da apreciação geológica preliminar, cabendo ao geólogo apontar em primeiro grau de aproximação quais as melhores disponibilidades e localizações de materiais pedregosos, arenosos e impermeáveis. Por exemplo, em região de siltitos e de solos residuais da decomposição de siltitos é obviamente difícil localizar-se cascalhos e areias naturais. Cabe ao geólogo assinalar as pedreiras das quais teriam que ser produzidos os agregados graúdos e finos (além da pedra) e somente ele é que pode convenientemente delimitar a área regional do silito, indicando as localizações de outras rochas (quartzitos etc.) capazes de prover areias naturais etc. (o exemplo citado assemelha-se ao caso da barragem de Três Marias).

Porém, imediatamente após a formulação da orientação geológica preliminar, o assunto passa a pertencer ao âmbito da Engenharia Civil ocorrendo uma interação de contribuições mutuamente complementares do geólogo e do engenheiro projetista, sob a orientação deste. Múltiplas são as variantes de projeto disponíveis para atender a condições de maiores ou menores provimentos naturais da geologia. Na conceituação moderna é muito mais eficaz que o engenheiro assuma a posição de agente ativo, mesmo pseudogeológico, do que se restrinja à função fatalística de encontrar ou não a formação geológica favorável. Por um lado um fator de custo pesado, proibitivo, é o transporte de materiais necessários em grandes volumes; por outro lado, o "primeiro empréstimo" a considerar em qualquer obra é obrigatoriamente dos produtos de escavações obrigatórias requeridas pelo projeto (geralmente para implantação das estruturas de concreto das obras hidráulicas etc.); finalmente entre as diversas modalidades de Seções Típicas disponíveis para se projetar barragens, algumas evoluíram e foram desenvolvidas no sentido de minimizar os requisitos de um ou outro dos principais materiais geológicos eventualmente em falta ou de custo elevado.

Em resumo, a apreciação preliminar de disponibilidade de materiais construtivos é orientada pela geologia, mas logo a seguir os estudos geológico-geotécnicos de fontes de materiais construtivos passam a ser conduzidos por estreita interação entre o engenheiro projetista (como proponente ativo), o geólogo (como informador descritivo) e o engenheiro de materiais (como pesquisador em pormenor das propriedades de engenharia — *engineering properties* dos materiais em estudo); tudo convenientemente sob a coordenação do primeiro.

Pedreiras e materiais pedregosos

Uma primeira indicação e definição de pedreiras potenciais decorre estritamente do reconhecimento geológico e da descrição da litologia, da estimativa da cubagem de volumes (área e espessura) da formação e da apreciação de primeiro grau de aproximação dos fatores condicionantes da exploração. Entre estes, alguns são evidentes:

a) — Espessura e volume de estéril a remover e estabilidade do corte respectivo especialmente se a pedreira é de pé de encosta ou de meia-encosta. Quanto ao estéril, um fator freqüentemente esquecido é que praticamente to-

dos os materiais de remoção obrigatória podem ter aplicação judiciosa e conveniente em aterros, inclusive do maciço da barragem, desde que o projeto o preveja criteriosamente; assim, um volume maior de estéril não passa a vetar *ipso facto* uma pedreira, especialmente se esta estiver muito próxima em comparação com outras alternativas;

b) — Dureza de rocha, afetando custos de perfuração para desmonte e todas as operações posteriores (britagem etc.) em que aumentam os ônus de desgaste de equipamentos.

c) — Sistemas de juntas, natureza de suas superfícies (quimicamente alteradas ou não etc.) e espaçadamente entre elas, como um dos fatores primordiais, que condicionará os tamanhos dos blocos a resultarem do desmonte. Observe-se que dois outros parâmetros fortemente condicionantes são as tensões internas na rocha e o próprio projeto da perfuração e detonação para o desmonte; e

d) — Fatores de qualidade física e química de desgaste e desintegração do tipo litológico em manipulações subsequentes entre o desmonte e o emprego final da pedra.

Para o aprimoramento das primeiras estimativas todos os fatores acima resumidos podem e devem ser aprofundados através de sondagens rotativas. Não há necessidade de ensaios de perda d'água sob pressão. As sondagens devem empregar todas as técnicas disponíveis, correntes, para conseguir o tanto quanto possível uma recuperação de testemunhos ao redor de 100%, sem, porém, sugerir o uso de amostragem integral, pois que em zonas de pedreiras não há qualquer interesse em se pesquisar o descontínuo, a fenda ou vazio. Nestes testemunhos convém observar cuidadosamente a maioria dos índices de qualidade desenvolvidos e divulgados com correlações empíricas aproveitáveis (ex. número de fraturas por metro, distinção entre fraturas reais da rocha-oxidadas etc. e as fraturas frescas atribuíveis aos esforços da perfuração, e, inclusive, no caso de juntas potenciais ou cimentadas por deposições químicas, a estimativa da resistência de tais cimentações às manipulações futuras em obra; índice de alteração e de alterabilidade; resistência a ciclos de secamento-molhagem, às desintegrações por sulfato de sódio e por etileno glicol; ao desgaste mecânico pelo ensaio Los Angeles etc.).

Considerando que nos horizontes fortemente decompostos a recuperação é freqüentemente baixa a despeito dos melhores cuidados usuais e que, por outro lado, o interesse que tais horizontes (geralmente predominantes no estéril acima da rocha sã) devem despertar para aproveitamentos colaterais, recomendam-se algumas facetas de investigação obrigatórias que não raro são esquecidas: 1. nos trechos em que a recuperação é baixa ou quase nula exigir a cravação intermitente de amostrador de percussão (com registro do número de golpes para estimativa da consistência), permitindo a recuperação de pequena amostra representativa para classificação visual-táctil; 2. emprego de algumas sondagens concomitantes de bitola diferente, maior, para aquilatar as conseqüências de uma diferença de intensidade de desgaste de perfuração sobre a amostragem; e 3. abertura de poço de exploração ao lado de uma ou outra das sondagens, para comparar no exame visual-táctil as indicações de um furo corrente (condições extremamente confinadas) com as de uma escavação parcialmente confinadas).

Um problema que merece a maior atenção é o do aproveitamento de materiais pedregosos menos sãos, que

tem encontrado certa resistência porque não encontra muito apoio de literatura técnica, não tendo constituído preocupação comum dos países mais desenvolvidos nórdicos. Por outro lado, o problema compreende inescapavelmente um programa de investigação a longo prazo. Não se entende, porém, que por um programa ser de longo prazo, automaticamente se adie o seu início; a atitude óbvia seria a contrária, de começar o quanto antes. Acresce que perante problemas de desintegração e decomposição as observações visuais são sempre desfavoravelmente exageradas por corresponderem só à superfície exposta. Também os ensaios laboratoriais sem a confirmação de experiência *in natura* não chegam a merecer muita fé. Assim, a única sugestão que se pode fazer é de se começar imediatamente a empregar os materiais menos são, porém restringindo seu uso a situações de menor responsabilidade, de observação fácil e programadamente sistemática e de manutenção ou eventual substituição economicamente aceitável. O ponto fundamental é que em materiais desagregáveis e alteráveis a pesquisa da qualidade e condição *in situ* tem muito pouco sentido considerando as acentuadas alterações que se produzem no desmonte, no manuseio e na compactação. Exigem-se ensaios de campo, mas estes também só têm sentido quando procedidos nas condições (equipamentos etc.) que a empreiteira aplicará na obra. Assim, é imprescindível que se criem no projeto condições para colocar materiais suspeitos em zonas de compactação experimental aproveitáveis sem maiores riscos para a constituição do maciço.

Materiais granulares, areias e cascalhos

Uma vez localizados, por orientação geológica, os prováveis areais e cascalheiras, passa a ser necessário pesquisar as condições de ocorrência dos materiais respectivos.

Sob o ponto de vista técnico basta definir a granulometria do material, o que requer a retirada de amostras representativas. Porém, sob o ponto de vista prático de exploração é necessário determinar adequadamente a espessura e qualidade do estéril (classificação visual-táctil e indicações de consistência) para aquilatar os equipamentos e processos construtivos de sua remoção e o possível aproveitamento do material (por exemplo, um material argiloso pode ser escavado como se fosse empréstimo até pouco acima do lençol freático, deixando de ser aproveitável quando as máquinas ameaçam atolar e o solo se apresenta saturado, não compactável); o nível do lençol freático; a espessura do depósito em investigação; a homogeneidade ou heterogeneidade da granulometria do material, tanto na vertical como na horizontal (neste particular é preciso distinguir entre variações à escala dos decímetros a metros, dentro do volume escavado a cada caçambada ou carregamento de caminhão e variações à escala das dezenas de metros que sugerissem ou permitissem aproveitamento separado em zoneamentos no maciço); as necessidades de peneiramentos e/ou lavagens em função das granulometrias e de suas heterogeneidades na vertical e na horizontal.

Tipo de perfuração e amostragem

Considerados os aspectos anteriores cabe frisar que via de regra não podem ser admitidos para a investiga-

ção de areais os chamados métodos mais econômicos de perfuração, compreendendo uma mera perfuração e amostragem por lavagem abaixo do N.A. (ou o emprego deste último procedimento em toda a extensão do furo, como às vezes tem sido empregado). Não se compreende como é que pode ser visualizado um procedimento mais simplificado do que o da sondagem de simples reconhecimento sem prejuízo da confiabilidade e qualidade dos resultados. E, realmente a economia eventual é irrisória, sendo muito mais corretamente alcançável pela redução do número de pontos de sondagens ao invés da tolerância quanto à qualidade respectiva.

Sem o revestimento, as amostras vêm adulteradas por mistura de materiais desbarrancados das paredes do furo; também limita-se significativamente a profundidade da perfuração. O processo de perfuração só por lavagem prejudica a determinação do N.A. A "amostragem" lavada é absolutamente inaceitável justamente por lavar a amostra. A amostragem meramente a trado não merece confiança acima do N.A. em materiais grosseiros não-coesivos e na maioria dos materiais abaixo do N.A..

Em resumo, sugere-se o emprego de sondagens de simples reconhecimento. No caso de cascalheiras, exigindo o aumento do diâmetro, tanto do furo como do amostrador, o processo análogo admissível é o da perfuração pelo sistema das estacas Strauss e a amostragem criteriosa pelo balde respectivo. Em tais casos, para conferir, recomenda-se estabelecer correlações das granulometrias no trecho acima do N.A., comparando as amostras extraídas do balde com amostras coletadas em poço ou vala. No caso da barragem do Canal de São Simão os imensos depósitos de cascalhos foram assim investigados, estabelecendo-se a contento a necessidade de pequena correção nas curvas de granulometria das amostras do balde por existirem algumas pedras demasiado grandes para nele entrarem e porque algumas pedras foram fraturadas pelo balde. Em tais casos sugere-se também o emprego comparativo de furos e baldes de diâmetro diferentes.

Disposição dos furos e da amostragem

Quanto à distribuição dos furos em planta e das profundidades de amostragem em cada furo cabe comentar que freqüentemente se desperdiça trabalho em reduzir o espaçamento da malha de furos por falha de conceituação. A malha de furos de 100 em 100 m não constitui uma melhora com relação à malha de 200 x 200 m, salvo pelo aumento do número de furos (pouco útil após um número mínimo representativo). As variações à escala dos 200 m e dos 100 m em depósitos de areias não são diferentes. Assim, após pesquisada uma malha básica da escala de dezenas a centenas de metros para a cubagem, o que interessará é realizar furos adicionais, de investigação da variação à escala de decímetros a metros, portanto muito próximos a alguns dos furos da malha básica. Assim também quanto às profundidades de amostragem. Em alguns dos furos iniciais exige-se a amostragem praticamente contínua e a seguir o espaçamento entre amostras é criteriosamente aumentado.

Ensaios

Quanto aos ensaios a que as amostras serão submetidas recomenda-se, além dos ensaios rotineiros de granulometria, os seguintes cuidados, tendo em mente condições correntes entre nós: a distinção entre granulometria ensaiada "a seco" e "lavada"; ensaios

de desintegração (desgaste mecânico etc.) e de alterabilidade dos grãos (maiores); determinação em separado das densidades das partículas maiores (para uso em cálculos diversos de índices físicos do solo contendo cascalho); ensaios de densidade máxima e mínima; ensaios de lavagem (para verificação do grau de aderência da película de argila e/ou de "ferrugem" que frequentemente recobre os cascalhos de depósitos mais antigos e que torna suspeitável seu emprego). Observa-se que no tocante ao problema da lavagem uma conclusão final pode requerer o ensaio em lavoura à escala da que for empregada na construção.

Finalmente, de acordo com as necessidades do projeto e as especificações construtivas procede-se aos ensaios de resistência, compressibilidade e permeabilidade. No caso de materiais granulares finos tais ensaios serão de laboratório. Porém se se tratar de cascalhos de granulometria extensa, bem ou mal graduada, e/ou de grãos sujeitos a quebras, só terão sentido ensaios de campo sobre pistas experimentais de compactação.

Materiais terrosos

Todo e qualquer material terroso pode ter aplicação criteriosa na construção de barragens, desde que os parâmetros de comportamento sejam adequadamente previstos. Materiais orgânicos, micáceos, exageradamente silteosos e com acentuada proporção de sais solúveis têm sido afastados rotineiramente, embora os limites quantitativos de aceitabilidade estejam atualmente indefinidos. Quanto à condição de impermeabilidade desejada (para núcleo de barragem de enrocamento) cabe frisar que depósitos glaciares de granulometria muito contínua desde as pedras de mão até o tamanho argila (cerca de 5 a 10%) têm sido empregados com sucesso em várias grandes barragens, já que por um lado a elevada densidade (aproximadamente $2,2 \text{ t/m}^3$ de densidade aparente seca) garante permeabilidades muito baixas (inferiores a 10^{-7} cm/seg); por outro lado, o que mais importa é a relação de permeabilidades entre o núcleo e os espaldares (o que tem sido conseguido pela mera exclusão dos finos do mesmo depósito para o emprego do material nos espaldares) e, finalmente, coeficientes de permeabilidade inferiores a 10^{-5} cm/seg já são suficientemente baixos para atenuar as perdas por infiltração.

Quanto à coesão de solos argilosos desejados, cabe lembrar que na maioria dos projetos o parâmetro de coesão costuma ser desprezado nas análises de estabilidade por prudência (a meu ver frequentemente descabida) quanto à permanência da coesão a longo prazo; portanto, não se registram casos de procura por materiais mais coesivos, salvo por orientação muito moderna — ex. na crista da barragem de Mica — em busca de maior resistência à erosão na eventualidade de extravasamentos súbitos por ondas provocadas por escorregamentos de terra para dentro da represa, como foi o caso de Vajont.

Também quanto à plasticidade dos solos argilosos, procurada para casos em que se teme recalques diferenciais capazes de fissurar a barragem no sentido montante-jusante, o assunto é muito complexo, de tipo de material, de condição de compactação e de seção de projeto a adotar, de modo que simplificá-lo no sentido de meramente buscar materiais de maior índice de plasticidade (ex. $IP > 15$) representa condição sempre desejável mas não necessária ou suficiente.

Em resumo, a busca por materiais terrosos a investigar como empréstimo impermeável constitui o campo

das mais amplas decisões de projeto em processo iterativo de ensaios apropriados, de adoção de seção da barragem e de estimativas de custos. Na grande maioria dos casos, porém, as variações de materiais entre areias argilosas, siltes argilosos, argilas arenosas e argilas silteosas que ocorrem como "famílias ou grupos" de curvas de compactação Proctor nas investigações das volumosas caixas de empréstimo terroso não têm maior significado perante o comportamento a antever do produto compactado. Exigem sim pequenas e criteriosas adaptações de equipamentos e especificações construtivas para a obtenção do produto compactado visualizado (assunto em que, porém, influem também tão ou mais significativamente parâmetros tais como os índices físicos do solo *in situ*, as espessuras a escavar, as distâncias de transporte etc.).

Um dos grandes erros e crimes que se tem praticado repetidamente na engenharia de barragens de terra entre nós é a difusão infundada de uma noção de que se deseja solos argilosos, a ponto de se rejeitar os demais, quer mudando de caixa de empréstimo para mais longe de modo a só explorar um recobrimento mais argiloso superficial, quer tentando explorar seletivamente certos horizontes no meio da caixa de empréstimo (preferindo, por exemplo o grupo de solos de $1,7 < \gamma_0 \text{ máx.} \leq 1,8 \text{ t/m}^3$ ao grupo de solos de $1,8 < \gamma_0 \text{ máx.} < 1,9 \text{ t/m}^3$, ou coisa semelhante). Tal orientação decorreu inegavelmente da prática de uma compartimentalização de funções, como se coubesse a geólogos ou laboratoristas de Mecânica dos Solos a escolha do empréstimo adequado.

Cabe lembrar que qualquer que seja o material (granular e/ou terroso) a empregar, o desejável é compactar cada material para atender a requisitos técnicos, otimizando seu funcionamento futuro (resistência, incompressibilidade, impermeabilidade) a custo minimizado global. Como a compactação (essencialmente padronizada) nos solos finos constitui um tratamento de elevada energia, resulta em primeiro grau de aproximação que as diferenças entre os solos passam para segundo plano, pela uniformização da aplicação do esforço compactador (todos os solos alcançam aquela densidade, resistência e incompressibilidade que os leve a resistir à passada do rolo). As diferenças só se acentuam em barragens mais altas, em que a pressão de pré-adensamento nominal correspondente à compactação passa a ser significativamente excedida pelas pressões de peso de terra da obra. A padronização aproximada do esforço compactador, dentro de faixa medianamente estreita, resulta da padronização industrial na fabricação dos equipamentos de compactação. Também é estreita a faixa expressa através de graus de compactação (%) referidos à densidade máxima de Proctor, pois um aterro de ponta, essencialmente sem nenhuma compactação, corresponde a 90 a 92%, enquanto o esforço máximo modernamente aplicável dificilmente ultrapassa de 104 a 106%. Há necessidade de um mínimo de cerca de 95% de compactação apenas para alcançar a indispensável uniformidade do produto que permita aplicar raciocínios e métodos de cálculo de engenharia. A dispersão de resultados no controle de qualidade impede o emprego de compactações abaixo de um certo "fator mínimo comum" (relativamente alto por causa da compactação aplicada pelos próprios veículos de transporte e lançamento da terra). Assim, por exemplo, um aterro compactado a 92% apresentaria dispersões de $\pm 5\%$ inevitavelmente, enquanto que um aterro compactado a 97% pode ser executado com dispersões inferiores a $\pm 1,5\%$.

Pesquisa de campo

Como interessam principalmente os materiais medianamente argilosos e acima do N.A., a investigação de campo se baseia, via de regra, em furos a trado para a colheita de amostras representativas para os ensaios de compactação e caracterização.

Os furos são locados de acordo com uma malha básica e devem ir até a profundidade máxima possível (até o N.A. ou até obstrução em rocha) visto que, aberto um empréstimo, em geral convém economicamente aprofundar sua exploração tanto quanto possível. Quanto ao espaçamento da malha repetem-se os comentários anteriores quanto à distinção entre variações à escala dos 60 a 100 m e as variações à escala dos decímetros a 1 a 2 m. Repete-se aqui as objeções quanto à inutilidade de uma redução do espaçamento entre furos na malha básica, por exemplo de 100 para 50 m, em comparação com as vantagens da informação complementar que deriva da execução de furos adicionais bem perto (1 a 5 ou 10 m) de furos representativos da malha básica. Acresce porém, no presente caso, mais uma razão importante por se contraindicar a ampliação prematura do volume de investigações por malha mais apertada de furos. Durante a exploração do empréstimo é sempre indispensável realizar investigações adicionais, em malha mais apertada, para orientar *pari passu* com relação a variações de umidade *in situ*, tanto as que variam erráticamente (no tempo e em posição) afetando os trabalhos de compactação, como as que gradativamente se estabelecem face ao próprio progresso da exploração e as exposições consequentes. Lembrando que horizontes ou estratos terrosos raramente apresentam secções de subsolo com variações bruscas, resulta que o programa de furação da fase de projeto não precisa descer a malha de espaçamentos uniformes inferiores a cerca de 200 m, ou compatível com imprecisões da ordem de 20% na cubagem dos materiais.

É importante complementar as investigações de furos a trado pela abertura de alguns poços que permitam a inspeção visual-táctil e a extração de pequenas amostras indeformadas. A determinação dos índices físicos *in situ* do solo de empréstimos serve inicialmente para uma comparação aproximada de volumes de corte e de aterro compactado. Muito mais importante, ademais, em solos pronunciadamente argilosos, é a determinação do grau de saturação $S\%$ *in situ* (que condiciona a compactabilidade e as sobrepressões neutras de período construtivo do maciço) e, em argilas mais consistentes, a determinação da resistência à compressão simples, para orientar quanto a equipamentos e condições de escavação.

Ensaio de caracterização do empréstimo

Os principais ensaios iniciais a executar com as amostras extraídas dos furos a trado são os de compactação. Recomendam-se os ensaios tipo Hilf (chamados de Procto-Hilf) em que aplicam dois incrementos fixos e conhecidos de umidade ($\Delta h\%$) à amostra, a partir de seu estado natural, para a determinação direta do desvio da umidade natural com relação à ótima respectiva, pois é este o parâmetro mais significativo com relação à compactação. Ao mesmo tempo, com a determinação da umidade $h\%$ da amostra a cada um dos três estados é possível transformar os resultados da curva Hilf em resultados de uma curva de Proctor.

A determinação do desvio de umidade $\Delta h\%$, através da subtração do valor $h_{nat-hot}$ em ensaio de Proctor, do valor separadamente determinado de h_{nat} , geralmente

fornece indicações muito menos satisfatórias (compreensíveis pela teoria dos erros etc.). Obtidos para determinada amostra, os valores de $\Delta h\%$, $hot\%$ e γ_0 máx. t/m^3 que tem caracterizam o solo perante a compactação, convém sempre completar o conjunto de ensaios com ensaios de LL%, LP% e granulometria. Em certa porcentagem de amostras visivelmente distintas é necessário proceder a determinações da densidade dos grãos δ t/m^3 (peso específico dos sólidos) e mesmo tais determinações em separado para as diversas frações componentes do solo convenientemente separadas sem histerese de secamento (por exemplo, em muitos solos de areias argilosas com pedregulhos, a fração de areia e pedregulhos é mineralogicamente tão distinta da fração argilosa que as determinações dos δ respectivos fornecem resultados bem diferentes afetando, em segundo grau de aproximação, as determinações de índices físicos etc.). Também em solos argilosos de fração argila mais plástica frequentemente se exige a execução de ensaios de Limite de Contração LC% com amostra preparada saturada com umidade ao redor do LL% e, em separado, uma série de ensaios de índice de Vazios de Contração de corpos de prova compactados sob diversos parâmetros de compactação para avaliar o comportamento de contração do solo compactado (fissuramento devido ao secamento durante a construção).

A decisão exigida é de quantos conjuntos de ensaios executar. A tendência tem sido a de exagerar em tais ensaios de mera caracterização, por se abdicar do direito e da obrigação de primeiro caracterizar visual-táctilmente.

Se raciocinarmos através de estratos ou horizontes caracterizáveis visual-táctilmente, sabemos que cerca de 30 ensaios de cada tipo em cada horizonte o caracterizam estatisticamente dentro de imprecisões inferiores a 3 a 5%, inferiores às imprecisões dos próprios ensaios e/ou dos raciocínios de engenharia. Relembro também que em cada amostra interessa sempre o conjunto de ensaios sobre o mesmo volume, homogeneizado, de material, pois o que define a personalidade do solo é o conjunto de ensaios. Assim, deve-se cogitar de um máximo de 25 a 30 conjuntos de ensaios por horizonte. Cabe apenas salientear que perante problemas de compactação é possível e indicado agrupar solos de uma forma bem menos seletiva do que em investigações do terreno de fundação no que diz respeito a tipos de solo, de modo que determinada caixa de empréstimo raramente precisa considerar mais do que 5 a 6 horizontes distintos quanto a tipo de solo. Por outro lado, há necessidade de reconhecer a intervenção significativa do $\Delta h\%$ e $S\%$ em qualificar horizontes do empréstimo, de modo que um mesmo tipo de solo pode — e freqüentemente deve — merecer tratamento em dois ou mais sub-horizontes. Perante as necessidades práticas de interpretação do empréstimo em cada sub-horizonte devem ser obtidos 25 a 30 valores de $\Delta h\%$, $hot\%$, γ_0 máx. t/m^3 e LP%. Os demais ensaios, de aplicação muito mais indireta, não precisam exceder de 10 conjuntos completos por sub-horizonte. A importância especial dada ao limite de plasticidade LP% se prende ao grande interesse no traçado de um gráfico de hot vx. LP; indica o estado de plasticidade do solo conforme for compactado a umidade acima e/ou abaixo da ótima do ensaio de compactação.

A fim de evitar surpresas desagradáveis com relação a tipos de solos menos comuns que ocorrem em certos empréstimos residuais, convém sempre realizar em 2 a 3 amostras representativas alguns ensaios comparativos das próprias técnicas de ensaio rotineiras. Por exemplo, os

ensaios de LL e LP devem ser executados comparativamente sobre a mesma amostra homogeneizada e sobre o volumes separados: a) ao natural, b) seco ao ar, pulverizado e reumedecido e c) seco em estufa, pulverizado e reumedecido. Também os ensaios de granulometria devem ser criteriosamente comparados com o peneiramento feito a seco ou lavado, e com maior ou menor grau de pulverização ao almofariz, e com sedimentação feita sobre amostra lavada ao natural ou após seca e pulverizada etc. Todos esses ensaios serviriam apenas para detectar a presença de solos mais exóticos, a requererem técnicas especiais.

Pontos importantes a considerar no tocante à programação da amostragem para os ensaios de compactação compreendem a decisão quanto à representatividade do volume de terra amostrado para cada ensaio, quanto à suficiência do volume para execução de cada ensaio, quanto à rapidez de furação-amostragem-ensaio para evitar secamentos, quanto à validade de raciocínios ou accommodations de misturamentos de amostras etc.

Em primeiro lugar cabe apreciar os ensaios de compactação disponíveis para a investigação. São 3 os ensaios desenvolvidos: o Proctor Normal PN, o Proctor Modificado PM e o pizoteamento tipo Harvard Miniatura HM. O único que atualmente se recomenda para investigações de rotina é o Proctor Normal, feito pelo processo Hilf, e bastando 3 pontos e uma interpretação do "ponto ótimo" (pico) por ajuste de uma parábola. Perante a arbitrariedade e as imprecisões de tal ensaio, bem como de qualquer ensaio deste tipo, não me parece ter sentido de exigir o ensaio com 5 ou mais pontos visto que para a caracterização do material são preferíveis 5 ensaios de 3 pontos bem próximos do pico do que 3 ensaios de 5 pontos. O importante é realizar cada ensaio em condições designadas como "sem secamento e sem reuso" para simular o mais possível a condição do emprego do material na compactação de campo, bem como a rotina de Hilf que se empregará na obra para o controle de compactação.

São já inúmeras as obras em que se demonstra que o emprego de ensaios com secamento i. é. amostra preliminarmente seca ao ar para pulverização etc. conforme a norma ASTM e a ABNT e/ou com reuso, i. é. sem emprego de volume distinto para cada um dos 3 pontos da curva de compactação fornece indicações significativamente errôneas. Em solo pronunciadamente argiloso a tendência é empurrar o pico das curvas de compactação para a esquerda e para cima (situação mais arenosa, por motivo dos grânulos que não se desintegram até a partícula unitária inicial), de modo que os empréstimos parecem estar exageradamente úmidos e os graus de compactação do aterro parecem mais baixos do que são. Em solos residuais de grãos areno-siltosos facilmente desagregáveis (ex. saibros) pode ocorrer tendência contrária pois a remanipulação do mesmo material por 3 vezes sucessivas provoca desintegração maior do grão unitário inicial, empurrando o pico para baixo e para a direita. Note-se que o US Bureau of Reclamation cuja experiência deriva muito mais de barragem do que de estradas, já recomenda a técnica "sem secamento sem reuso" há dezenas de anos, enquanto a ASTM a admite como variante. Executando furos de cerca de 6 pol de diâmetro é fácil colher volume suficiente de amostra para um ensaio a cada metro.

Na realidade os ensaios devem ser essencialmente de acordo com o material. Em horizontes muito homogêneos cabe portanto reduzir a cerca de 4 pol de diâmetro (mínimo) porque um trecho ligeiramente maior fornece

o material para cada ensaio, enquanto que em empréstimos com estratos delgados conviria passar a diâmetros de 8 a 10 pol. De qualquer forma, não se deve permitir que a adoção de diâmetro maior prejudique a rapidez de amostragem com risco de alterar a umidade natural da amostra durante a colheita. Também quanto a um misturamento, convém deixá-lo para fase subsequente de ensaios, após caracterizados os horizontes e resolvido em nível de ante-projeto preliminar se será exigido, se convirá, ou se meramente ocorrerá, o misturamento de acordo com equipamentos a prever na exploração da caixa. Como técnica de laboratório, quer de aumentar o volume da amostra disponível para ensaio quer de simulação de amostra média, representativa, definitivamente não se recomenda a adoção de misturamento de amostras sem um julgamento criterioso. Misturamentos fáceis de se efetivar em laboratório freqüentemente não se conseguem no campo permanecendo núcleos dos solos distintos e os parâmetros geotécnicos de uma mistura que sempre não passam a ser a média dos parâmetros de cada um dos solos distintos.

É importante frisar a necessidade de realizar os ensaios pelo processo Proctor-Hilf, sem secamento e sem reuso, porque em solos de $18 \leq \text{hot} \leq 35\%$ o erro na determinação do hot% pelo ensaio com secamento e com reusos tem sido da ordem de 3 a 8%, totalmente incompatível com o rigor e a estreiteza das faixas estabelecidas por especificações construtivas para o maciço que, via de regra, abrangem variações menores do que 1 a 2% ao redor da umidade ótima.

Quanto às alternativas do ensaio Proctor Modificado PM e de pizoteamento HM, o primeiro, inteiramente semelhante em princípio ao PN, exige maior volume de amostra e, aplicando energia cerca de 4,5 vezes maior, produz porcentagens de compactação da ordem de 105 a 110% PN (empurrando o pico para esquerda e para cima). Ora, o aumento do volume não ajuda salvo em solos muito grosseiros e, como qualquer ensaio é arbitrário, não há mérito nenhum em mudar de ensaio ao invés de trabalhar com a mesma referência básica do PN e com porcentagens de compactação (entre 95 e 105% por exemplo) visualizando o deslocamento do pico essencialmente ao longo da curva de máximos (muito próxima das curvas de igual grau de saturação $85\% \leq S \leq 90\%$). A energia e compactação significativamente maiores tiveram e têm suas vantagens indiscutíveis em solos mais granulares e no setor de estradas (facilidade de secamento, nenhum interesse em plasticidade). No caso de barragens, em nossos solos pronunciadamente argilosos dificilmente há condições de aplicação de maiores energias (os solos são geralmente muito úmidos para tal) e, freqüentemente, ao invés de se melhorar o produto compactado e seus parâmetros, o resultado passa a ser desfavorável.

O ensaio de pizoteamento foi desenvolvido há quase 25 anos sob raciocínios conceituais de que tal esforço compactador simularia melhor o comportamento típico de rolos pé-de-carneiro caminhando lentamente. Forneceria assim material compactado com estrutura mais representativa da compactação de campo. Há ainda quem cogite de tal ensaio, por sofisticação acadêmica. Acontece que rolos muito distintos, desenvolvidos posteriormente e de uso cada vez mais divulgado, passaram a dispensar o "amassamento-pizoteamento" lento visualizado: por exemplo os rolos pneumáticos meramente comprimem e os rolos ditos vibratórios, muitos dos quais em solos argilosos são mais corretamente de impacto, chegam a compactar mais economicamente caminhando

bem mais rápido do que os 4 a 6 km/h, tradicionalmente e exigidos dos rolos pé-de-carneiro.

Assim, a experiência mostra que o ensaio de laboratório se limita a prover um meio de conseguir densidade (aparentes secas) e umidades de compactação semelhantes às facilmente obtidas no campo. Como corolário, o que interessa é empregar ensaio, por arbitrário que seja, que mais documentado esteja quanto à correlação laboratório-campo. Ora, na prática profissional e na literatura técnica especializada, referente já hoje a centena de milhões de metros cúbicos compactados, só se encontra referências ao ensaio PN como tendo sido empregado para ensaio de comparação básica. Supõe-se mesmo que toda a invenção, fabricação, comprovação e divulgação de novos compactadores tenha sido e continue sendo orientada para atender ao ensaio PN; o fato é que nunca encontrei referência a uma só barragem construída por referência básica ao ensaio HM. Por outro lado, quanto à importância da estrutura do material compactado, reconhece-se que o assunto tem seu interesse, mas mais à escala de segundo grau de aproximação, para investigação de variações paramétricas do comportamento geotécnico do solo compactado. Assim, as distinções e dispersões entre comportamentos de corpos de prova compactados no laboratório e corpos indeformados talhados do aterro compactado, são maiores do que as medidas por ensaios sistemáticos comparando corpos de provas compactado no laboratório e corpos indeformados talhados do aterro compactado, são maiores do que as medidas por ensaios sistemáticos comparando corpos de prova compactados segundo as indicações ligeiramente diferentes do "ponto ótimo" dos ensaios PN e HM. Não tem sentido, portanto, empregar o ensaio HM para a investigação e fixação arbitrária de parâmetros de compactação.

Ensaio geotécnicos especiais

Já se disse que os parâmetros fundamentais de projeto são a resistência, a compressibilidade e deformabilidade, e a permeabilidade. No tocante a solos de fundação basta extrair boas amostras indeformadas para iniciar o programa de ensaios que determinam os parâmetros básicos do projeto. Quanto a materiais de empréstimo, porém, é fundamental a escolha do material representativo e a decisão preliminar (e mesmo conceitualmente iterativa) de projeto, de quais as condições de compactação mais apropriadas para o caso.

Constitui uma das mais importantes decisões de projeto de uma barragem de terra, e portanto decisão do projetista, a de empregar materiais mais ou menos argilosos e seu eventual zoneamento, a decisão de umidade média a almejar em cada zona e da faixa de umidades a permitir ao redor de tal valor médio e, finalmente, a visualização do conseqüente grau de compactação mais apropriado (otimização técnico-econômica) e o estabelecimento do critério de rejeição (porcentagem mínima de compactação a exigir) nas especificações construtivas, bem como a visualização da provável curva de frequência de graus de compactação que assim resultará.

Só a experiência de curvas de requência de umidades e graus de compactação alcançadas no campo em função de especificações e equipamentos construtivos diversos é que permite tal visualização.

Dois pontos fundamentais devem ser ressaltados: primeiro, não tem qualquer sentido técnico ou econômico prender-se ao ponto ótimo (100% ompactação PN, e úmida ótima respectiva) do ensaio ou a quaisquer especificações arbitrárias, ao seu redor, que pareçam rotineiras

(ex. 96% PN e $hot_2 < h < hot$); segundo, todos os ensaios sobre corpos de prova moldados em laboratório somente servem para fornecer os parâmetros geotécnicos em primeiro grau de aproximação e para orientar quanto à influência de variações paramétricas sobre tais comportamentos. Os parâmetros finais de confirmação ou revisão do projeto básico em fase de projeto executivo têm que ser obtidos na obra através de ensaios sobre corpos de prova talhados do aterro compactado. Veja-se, sobre este assunto, as publicações seguintes, entre várias: de Mello Victor F. B., *Propriedades Geotécnicas dos Solos Argilosos Compactados*, 1958, II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Recife, Vol. II, p. 201; de Mello Victor F. B., Silveira, Evelyn S. Souto e Silveira, Araken, *Verdadeira Representacion de La Calidad de un Relleno Compactado*, 1959, Vol. II, p. 657, Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos Y Cimentaciones, Mexico.

Assim, a escolha de materiais representativos para submeter aos ensaios geotécnicos especiais geralmente se resume na escolha de 3 (no mínimo) a 4 materiais que cubram a faixa de variação de material, desde o mais arenoso até o mais argiloso (do empréstimo areno-argiloso considerado homogêneo). Os corpos de prova são compactados por pizoteamento, a umidades escolhidas e até alcançar as densidades já escolhidas (em função dos ensaios de compactação PN e as decisões de projeto). Investigam-se condições de umidade um tanto variáveis e densidades de compactação. Sobre cada material e condição de compactação executam-se os principais ensaios. Tendo em conta o grande número de corpos de prova que devem ser moldados para todos os ensaios e a função importante e principal de examinar tendências de variações (e não comportamentos médios estatísticos) é indispensável começar por misturar homoganeamente um volume adequado de material para cada conjunto de ensaios.

Os ensaios a executar, sua programação específica e sua interpretação, constituem capítulo à parte. Em resumo, são principalmente:

- Ensaios de compressão triaxial sobre corpos de prova compactados (ao natural); ensaios rápidos, adensados-rápidos, e lentos; alguns dos ensaios rápidos e adensados-rápidos poderão ser executados com proveito, com medidas de pressão neutra intersticial.
- Ensaios de compressão triaxial sobre corpos de prova compactados e saturados; rápidos, adensados-rápidos e lentos, de mesma que acima.
- Ensaios de compressão confinada e/ou adensamento.
- Ensaios de adensamento-permeabilidade.
- Ensaios de permeabilidade (menos importante comparado com os acima).
- Ensaios especiais de tração, para medida da deformabilidade e da tensão de ruptura, à tração.

Interpretação e apresentação de resultados das investigações

Na transmissão do bastão de decisões profissionais de um setor especializado para o seguinte na cadeia extensa que compõe o projeto reputo fundamental reconhecer os seguintes princípios:

- 1) o que deve realmente ser transmitido é a síntese compacta e responsável e não os dados;
- 2) por obrigação elementar, todos os dados colhidos, que constituíram as bases da síntese supra, devem ser providos na forma de apêndices, para facultar aos demais profissionais uma condição de igualdade de meios para eventualmente reinterpretarem à vontade; e

3) na recepção da informação transmitida, o profissional incumbido do próximo passo recebe e apreende a síntese anterior, e acata ou eventualmente reaprecia, mas basicamente prossegue com uma síntese aceita como sua, sob sua apreciação responsável.

Observe-se que, assim, é indispensável que a cada elo haja um conhecimento adequado do passo anterior e/ou subsequente da cadeia. A síntese apresentada é para algo, e não abstratamente compilada.

Por outro lado, é preciso reconhecer que toda síntese deste tipo inclui grande parcela de apreciação pessoal e portanto a síntese do passo 3 deveria conscientemente rever a do item 1. Outrossim, no processo iterativo de interpretações para algo, uma síntese inicial de item 1 prevista para determinada utilidade admitida no item 3 se ajusta às revisões cabíveis sob reorientação da finalidade do 3 sem que caiba qualquer imputação ou preocupação de erro desonroso. E mesmo que a revisão cabível fosse tão grave que chegasse a ser interpretável como erro, reconhecimentos que errando ou acertando, só se aprende através do exercício da plenitude da atribuição profissional incluída na interpretação, na síntese e na decisão.

Um dos graves erros da educação profissional, consiste em não expor o jovem a grande parte da inexorável

cadeia de atuações a que será mais tarde chamado sem o mínimo preparo. Primeiro a programação do que fazer e finalmente a apreciação crítica e interpretativa do que foi feito de útil; treina-se o jovem apenas no fazer, no cumprimento da tarefa intermediária (o ensaio, o cálculo).

Da mesma forma cometem-se erros conceituais na inserção de serviços especializados na cadeia geral do projeto global. O setor especializado deve ser chamado a programar o que fazer, submetendo porém a programação a moldagem e revisão perante a finalidade melhor compreendida por quem conduz a integração dos esforços (técnicos, econômicos e financeiros). A seguir, é incumbido da execução e, finalmente, deve ser responsabilizado pela interpretação e apresentação para a finalidade pretendida, mesmo que sujeita de novo à reintegração pelo receptor.

Só assim é que, no cumprimento das tarefas profissionais por um e todos, cada qual em conceituação completa de profissional, se aprimora gradativamente o nível e rendimento dos serviços em prestação. Isto, evidentemente, com a distinção gradativa entre os que demonstram atender e aprimorar e os que gradativamente se desclassificam por incompetentes.

NOTAS BIBLIOGRÁFICAS

1 Note-se que predominam nas publicações técnicas que constituem a fonte mais atualizada de informações para o engenheiro, as conceituações do cientista, que de trabalho em trabalho informa sobre "mais um" parâmetro que interfere em determinado comportamento. Tal atividade tem que ser reconhecida como complementar à do engenheiro, por progredir em sentido diametricamente contrário no tocante à orientação.

2 Tal risco ou probabilidade de ruína é modernamente tratado por teorias matemáticas de probabilidade e da teoria de decisão, para o equacionamento de um valor econômico, e para a escolha de coeficientes de segurança.

3 Exclui-se do âmbito deste trabalho a discussão da indiscutível imoralidade, perante a Sociedade, da condição hoje corrente em que o profissional tanto mais é remunerado quanto mais cara torna a obra, passando a ser pago por errar. O desvirtuamento conceitual ocorrido é facilmente explicável. Na realidade é plenamente justificável que o profissional seja remunerado em proporção ao valor e à dificuldade da obra, pois que serviços e responsabilidade de criatividade profissional aumentam. Daí a porcentagem. Mas o justo é que tal porcentagem seja fixada em função do valor antecipado da obra (e é justo que a contratação do profissional seja condicionada à sua capacidade em antecipar apropriadamente o valor de uma obra, medindo-se assim a sua experiência em estabelecer o "projeto de poucas horas") e que daí em diante, estabelecido tal contrato entre proprietária e projetista, quanto mais cara a obra se torne, tanto mais seja o profissional punido e não premiado, isto é, os serviços profissionais adicionais porventura exigidos que não sejam remuneráveis, enquanto, por outro lado, sejam admitidas retribuições estimulantes especiais para situações em que o bom desempenho profissional redunde em barateamentos do conjunto obra + engenharia.

4 Considerando que já é bem reconhecido e divulgado o fato de que grandes discussões, confusões e erros decorrentes da inobservância de certos pormenores da padronização indispensável do Standard Penetration Test, resumem-se a favor de tal padronização os seguintes trabalhos de referência:

1) - Quanto ao amostrador e pormenores de execução do ensaio Earth Manual do United States Bureau of Reclamation p. ex. à pág. 577 da First Edition, 1960; também Proceedings for Testing Soils da American Society for Testing and Materials, Designation D1586-64T, pág. 50., Fourth Edition 1964.

2) - Quanto a problemas de interpretação The Standard Penetration Test State-of-the-Art Paper, Victor F.B. de Mello, IV Congresso Panamericano Mec Solos e Fundações Puerto Rico 1971, Vol. 1. pág. 1.

5 Ver por exemplo, a tabela 4 Approximate hydrostatic time-lags for 90 Percent equalization, p. 75 do livro de M. Juul Hvorslev Subsurface exploration and sampling of soils for c. eng. purposes, ASCE and Waterways Expt. Station Vicksburg, Mississippi 1949.

6 Por exemplo veja-se S. Matsuo et al "A Field Determination of permeability" 3.º Congresso ICOSOMEF, Zurich 1953, Vol. 1, p. 268.

7 Bengt Broms & Anders Hallén "Sampling of sand and moraine with the Swedish foil sampler" Stockholm 1972, Swedish Geotechnical Institute Reprints n.º 45. Kjellman, W. et al "Soil Sampler with metal foils" Royal Swedish Geotechnical Institute Proceedings n.º 1, 1950, Stockholm.

8 "Earth Manual" do U.S. Bureau of Reclamation, Edição 1963, pág. 356.

9 Por exemplo, ref. Rocha, M. e Barroso, M., "Some applications of the integral sampling method in rock masses" Simposium Internacional. Society for Rock Mechanics, Nancy 1971, I - 21.

10 Cadling, & e Odenstad, S. "The Vane borer", Royal Swedish Geotechnical Institute Proceedings N.º 2, 1950, Stockholm.

11 Andresen, A. e Bjerrum, L. "Vane Testing in Norway" Norwegian Geotechnical Institute, Bulletin N.º 28, 1957, Stockholm.

12 de Mello, Victor F. B. "The Standard Penetration Test" State-of-Art Report, 4.º PANAMCO-SOMEF, 1971, Puerto Rico, Vol. 1, p. 1, Schmertmann, J.H. "Static cone to compute static settlement over sand" ASCE Journal vol. 93 SM3, p. 1011, 1970.

13 Begemann, K. K. "the friction jacket cone as an aid in determining the soil - profile" 6.º ICOSOMEF, Montreal V. I, p. 17, 1965.

14 Ref. Symposium "Percolation Through fissured rock" International Society for Rock Mechanics, Stuttgart, 1972.

15 Ex. Ref. Rocha, M. et. al. "Determination of the deformability of rock masses along boreholes, n.º 339, LNEC., Lisboa, 1969.

16 Ver, p. ex. "Mecânica das Rochas", Manuel Rocha, LNEC, Lisboa 1971, p. 169.

17 Rocha, M. e Silverio, A. "A new method for the complete determination of the state of stress in rock masses", Geotechnique 19, n.º 1, 1969, p. 210.