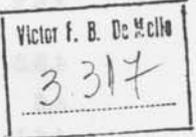


Investigações Geológico-Geotécnicas para Barragens

VICTOR F. B. DE MELLO
(Brasil)



CONCEITUAÇÃO GLOBAL

Resumo itemizado

1. *Dados, cálculos e decisões na Engenharia Civil*

Decisão face a incertezas. Redução gradativa do grau das incertezas de acordo com interesse econômico, admitida constante a segurança.

2. *Interveniência e interrelação de Geologia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas.*

Toda a investigação orientada em função da geologia e suas descontinuidades, pois qualquer insucesso em detectar descontinuidade ipso facto fornece informação sobre o continuum (implícito em distribuições geométricas dos pontos de investigação). Geologia ampla, dando liberdade a que Engenheiro extraia e utilize o que puder. Campos analíticos de interligação entre as síntesis profissionais de Geologia e de Engenharia Civil são a Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas.

3. *Dados básicos de "elementos de posição" necessários ao Projeto e a Cálculos de Projeto.*

Dados atmosféricos (meteorologia, hidrologia, etc.), de superfície (topografia) e de subsuperfície (geologia, hidrogeologia, geotécnia, sismicidade, etc.): dados necessários ao Projeto, quanto mais amplos melhor. Dados necessários aos cálculos de Projeto limitados em função da possibilidade de aplicar: resistência; compressibilidade; permeabilidade; deformabilidade.

4. *Sequencia de estudos geológico-geotécnicos da fundação da barragem.*

4.1. *Sondagens.*

Sondagem de reconhecimento SPT: *calibração de SPT* e problemas de interpretação. Sondagem rotativa em rocha e apreciação-síntese de prováveis parâmetros fundamentais de comportamento. Observações quanto à água do subsolo e a permeabilidades. Ensaios de perda d'água em rocha.

4.2. *Poços de exploração e de colheita de amostras indeformadas em bloco.*

Conceitualmente necessário "o Dado -a Interpretação- a Decisão" em primeiro grau de aproximação do executor do poço.

4.2.1 Observações de campo prévias à colheita de amostras: (a) Observações visuais-tactéis completas particularmente na condição in situ, não manipulada; (b) Ensaios de caracterização de Mecânica dos Solos; (c) Observações referentes ao lençol d'água; (d) Observações-síntese; perante problemas de rutura, problemas de deformabilidade, e problemas de permeabilidade. Estimativas de parâmetros fundamentais uteis para calculos.

4.2.2 Amostras indeformadas em bloco.

4.3 *Trincheiras*

4.4 *Galerias*

Em rocha, para observação e ensaios.

4.5 *Sondagens Especiais*

- 4.5.1 Amostrador indeformado contínuo Sueco.
- 4.5.2 Amostras indeformadas de 4" a 6" de diâmetro.
- 4.5.3 Amostragem integral, em rochas.
- 4.6 *Ensaios especiais in situ.*
- 4.6.1 Ensáio de palheta (vane test)
- 4.6.2 Ensáio de penetração estática de cone, EPEC (deepsounding).
- 4.6.3 Pressiometro.
- 4.6.4 Permeabilidade in situ.
- 4.6.5 Testemunhos de rocha em sondagem rotativa.
- 4.6.6 Ensaios de perda d'água específica em rochas.
- 4.6.7 Ensaios dilatométricos em sondagens rotativas.
- 4.6.8 Módulo de elasticidade, macaco plano.
- 4.6.9 Cisalhamento in situ em rochas fraturadas.
- 4.6.10 Ensaios com cilindro sensível (tensões internas na rocha).
5. *Sequencia de estudos geológico-geotécnicos de caixas de empréstimo.* Orientação preliminar geológica. Orientação definitiva da engenharia civil, visto que todo e qualquer material é aproveitável: escavações obrigatórias constituem primeiro empréstimo a considerar.
- 5.1 *Pedreiras e materiais pedregosos.* Aproveitamento de materiais pedregosos menos sãos.
- 5.2 *Materiais granulares, areias e cascalhos.*
- 5.2.1 Tipo de perfuração e amostragem.
- 5.2.2 Disposição dos furos e da amostragem.
- 5.2.3 Ensaios.
- 5.3 *Materiais terrosos (essencialmente impermeáveis).*
 Todo e qualquer material terroso pode ter aplicação criteriosa. Compactação constitui efeito homogeneizante: diferenças só se acentuam em barragens mais altas.
- 5.3.1 Pesquisa de campo.
 Furos a trado e alguns poços de inspeção e amostragem de *índices físicos in situ.*
- 5.3.2 Ensaios de caracterização do empréstimo.
 Ensaios Hilf-Proctor sem secamento e sem reuso. Cerca de 30 ensaios para caracterizar estatisticamente com ampla precisão. Comparação de umidade ótima e Limite de Plasticidade.
- 5.3.3 Ensaios geotécnicos especiais.
 Escolha de material representativo e de quais as condições de compactação mais apropriadas para o caso.
6. *Interpretação e apresentação de resultados das investigações.*
 Necessária síntese compacta e responsável para transmissão de uma fase para outra, de um setor profissional para outro.
7. *Considerações especiais sobre Programação e Interpretação de Ensaios Geotécnicos de Laboratório.*
 Primordial separação de tres universos estatísticos de comportamento do solo: acima da pressão de preadensamento; no trecho preadensado com valores baixos de Overconsolidation Ratio, ocorrendo compressões e pressões neutras positivas no cisalhamento; no trecho de altos valores OCR em que ocorrem tensões neutras de tração.
 Ensaios da Mecânica dos Solos precipuamente dirigidos para obtenção de parâmetros de rutura. Necessidade de reapreciação perante interesses modernos de calculos de deformações.
 Distinção entre deformações em que impera a estatística das médias e as condicionadas por estatística dos extremos. Engenharia praticada não tanto em base de previsão do que vai acontecer, com em base da segurancã do que não vai acontecer.

1. *Dados cálculos e decisões na Engenharia Civil*

Parece-me necessário conceituar primeiramente qual é a posição do Engenheiro Civil perante determinado projeto ou obra.

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 cada etapa todos aqueles parâmetros que, em determinado nível de precisão das decisões, não influem significativamente.

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 os três elos da cadeia (dados-cálculos-decisões) deve ser justificável pela sua maior valia gradativa.

Vê-se facilmente que perante determinada obra, à medida que aumenta o custo da engenharia, deverá decrescer o custo total (engenharia + obra, devidamente incorporados os onus do tempo e dos riscos) e só assim se justifica a engenharia. Um outro aspecto a se frizar 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 frequência 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 impressões de $\pm 50\%$ ou mais.

2. *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, e a "geológica", que particulariza o problema tendo em conta justamente as singularidades e descontinuidades geológicas que, conforme bem demonstra toda a experiência de obras de represamento, 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 ipso facto evidenciante do mesmo, pela diferenciação), 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.

Caberá 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. 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

Mecânica dos Solos ↔

GEOLOGIA

Mecânica das Rochas ↔

Macroscópica, de primeiro grau de aproximação. Adjetivos atualmente transformados em índices numéricos e gamas. Sem limite de escala, beneficiando-se de passar do geral para o particular.

Como ponto de partida precisamos de uma boa Geologia, desenvolvida obrigatória e livremente com base em todos os seus recursos próprios (ex. 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. 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

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.

Fundações, Elementos Estruturais em Terra,

Obras de Terra e de Enrocamento

Fundações e Elementos Estruturais em Rocha

Análise. Predominantemente à escala das obras e de suas componentes.

Sínteses de atendimento profissional.

assim que o próprio engenheiro escolha o que poderá ser de seu interesse em dada obra e situação.

3. Dados básicos necessários a projetos e a cálculos.

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

Em resumo, evidentemente são necessários os conhecimentos do que chamaremos de *Elementos de Posição* referidos à geografia física, conhecimentos quanto a disponibilidade (em prazos e custos) de equi-

pamentos assim como de mão de obra, materiais e produtos fabricados, e indicações quanto a restrições de ordem pública, legal e administrativa. 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 levarem-nos 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* (meteorologia, hidrologia, etc.), de *Superfície* (topografia), e de *Subsuperfície* (geologia, hidrogeologia, geotécnica, sismicidade, etc.). No tocante aos parâmetros atmosféricos, por exemplo, interessam as direções de ventos preferenciais, e o spectrum de velocidades e de tempos de duração de ventos fortes ou máximos, assim como condições normais afetando evaporações para solos argilosos.

No tocante à definição da Superfície com relação à qual se processa a implantação de qualquer obra, nada de especial há a comentar: Aspectos geológicos e geohidrológicos estão diretamente refletidos na topografia; Em zona de floresta, a anotação do porte e da densidade das arvores indicaria algo sobre as profundidades e densidades de raízes; em talude de encosta, a anotação das inclinações das arvores 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.

Finalmente, no tocante aos parâmetros de Subsuperfície nos quais se concentra a atenção do presente trabalho, evidentemente não há dado que possa a priori ser admitido 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. Conceitualmente friza-se pois, que não há

limitação quanto a o 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, i. 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 comparação com a aplicabilidade econômica respectiva.

Discutiram-se acima os *dados necessários ao projeto* (i. é a tomada de decisões de projeto) de barragens de terra-enrocamento: no campo da geotécnica, por exemplo, são indiscutivelmente "necessários" todos os ensaios correntes mencionados em livros e publicações, e executáveis em bons laboratórios, tal como adiante se relacionará. 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 sobrepensões 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.

4. Sequência de estudos geológico-geotécnicos da fundação da barragem.

Conforme acima 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.

Admitida portanto 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.

Nos trabalhos conduzidos dentro destas especializações a *qualidade dos serviços*, principal condicionante da segurança e economia, depende muito de atitudes das pessoas dedicadas às atividades: os que não trabalham no campo respectivo 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 dinamicíssima fonte de desenvolvimento provida pelas publicações técnicas especializadas do campo específico em apreço (Congressos Internacionais, revistas especializadas internacionais, etc.) põem à prova novas 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.

4.1 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, e deve assim ser mantido para evitar a interveniência dos efeitos do diâmetro do furo sobre os valores do índice da 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 compacidade 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.*

* Considerando que já é bem reconhecido e divulgado o fato de que grandes discussões, confusões, e erros decorrem da inobservância de certos pormenores da "padronização" indispensável do Standard Penetration Test, resu-

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 tem 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 granulacão muito distinta nas argilas). Assim *recomenda-se suprimir por completo as adjetivações de consistências e compactidades*, assinalando-se obrigatoriamente ao longo do perfil todos os números de golpes SPT médidos (em varios 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 resistencia 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.

Convem frisar que o SPT só pode ser correlacionado diretamente com a resis-

tencia in situ do solo, e todas as demais correlações eventuais passam a ser indiretas, exigindo interpretações criteriosas complementares.

Sendo absolutamente indispensavel a toda a sondagem a colheita de amostras representativas (de granulometria inadulterada) de cada estrato 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" ou o de "válvula de pé", etc.

No trecho de perfuração em material rochoso dificilmente perfuravel por ferramenta de percussão e não amostreavel pelo amostrador percutido, exige-se a perfuração rotativa com barriletes especiais (duplo ou triplo, com pormenores especiais de preservação da amostra) para a recuperação o tanto quanto possivel 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 aquilatador 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 erodibilidades menos comuns. Na classificação da "qualidade" das rochas amostreadas, varios tem sido os Indices de Fraturamento, de Alteração (grau de ataque químico-mineralógico já sofrido com consequencias significativas perante problemas de resistencia, de deformabilidade, e de permeabilidade), e de Alterabilidade (susceptibilidade da rocha em seu estado atual a uma rápida interação complementar) sugeridos por publicações diversas, e inescapavelmente varias continuarão a ser as proposições adicionais que advirão: estando o assunto em fase de desenvolvimento intenso convem 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

mem-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, U.S.B.R. p.ex. à pag. 577 da First Edition, 1960; também "Proceeding for Testing Soils" da American Society for Testing and Materials, ASTM, 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, p. 1.
- 3) Reconhecendo a dificuldade de uma padronização suficiente e fiel, recomendo que todas as Empresas empreguem de tempos em tempos dois métodos de calibração do índice SPT respectivo: por um lado, em solos pouco resistentes, fornecendo resultado de ensaio EPEC imediatamente contíguo; por outro lado, indicando que valores típicos SPT registra em aterro argiloso bem fiscalizado, compactado ao redor de 98% GC e umidade ótima a ótima - 1%.

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, parâmetros fundamentais.

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 furação 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 fundo do furo * 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 furação 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 furo até sua estabilização em termos práticos: o intervalo conveniente entre leituras depende directamente do coeficiente de permeabilidade do solo circundante, como bem indica a tabela acima 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 primei-

ra 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 vales em que via de regra 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 (de almoço, e da noite) 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 três metros de perfuração. O ensaio de perda d'água assim executado por rotina é feito sob três pressões distintas ascendentes, e a seguir sob duas 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 exemp'lo, três intervalos sucessivos de 10 ou de 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 o camprovação da validês 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 dos furos devem ser aproveitados justamente para pesquisar a susceptibilidade da rocha à abertura de suas fen-

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

das sob pressões de injeções (o que se registra através da variação dos coeficientes de perda d'água com a pressão, em ensaio 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 campanulas 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.

4.2 Poços de Exploração e de colheita de amostras indeformadas em bloco.

Constituem o melhor elemento de inspeção geológico-geotécnica, e de extração de amostras indeformadas para ensaio, para 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 por escrito 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 lado, uma capacidade de aquilatar, por "experiência", a que ponto determinados parâmetros visualizáveis de comportamento geotécnico são consequentes 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 pano 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 estrutu-

ral 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 sim, o 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, isto é, por experimentações e experiências atravessadas e calcadas em função dos resultados e das consequências aguentados, qualquer transmissão de conhecimentos alheios sempre resultará insuficiente.

Um princípio importante a observar em serviços de campo é, portanto, que em caso de dúvida a colheita e o registro de dados de observação deve sempre pecar por excesso. Sempre é fácil em etapas posteriores, de escritório, excluir por triagem o que pareça ou resulte desnecessário de entre os dados colhidos: em contraposição nunca se pode voltar os ponteiros do relógio para trás para buscar dados que não foram colhidos em tempo hábil, no transcorrer dos acontecimentos.

4.2.1 Observações de campo prévias a colheita de amostras.

a) Durante a descida da escavação, observação visual.

Proceder primeiro a observação visual para registro da disposição de horizontes, veios preferenciais etc.

Forte apoio em coloração; superfície precisa ser recém exposta para salientar 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), e com observação completa de rumos e mergulhos etc. É muito significativa a "aparência" *in situ* quanto a "graus de saturação" e quanto ao provável comportamento tensão-deformação distinguindo entre o "friável" e o "plástico".

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 de tais ensaios, pois um técnico experiente pode e deve facilmente estimar os resultados e valores prováveis de tais ensaios 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 aferir. Uma primeira indicação da condição do terreno de fundação como apta ou não, pode, em solos insaturados, ser muito convenientemente aquilatada por determinação com ensaio de compactação através de Grau de Compactação GC% e de desvio de umidade $\Delta h\%$.

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 diferentes, 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-quantitativa.

d) Durante a descida da escavação, observações síntese.

Reconheça-se fundamentalmente que as observações mencionadas nos itens a), b), c), constituem meramente a busca de "meios para um fim", e que o fim precípuo da inspeção do poço é, em ordem de prioridades:

d1) estimativa do comportamento da massa do solo in situ perante problemas de rutura, de deformabilidade e de permeabilidade.

d2) 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, revelar, e/ou aprimorar as decisões de d1).

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:

d3) *Perante problemas de rutura.*

d.3.1 Resultado provável de ensaios de Compressão Simples, R_c kg/cm², in situ e após remoldado na umidade natural.

d.3.2 Prováveis equações Mohr-Coulomb, $s = c + \sigma_{tg} \varphi$, para ensaios Rápidos, Adensados-Rápidos, e Lentos.

d.3.3 Estimativa do σ_{rut} que resultaria em prova de carga sobre placa de 0,8m de diâmetro.

d4) *Perante problemas de deformabilidades, compressibilidades.*

d.4.1 Estimativo do σ_{ad} que resultaria em prova de carga sobre placa de 0,8m de diâmetro.

d.4.2 Estimativa do coeficiente de reação do solo, ("subgrade coefficient, ks t/m² por cm de recalque) para a prova de carga visualizada em d.3.3 e d.4.1 supra.

d.4.3 Estimativa da pressão de preadensamento do solo em ensaio edométrico.

d.4.4 Estimativa do índice de compressão do solo em ensaio edométrico.

d.5 *Perante problemas de permeabilidade.* Estimativa do coeficiente de permeabilidade média da massa do solo, e indicações sobre permeabilidades e fluxos preferenciais.

4.2.2 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 $25 \times 25 \times 25$ a $30 \times 30 \times 30$ de dimensão, para permitir conveniência de manuseio. Na medida em que ocorram 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 se recorrer a ensaios de campo, in situ, sobre volumes terrosos de dimensões representativas.

4.3 Trincheiras.

O que os poços de exploração significam para a investigação no sentido vertical, as trincheiras rasas de exploração representam, em interesse mesmo redobrado, para a investigação no sentido horizontal; o maior interesse se deve ao fato de que em geral o horizonte superior abrange uma maior concentração de problemas para as decisões de projeto. Muito frequentemente tais decisões tem sido relegadas à fase de obra, postergando assim um problema cujas proporções geralmente se agravarão em fase de obra.

Repetem-se com relação à trincheiras todas as indicações acima resumidas para o caso de poços, cabendo salientar ademais o interesse especial pela observação da continuidade da qualidade do horizonte (p. ex. com relação à permeabilidade) no sentido montante-jusante. De 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 que existem um bom número de soluções matemáticas (com formulários e abacos apropriados) para os casos de perdas por infiltrações de canais, e algumas de tais soluções mais correntes e comprovadas são muito convenientemente adaptáveis à realização de ensaios de permeabilidade in situ em cavas retangulares.*

4.4 Galerias.

Dependendo da importancia da obra cabe salientar a necessidades de se abrirem galerias de observação e de ensaio, preenchendo assim a lacuna de um instrumento potente de exploração como elo entre o poço e a trincheira.

4.5 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 esforços adicionais previsíveis, sugerem-se duas linhas de ataque: uma, a de amostragem mais especializada (item 4.5) e outra, a de ensaios especiais in situ (item 4.6). Sintetizando conclusões dos inúmeros desenvolvimentos promovidos, restrinjo-me aos seguintes casos específicos.

4.5.1 Amostrador indeformado contínuo Sueco (Swedish foil sampler). Desenvol-

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

vido com interesse especial na extração de amostras indeformadas contínuas muito longas, para verificação de descontinuidades subhorizontais.*

4.5.2 Amostras indeformadas de 4 a 6 polegadas de diâmetro.

O interesse na extração de amostras indeformadas de maior diâmetro se prende à questão da 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 aceite como satisfatório um núcleo central de cerca de 3" de diâmetro mínimo, a ser talhado em laboratório a partir de amostras de 4" de diâmetro mínimo. No caso de solos contendo partículas de diâmetros maiores (casalhos 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 amostragem indeformada da melhor qualidade o requisito permanente de 100% de recuperação 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 **, ou Pitcher) ou mesmo triplo.

* Bengt Broms & Anders Hallén "Sampling of sand and moraine with the Swedish foil sampler" Stockholm 1972, Swedish Geotechnical Institute Reprints N° 45. Geotechnical Institute Proceedings N° 1 1950, Stockholm.
** "Earth Manual" do U.S. Bureau of Reclamation, Edição 1963, pg. 356.

4.5.3 Amostragem Integral.

No caso de materiais predominantemente rochosos porem 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 da Amostragem Integral. O processo, desenvolvido pelo LNEC ***, Lisboa, consiste em avançar um furo de pequeno diâmetro no centro, inserir neste furo uma hasta que é nele 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 acham francamente abertas).

4.6 Ensaios 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 seguintes. Cabe frisar que em todos esses casos a utilização do ensaio, e a posição e condição específica de seu emprego, tem que ser criteriosamente programados e projetados à luz de Conhecimentos do perfil do subsolo.

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

4.6.1 Ensaio de palheta (vane test).

É o ensaio 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 para garantir bons resultados. *

4.6.2 Ensaio de penetração estática de cone (EPEC, "deepsounding").

Este ensaio (Cone Holandês) tem se provado tão útil que modernamente passa a ser empregado sistematicamente como complemento do SPT, sendo melhor do que este 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 ** modernas, que complementam a determinação da resistência de ponta R_p com a determinação do atrito lateral local AL (em pequena luva junto à 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 ***. É particularmente útil para indicar as variabilidades de pequena escala entre corpos de prova de ensaios de laboratório.

4.6.3 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 comporta-

mento 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) e a da rutura do apoio de placas, permitem obviar às 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 a 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.

4.6.4 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 mais frequentes e maiores falhas de conceituação, de técnica de execução, e de interpretação.

Primeiro, quanto às necessidades do Projeto, temos que reconhecer que a rede de percolação, usada para todas as decisões de primeira instância do projeto (projeto (pressões hidrodinâmicas, vazões, gradientes hidráulicos, subpressões etc.), depende principalmente de *relações de permeabilidades* entre as principais camadas; as vazões (frequentemente 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 *per-*

* Schamertmann, J. H. "The measurement of *in situ* shear strength" State-of-the-art, ASCE Specialty Conference on *in situ* measurement of soil properties, Raleigh N. C., June 1975.

** De Mello, Victor F. B. "The Standard Penetration Test" State-of Art Report, 49. PANAMCOSOMEF, 1971, Puerto Rico, Vol. 1, p. 1; Schamertmann, J. H. "Static cone to compute static settlement over sand" ASCE Journal Vol. 96 SM3, p. 1011, 1970.

*** Begemann, H. K. "The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile" 69 ICOSOMEF, Montreal, Vol. I, p. 17, 1965.

meabilidades 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 efectivamente suscitada, porem é necessário lembrar que o valor que realmente interessará à barragem é aquele que resultará após a compressão da fundação sob o péso da barragem: assim, em inúmeros casos é indispensavel 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 aperço) na maioria das vezes será suficiente estimar-se os coeficientes de permeabilidade por caracterização visual-tactil 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 muito diferenciadas e ensaios muito bem programados para as suscitar separadamente: isto porque todo o 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 de gradientes ao longo do veio (piezômetros) e de velocidades, de fluxos respectivos (mediante corantes, "tracers" etc.).

Não se pode recomendar a exagerada simplificação a que frequentemente se recorre, da execução de ensaios na extremidade inferior de furos de sondagem de reconhecimento, durante a própria execução da condagem (ex. ensaio Le Franc e outros semelhantes) salvo se a secção do sub-

solo já for previamente conhecida e estiver excluída a hipótese de fraturamento hidráulico. Quanto a tais ensaios executados aproveitando do próprio revestimento cravado na sondagem, é necessário frizar também que as fórmulas respectivas sempre admitem a vedação perfeita do caminho preferencial de fluxo ao longo do contacto externo revestimento-solo: ora, só em solo argiloso plástico, com a cravação do tubo adiante da perfuração, é que tal hipótese se garante, e assim na grande maioria dos casos o resultado fica fortemente viciado pela inobservancia de tal condição de vedação. Nos demais solos pode-se resolver o problema a contento jogando pelotas de argila plástica ao fundo do furo e socando-as para embuchar o fundo com argila, para a seguir cravar o revestimento para vedar contra esta bucha.

4.6.5 Testemunhos de rocha em sondagem rotativa.

Inúmeras são as sugestões de como apresentar os resultados de sondagens rotativas em rocha a fim de indicar a qualidade da rocha e do maciço rochoso. Segundo minha experiencia nenhuma das classificações atende, nem melhora muito a possibilidade de estimar parâmetros fundamentais de resistencia, deformabilidade, e tensões internas, através da aplicação conjunta de duas ou mais classificações disponíveis.

Recomendo como melhor forma de transmissão da informação a *fotografia colorida* das caixas de testemunho em escala não inferior a 1 cm = 35 cm. As profundidades de cada manobra deverão estar bem legivelmente indicadas, e a fotografia deve ser tirada o mais rápido possível antes que ocorram alterações e deteriorações.

Para quantificar aproximadamente a qualidade do material rochoso sugere-se o emprego de ensaios de resistencia à compressão simples sobre corpos de prova representativos de diversos graus de alteração.

4.6.6 Ensaio de perda d'água específica em rochas.

Durante a perfuração rotativa em materiais rochosos é necessário executar en-

saios de perda d'água sob pressão, dentro de uma programação de rotina: é corrente o ensaio a cada manobra (cerca de 3 m), um ciclo ascendente-descendente de cinco ensaios sob pressões diferentes para avaliar a influência da pressão sobre o coeficiente de perda d'água, e um mínimo de cinco 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: 1º uma pressão baixa, quase hidrostática; 2º uma pressão entre 75% e 100% da carga prevista do represamento futuro; 3º uma pressão da ordem de 150% da carga de represamento, ou em certos casos, uma 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; 4º e 5º ensaios, em ciclo descendente, retornar às pressões do 2º e 1º ensaios.

A interpretação de tais ensaios tem sido prematuramente e muito erroneamente rotinizada enquanto ainda constitui assunto muito complexo e controverso*. Bastará 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. Proble-

mas 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.

4.6.7 Ensaios dilatométricos em sondagens rotativas.

Para a caracterização da deformabilidade de rochas de fundação sugere-se o emprego de ensaios dilatométricos** 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 $E \leq 50.000 \text{ kg/cm}^2$ ou também de horizontes fortemente diferenciados em E podendo levar a redistribuições significativas de tensões e deformações, e (importante lembrar!) os métodos de análise permitem levar em conta tais aspectos (por exemplo, através de cálculos por elementos finitos, ou por ensaios em modelo).

4.6.8 Módulo de elasticidade pelo macaco plano em fenda aberta no maciço.

Por motivo de 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 módulo de

* Ref. Symposium "Percolation through fissured rock" International Society for Rock Mechanics, Stuttgart 1972.

** ex. Ref. Rocha, M. et. al. "Determination of the deformability of rock masses along boreholes". Memoria Nº 339, LNEC, Lisboa, 1969.

elasticidade pelo método dos macacos planos*.

Em tais assuntos, ainda em investigação e formulação, exige-se sempre que se empregue mais do que um 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.

4.6.9 Ensaios de cisalhamento in situ em rochas fraturadas.

Em fundações de barragens de concreto, quando ocorrem juntas subhorizontais que possam comprometer a estabilidade perante o cisalhamento, cabe realizar ensaios de cisalhamento direto para investigar os parâmetros de resistência a atribuir à junta.

Já é quase 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 exudação de um programa significativo de tais ensaios in situ, só se pode reiterar no presente 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 sobre testemunhos rotativos (diâmetros até 10 a 15 cm são amostrados correntemente) 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 de 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 final do ensaio, abrir, expor e caracterizar completamente a junta ensaiada.

* Ver, p. ex. "Mecânica das Rochas", Manuel Rocha, LNEC, Lisboa 1871, p. 169.

Cabe à Geologia e ao projetista (estática, etc.) definir o "corpo sólido", separável pela junta, a isolar, e qual a geometria a atribuir a tal 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 escalas 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 muito frequentemente a resistência ao cisalhamento ao longo de determinada junta subhorizontal só é condicionante se o ângulo de atrito a atribuir tiver que ser inferior a 30° ou 35°.

4.6.10 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. Ocorreram vários 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 por realizar tais investigações por rotina, em um a dois furos, até que se adquiram algumas indicações sobre os estados de tensões internas de nossas rochas e de sua tectônica presumida: gradativamente à medida que tais informações forem coligidas por rotina, acumular-se-à experiência que permite dispensar tais investigações em muitos casos.

5. Sequência de estudos geológico-geotécnicos de caixas de empréstimos.

Uma primeira noção dos materiais disponíveis para a construção das obras decorre da apreciação geológica preliminar, ca-

bendo mesmo ao geólogo apontar em primeiro grau de aproximação quais as melhores disponibilidades e localizações de materiais pedregosos, arenosos, e impermeáveis.

Porem, imediatamente após a formulação da orientação geológica preliminar, o assunto passa a pertencer ao âmbito da engenharia civil, ocorrendo uma iteração de contribuições mutuamente complementares do geólogo e do engenheiro projetista, sob a orientação deste. Múltiplas são as variantes de projeto disponível para atender a condições de maiores ou menores provimentos naturais da geologia, e, na conceituação moderna, é muito mais eficaz que o engenheiro assuma a posição de agente ativo, mesmo pseudogeológico, do que se restringir à função fatalística de encontrar ou não a formação geológica favorável. Por um lado um fator de custo indiscutivelmente pesado, e mesmo proibitivo, é o transporte de materiais necessários em grandes volumes; por outro lado, o "primeiro empréstimo" a considerar em qualquer obra é, obrigatoriamente, os 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 justamente no sentido de minimizar os requisitos de quer um quer outro dos principais materiais geológicos eventualmente em falta ou associado a custo elevado.

Em resumo, portanto, a apreciação preliminar de disponibilidades de materiais construtivos é orientada pela geologia, mas imediatamente 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 natural e convenientemente sob a coordenação do primeiro.

5.1 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 "esteril" a remover, e estabilidade do corte respectivo especialmente se a pedreira é de pé de encosta ou de meia-encosta: quanto ao esteril, um fator muito frequentemente esquecido é que praticamente todos 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 esteril não passa a vetar ipso facto uma pedreira, especialmente se esta estiver muito próxima em comparação com outras alternativas. As rochas fraturadas e/ou fraturáveis pouco decompostas tem hoje tanta aplicação favorável (transições granulares e enrocamento compactado) que são mesmo procuradas em inúmeras situações em preferência à rocha sã limpa.
- b) Dureza da rocha, afetando custos de perfuração para desmonte, e todas as operações posteriores (britagem, etc.) em que aumentam os onus de desgaste de equipamentos.
- c) Sistemas de juntas, natureza de suas superfícies (quimicamente alteradas ou não, etc.) e espaçamentos entre elas, como um dos fatores primordiais, que condicionará os tamanhos dos blocos a resultarem do desmonte. (N.B. 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).
- 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 aquilatados 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): e, nestes testemunhos convem 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 e ao desgaste mecânico pelo ensaio Los Angeles, etc).

Considerando que nos horizontes fortemente decompostos a recuperação é frequentemente baixa a despeito dos melhores cuidados usuais, e considerando por outro lado o interesse que tais horizontes (geralmente predominantes no esteril acima da rocha sã) devem despertar para aproveitamentos colaterais, recomendam-se algumas facetas de investigação obrigatórias que frequentemente são esquecidas: a) *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; b) emprego de *algumas sondagens concomitantes de bitola diferente*, maior, para aquilatar as consequências de uma diferença de intensidades de desgaste de perfuração sobre a amostragem; c) abertura de *poço de exploração ao lado de uma ou outra das sondagens*, para comparar no exame visual-táctil as indicações de um

furocorrente (condições extremamente confinadas) com as de uma escavação parcialmente confinada).

Um dos problemas que merece a nossa maior atenção é o do *aproveitamento de materiais pedregosos menos sãos*.

Por um lado, tal aproveitamento encontrava uma certa resistência, porque não encontrava 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 sãos, porém restringindo o seu emprego 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 de sua 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 tem sentido quando procedidos nas condições (equipamentos, etc.) que realmente 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.

5.2 *Materiais granulares, areias e calcalhos.*

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 bem definir a granulometria do material, segundo adiante se discute, requerendo-se assim a retirada de amostras representativas. Porém sob o ponto de vista prático de exploração é necessário determinar adequadamente: a espessura e qualidade do esteril (classificação visual-táctil e indicações de consistência) para aquilatar os equipamentos e processos construtivos de sua remoção e o possível aproveitamento ou desperdício consequente 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 de 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.

5.2.1 Tipo de perfuração e amostragem.

Considerados os aspectos acima, cabe frisar que via de regra não podem ser admitidos para a investigação de areais os chamados métodos mais econômicos de perfuração, compreendendo uma mera perfuração e amostragem a trado acima do N.A. e a 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 (item 4.1) sem prejuízo da confiabilidade e qualidade dos resultados; e, realmente, a economia even-

tual é irrisória, sendo muito mais corretamente alcançável pela redução do número de pontos de sondagem ao invés da tolerância quanto à qualidade respectiva.

Sem o revestimento, as amostras vem adulteradas por mistura de materiais desbarrancados das paredes do furo; também se limita 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 no balde com amostras coletadas em poços ou valas.

Ocorre por vezes a necessidade de alguma correção nas curvas de granulometria das amostras do balde por motivos a) de algumas pedras demasiado grandes para nele entrarem b) algumas pedras fraturadas pe'o balde. Em tais casos sugere-se também o emprego comparativo de furos e baldes de diâmetros diferentes.

5.2.2 Disposição dos furos e da amostragem.

Quanto à distribuição dos furos em planta e das profundidades de amostragem em cada furo cabe comentar que muito frequentemente se desperdiça trabalho em reduzir o espaçamento da malha de furos por falha de conceituação. A malha de furos de 100 em 100 metros 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 es-

cala 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, etc.*..., 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.

5.2.3 Ensaios.

Finalmente quanto aos ensaios a que submeter as amostras, recomendam-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 o seu emprego).

Observe-se que no tocante ao problema da lavagem uma conclusão final pode requerer o ensaio em lavadora à escala da que for empregada na construção.

Finalmente, de acordo com as necessidades do projeto e as especificações construtivas visualizadas procedem-se os ensaios de resistência, compressibilidade, e permeabilidade. No caso de materiais granulares finos tais ensaios serão de laboratório: porém no caso de cascalhos de granulometria extensa, bem ou mal graduada, e/ou de grãos sujeitos a quebras, só terá sentido a realização de ensaios de campo sobre pistas experimentais de compactação conforme acima discutido em 5.1.

5.3 Materiais terrosos (essencialmente impermeáveis)

Repete-se de início o fato de que *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 siltosos, e com acentuada proporção de sais solúveis tem 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%) tem sido empregados com muito sucesso em várias grandes barragens, visto que por um lado a elevada densidade (aprox. 2,2 t/m³ 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 muito 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 temem recalques diferenciais capa-

zes 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 simplifica-lo no sentido de meramente buscar materiais de maior Índice de Plasticidade (ex. $IP \geq 15$) representa condição admitida como desejável, porém nem necessária nem 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 entre nós, porém, as variações de materiais entre areias argilosas, siltes argilosos, argilas arenosas, e argilas siltosas que ocorrem como "famílias ou grupos" de curvas de compactação Proctor nas investigações das volumosas caixas de empréstimo terroso *não tem 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., etc.).

Um dos grandes erros que se tem praticado repetidamente na engenharia de barragens de terra é a difusão infundada de uma noção de que se desejem solos "argilosos" a ponto de se rejeitar os demais, quer mudando de caixa de empréstimo para mais e 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 $1,7 < \gamma \cdot \text{máx.} < 1,8 \text{ t/m}^3$ ao "grupo" de solos de $1,8 < \gamma \cdot \text{máx.} < 1,9 \text{ t/m}^3$, ou coisa semelhante). Tal hipótese de orientação decorreu inegavelmente da prática de uma compartimentalização de funções, como se coubesse a geólogos ou laboratoristas de mecânica dos solos a tarefa da 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 o seu funcionamento 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 preadensamento nominal" correspondente à compactação passa a ser significativamente excedida pelas pressões de peso de terra da obra. A padronização aproximada do esforço compactador, dentro da faixa medianamente estreita, resulta da padronização industrial na fabricação dos equipamentos de compactação. Também, é deceptivamente 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 compartições 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 $\pm 1,5\%$.

5.3.1 Pesquisa de campo.

Como interessam principa'mente os materiais medianamente argilosos e acima do N. A., a investigação preliminar, de cam-

po se baseia via de regra, apropriadamente, em *furos a trado para a colheita de amostras representativas* para os ensaios de compactação e de caracterização que adiante se discute.

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 uma vez aberto um empréstimo em geral convem economicamente aprofundar a sua exploração o tanto quanto possível. Quanto ao espaçamento da malha repetem-se os comentários do item 5.2.2 quanto à distinção entre variações à escala dos 60 a 100 metros, e as variações à escala dos decímetros a um a dois metros. Repetem-se aqui as objeções quanto à inutilidade de uma redução do espaçamento entre furos na malha básica, por exemplo, de 100 para 50 metros, em comparação com as vantagens da informação complementar que deriva da execução de furos adicionais bem perto (1 a 5 ou 10 metros) 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 umidades in situ, tanto as que variam erraticamente (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 200m, 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 empréstimo* 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 5% in situ (que condiciona a compactabilidade e as pressões 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).

5.3.2 Ensaio de caracterização de empréstimo.

Os principais ensaios iniciais a executar com as amostras representativas extraídas dos furos a trado são os de compactação. Recomendam-se os ensaios tipo Hilf (chamados de *Hilf-Proctor* em que se aplicam dois incrementos fixos e conhecidos de umidades ($\Delta h\%$) 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 $\Delta h\%$, $h_{nat} - h_{opt}$, através da subtração do valor h_{opt} em ensaio de Proctor, do valor separadamente determinado de h_{nat} , geralmente fornece indicações muito menos satisfatórias (compreensível pela teoria dos erros etc.). Obtidos para determinadas amostras os valores de $\Delta h\%$, $h_{opt}\%$ e $\gamma_{máx.}$ t/m^3 que bem 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 etc. (por exemplo, em muitos solos de areias argilosas com pedregulhos, a fração de areia e pedregulho é mineralogicamente tão distinta da fração de areia e pedregulho é mineralogicamente tão distinta da fração argilosa que as determinações dos δ res-

pectivos fornece 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 sempre exigida é de quantos conjuntos de ensaios, supra resumidos, executar. A tendência tem sido de se exagerar em tais ensaios de mera caracterização, por se abdicar do direito e da obrigação de sempre primeiro caracterizar visual-tátilmente.

Se racionarmos através de estratos ou horizontes caracterizáveis visual-tátilmente, sabemos que *cêrca 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 salientar 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 interveniência significativa do $\Delta h\%$ e $S\%$ em qualificar "horizontes" do empréstimo, de modo que um mesmo tipo de solo pode, e frequentemente deve, merecer tratamento em dois ou mais subhorizontes. Perante as necessidades práticas de interpretação do empréstimo em cada subhorizonte devem ser obtidos 25 a 30 valores de $\Delta\%$, $hot\%$, γ . máx. t/m^3 e $LP\%$: os de-

mais ensaios, de aplicação muito mais indireta não precisam exceder de 10 conjuntos completos por subhorizonte.

A importância especial dada ao limite de plasticidade LP% se prende ao grande interesse no traçado de um gráfico de hot vs. LP; indica o estado de "plasticidade" do solo conforme for compactado a umidades 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 duas a três 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 volumes separados a) ao natural b) seco ao ar, pulverizado e reumedecido 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 eventualmente 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, à rapidez de furação-amostragem-ensaio para evitar secamentos, quanto a validês de raciocínios ou acomodações de misturamentos de amostras, etc.

Em primeiro lugar cabe apreciar os ensaios de compactação disponíveis para a investigação.

São três os ensaios desenvolvidos: o tipo Proctor Normal PN, o Proctor Modificado PM, e o de 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 três 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 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 em comparação com 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 do ensaio de Hilf que se empregará na obra para o controle da 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 distinto para cada um dos três 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 que a remanipulação do mesmo material por três vezes sucessivamente provoca uma desintegração maior do grão unitário inicial, empurrando o pico para baixo e para a direita. Note-se que o U.S. Bureau of Reclamation cuja experiência deriva muito mais de barragens do que de estradas etc., 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" 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 hori-

zontes muito homogêneos cabe portanto reduzir a cerca de 4" 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".

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, convem deixá-lo para fase subsequente de ensaios*, após caracterizados os horizontes e resolvido em nível de Anteprojeto preliminar se será exigido, se convirá, ou se meramente ocorrerá, o *misturamento de acordo com os 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 frequentemente não se conseguem no campo* (permanecendo núcleos dos solos distintos), e os parâmetros geotécnicos de uma mistura frequentemente 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 Hilf-Proctor, sem secamento e sem reuso, porque em solos de 18% < hot < 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 comento o seguinte. O ensaio PM, 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 $85\% < S < 90\%$). A energia e compactação significativamente maiores tiveram e tem suas vantagens indiscutíveis em solos mais granulares e no setor de estradas (facilidade de secamento, nenhum interesse em plasticidades etc.). No caso de barragens, em solos pronunciadamente argilosos, dificilmente se encontram condições de aplicação de maiores energias (os solos são geralmente muito úmidos para tal) e frequentemente ao invés de se melhorar significativamente 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 simultaneamente 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 de tempos em tempos cogite de tal ensaio, por sofisticação um tanto acadêmica. Acontece por um lado que rolos muito distintos, desenvolvidos posteriormente e em 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 (até velocidade da ordem de 12 a 15 km/hr) do que os 4 a 6 km/hr tradicionalmente exigidos dos rolos pé-de-carneiro. Assim, em geral, a experiência mostra que o ensaio de laboratório se limita a prover um meio de conseguir densidades (aparentes secas) e umidades de compactação semelhantes às facilmente obtidas no campo: e, como corolário, o que interessa é empregar o 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 centenas de milhões de metros cúbicos compactados, só se encontra referências ao ensaio PN como tendo sido empregado para ensaio de comparação básica: e 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 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.

5.3.3 Ensaios geotécnicos especiais

Já se frizou 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.

No tocante aos 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.

Constitue uma das mais importantes decisões de projeto de uma barragem de terra, e portanto decisão da Projetista, a decisão de empregar materiais mais ou menos argilosos e seu eventual zoneamento, a decisão da 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 (otimizado técnico-econômico) e o estabelecimento conseqüente 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.

Somente a *experiência de curva de frequência 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% compactação PN, e úmida ótima respectiva) do ensaio ou a quaisquer especificações arbitrárias, ao seu redor, que pareçam rotineiras (ex. $\geq 96\%$ 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 tem que ser obtidos na obra através de ensaios sobre corpos de prova talhados do aterro compactado. Vejam-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 Mecanica de Suelos y Cimentaciones, Mexico. Assim, a escolha de materiais representativos para submeter aos ensaios geotécnicos especiais geralmente se resume na escolha de tres (no mínimo) a quatro materiais que cubram a faixa de variação de tipo 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 também: e 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 los ensaios, e considerando a função importante e principal, de examinar tendências de variações (e não comportamentos médios estatísticos) é indispensável começar por misturar bem homogeneamente um volume adequado de material para cada conjunto de ensaios.

Os ensaios a executar, sua programação específica e sua interpretação constituem capítulo à parte.

6. *Interpretação e apresentação de resultados das investigações.*

Finalizando a presente discussão eminentemente dirigida para as conceituações que me parecem mais proveitosas para o desenvolvimento tecnológico integrado com a frutificação do inter-relacionamento profissional, cabe dedicar uns breves comentários à conceituação da apresentação de resultados de 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: o que deve realmente ser transmitido é a *síntese compacta e responsavel*, 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; 3) na recepção da informação transmitida, o profissional incumbido do próximo passo recebe e *apreende a síntese anterior*, a acata ou eventualmente reaprecia, mas basicamente prossegue com uma síntese aceite como sua, sob sua aprecação responsavel.

E assim por diante.

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 reorientações da finalidade do 3) sem que caiba qualquer imputação ou preocupação de erro deshonroso: é mesmo que a revisão cabível fosse tão grave que chegasse a ser interpretável como erro, infelizmente reconheçamos que errando ou acertando, só se aprende através do exercício da plenitude da atribuição profissional incluída na interpretação, na síntese, e na decisão. Mais erra quem nada faz, negando a condição de profissional e de homem.

7. Considerações especiais sobre Programação e Interpretação de Ensaios Geotécnicos de Laboratório.

Considero apropriado genericamente subdividir o assunto nos quatro seguintes itens:

- a) Ensaios para determinação de *parâmetros-índice*;
- b) Ensaios para determinação de *parâmetros fundamentais convencionais; solos sedimentares*.
- c) Considerações especiais para *solos saprolíticos*;
- d) Considerações especiais referentes a *relações tensão-deformação*.

7.1 Parâmetros-índice

Os parâmetros-índice, já mencionados, constituem o elo básico entre a classificação visual-tátil e a determinação dos parâmetros geotécnicos fundamentais neces-

sários à realização de cálculos de projeto. Na Mecânica dos Solos convencional são os parâmetros decorrentes dos ensaios ditos de caracterização, granulometria, limites, e compactação, mas em determinado projeto grande cabe desenvolver ensaios específicos, como por exemplo a classificação por *côr* etc., que podem ser bem mais significativos em identificar e distinguir *tipos* distintos.

Para cada obra civil abrangendo geologia diferenciada, seria plenamente suficiente proceder a bem poucos conjuntos de ensaios de caracterização, desde que os mesmos estejam adequadamente distribuídos *de acordo com os horizontes*.

Os principais ensaios de caracterização (granulometria, limite de liquidez LL, e limite de plasticidade LP) são sempre feitos como apoio à (e confirmação ou revisão da) classificação visual-tátil (que deve sempre precedê-los) e, portanto, *na medida em que determinados solos passam a se repetir*, não há absolutamente nenhum interesse em repetir ensaios, salvo judiciosamente (ver itens 7.1.1 e 7.1.2 a seguir). Sugere-se portanto a seguinte subordinação básica:

7.1.1 Confirmação da classificação visual-tátil em solos representativos.

Provavelmente serão realizados alguns conjuntos de ensaios dentro de tal programação. Cabe mesmo realizar alguns ensaios comparativos segundo técnicas correntes e um tanto distintas (ex. com e sem secamento, com e sem peneiramento separando determinada fração grossa, etc., com um e outro defloculante, etc.) a fim de alertar quanto ao grau em que determinados pormenores menos seriamente observados na padronização podem influir.

7.1.2 Confrontação e reafirmação periódica.

É indispensável realizar, de tempos em tempos, a esmo, alguns conjuntos de ensaios tanto em solos que pareçam ser um pouco diferentes, como nos próprios solos já considerados representativos e conhecidos, para a aferição da própria capacidade de estimativa visual-tátil dos parâmetros-índice em jogo.

7.1.3 Ensaio para completar o quadro.

Cabe salientar enfaticamente que sobre cada solo representativo, e particularmente, sobre cada solo selecionado para a realização de ensaios geotécnicos especiais para determinação de parâmetros-fundamentais (resistência, compressibilidade, permeabilidade) deve sempre exigir-se todo o espectro dos ensaios geotécnicos que definem a sua "personalidade": um erro lamentavelmente dos mais frequentes, consiste em se fazer ensaios distintos sobre materiais não suficientemente idênticos e homogêneos, o que prejudica o entendimento global e comparativo do solo.

7.1.4 Ensaio de Compactação: desvio de umidade.

Já foram mencionados. É importante lembrar que este ensaio além de fornecer indicações para a compactação serve de índice muito útil quanto ao tipo de solo.

7.1.5 Densidade dos grãos.

Tem sido frequente, por rotina de cunho comercial e/ou absurdamente acadêmico, realizar grande número de tais ensaios (por vezes um para cada amostra): jamais se viu qualquer interesse (ou se encontrou quem o provase) em tão grande profusão de tais ensaios.

Admitindo ocorrências de mineralogias suficientemente diferenciadas, visualizo a realização de um pequeno número de tais determinações, principalmente associadas com as amostras representativas mencionadas no item 7.1.1, ou com as amostras especialmente ensaiadas conforme item 7.1.3.

Cabe é insistir que tanto em sedimentos como, particularmente, em saprolitos, haverá frequente interesse em se subdividir os grãos de um dado corpo de prova (seja em função de tamanhos de grãos, etc.) para *mais do que uma* determinação de densidade de grãos, de modo a permitir diferenciar entre grãos mineralogicamente distintos. Para fins de cálculos de índices físicos do corpo de prova em seu todo

sempre é possível estabelecer um valor médio ponderal de tais densidades diferenciadamente determinadas.

7.1.6 Novos ensaios para saprolitos e solos residuais parcialmente laterizados.

Reconhecidamente defrontamo-nos com uma necessidade insofismável do desenvolvimento, em solos residuais e saprolíticos, de novos ensaios e métodos visual-tacteis para identificação de materiais, pois já é francamente reconhecido que o comportamento destes solos depende inteiramente:

(a) do grau de desintegração física, de trituração, com que o solo será manipulado, afetando de formas grandemente diferenciadas a *granulometria efetiva*, que nada tem a ver com a granulometria dos ensaios da Mecânica dos Solos convencional (que poderemos chamar de granulometria potencial sob desintegração maximizada);

(b) do grau de plastificação por amassamento em estado úmido (acima do LP ou da hot), com que o solo será manipulado, afetando de formas grandemente diferenciadas a *plasticidade efetiva*, que nada tem a ver com a plasticidade dos ensaios da Mecânica dos Solos convencional (que poderemos chamar de plasticidade potencial maximizada).

Em solos residuais (maduros) e saprolíticos e/ou lateritizados, cabe agrupar horizontes não só em função de classificação visual-tactil do tipo de solo (granulometria, limites, etc...) mas também em função de *consistencia ou densidade* (devido-se, para tal, começar por empregar índices rudimentares de campo, tal como penetrômetro de bolso, etc.) e, a seguir, oportunamente, confirmar com *determinações de índices físicos in situ*. Por exemplo, um horizonte superior de "argila silteosa porosa vermelha" poderá bem berecer subdividir-se em dois a três subhorizontes, o superior de *consistencia "fraca"*, um de *consistencia mediana*, e finalmente um de *consistencia "firme"*. As densidades aparentes secas respectivas provavelmente corresponderiam a graus de compactação GC de cerca de 65 a 75%, 75 a

82%, e 82 a 90%. A despeito de que tais índices GC% pareçam relativamente baixos, é comum registrarem-se em tais solos comportamentos surpreendentemente favoráveis, o que se deve a pequenas cimentações (ferruginosas, etc.) em pontos chave entre grãos. Esclareço que submeto para os solos residuais e saprolíticos a sugestão de uma *classificação da condição do solo* em termos de *consistência fraça, mediana, e firme* de forma a distinguir, propositadamente, das classificações correntes para argilas (consistências muito mole, média, rija, muito rija, e dura) e para areias (fofa, pouco compacta, medianamente compacta, compacta, e muito compacta) pois que nos solos residuais e saprolíticos o comportamento exclue as simplificações na base da visualização de solos ora puramente coesivos, ora puramente não-coesivos.

Para o desenvolvimento de observações e ensaios de classificação visual-táctil mais apropriada para tais solos caberá submeter considerações e sugestões em separado.

7.2 Colheita de amostra para determinação de parâmetros fundamentais.

Na programação criteriosa de ensaios geotécnicos especiais de laboratório, a subdivisão e programação que segue procurou ter em conta não só os desejos vislumbráveis sob o ponto de vista mais amplo, acadêmico, mas também, as limitações de ordem prática, pelas quais em determinados casos não é alcançável um melhor grau de precisão da solução dos problemas de geotécnia em jogo, quer por motivo de danos inescapáveis de amostragem e de manuseio de amostras, quer por motivo de lacunas na teorização capaz de aproveitar dos parâmetros, quer ainda, por determinados parâmetros deixarem, em grau mais preciso de definição, de ser condicionantes perante as facetas significativas do dimensionamento do projeto.

Sugiro genericamente considerar-se os seguintes casos separadamente: (a) empréstimos; (b) solos sedimentares submersos (argilas saturadas moles por um lado, e demais solos em geral por outro lado); (c) solos sedimentares acima do N.A.;

(d) solos residuais lateritizados e/ou saprolíticos (acima da N.A., e abaixo do N.A., respectivamente).

7.2.1 Materiais de empréstimo.

A partir dos *solos paradigma* escolhido acima, serão selecionados ao todo cerca de 2 a 3 solos a serem ensaiados amplamente, para bem orientar quanto a parâmetros fundamentais e suas variações em função de tipos de solos.

7.2.2 Solos sedimentares submersos.

As considerações são um tanto diferenciadas não só em função da maior ou menor dificuldade de extração de amostras indeformadas adequadas, mas também em função da probabilidade de que o conhecimento adicional a adquirir seja realmente útil ao projeto.

7.2.2.1 Argilas saturadas moles a médias.

Para todos os fins previsíveis em fase de Projeto Básico a amostragem de tais estratos se limita a *amostras de tipo indeformado* em tubos Shelby de 2 polegadas de diâmetro, parede fina (relação de áreas inferior a 7%) cravação por empurramento sob peso elevado ou auxiliada por pequenas pancadinhas devidamente anotadas, anotando-se também obrigatoriamente a percentagem de recuperação de amostragem.

7.2.2.2 Demais solos de difícil extração de amostras indeformadas.

Em fase de projeto Básico em geral é possível empregar estimativas de parâmetros fundamentais a partir de ensaios *in situ* tal como o EPEC.

7.2.3 Solos sedimentares acima do N.A.

Interessará para o caso de condições de apoio de carregamentos de aterros apenas o caso de solos argilosos; e, tanto mais quanto mais argilosos, mais saturados, e menos consistentes forem.

Só se deve cogitar da extração de amostras indeformadas em blocos, recorrendo a poços ou cachimbos de escavação manual.

7.2.4 Solos residuais e/ou saprolíticos, ou lateritizados.

7.2.4.1 Acima do N.A.

Prevalece a indicação de que só se cogite da colheita de *amostras indeformadas em bloco*, mediante poços ou cachimbos escavados manualmente.

Durante a abertura dos poços e/ou cachimbos idealmente os horizontes residuais e saprolíticos tem que ser cuidadosamente mapeados em primeiro lugar, para se escolher as posições de amostragem indeformada. Nos saprolitos é indispensável registrar meticulosamente os *planos preferenciais* remanescentes da rocha mater, seus azimutes e mergulhos; também, com relação a tais planos, conforme couber em cada caso, registrar (a) o *contraste de resistência*, (b) o *contraste de permeabilidades*, (c) a *concentração mineralógica* associada ao plano, e (d) no caso de *partículas lamelares* (micáceas ou argilosas), o *grau de alinhamento* de tais partículas. Assim, a colheita de amostras indeformadas em bloco será orientada não só com relação às caracterizações do tipo de solo e de sua condição de ocorrência em média no ponto, mas também com relação ao *grau de contraste* representado pelos planos preferenciais: as orientações dos planos serão inseridas na formulação dos problemas de percolação, de deslizamento, etc.

7.2.4.2 Solos residuais lateritizados e/ou saprolíticos abaixo do N.A.

No caso de solos sedimentares submersos já se conhece, tanto os comportamentos dos solos como os problemas da própria investigação geotécnica, suficientemente para se admitir as decisões liminares acima resumidas. É mister frizar todavia, que em todos os casos supra a colheita de amostras indeformadas para ensaios de parâmetros fundamentais *sempre só será feita imediatamente contígua* a pontos de sondagens SPT, EPE, etc., de modo que

após o estabelecimento de correlações entre os parâmetros-fundamentais e os respectivos parâmetros-índice acima do N.A. (preferivelmente no horizonte saturado) a extensão do perfil de parâmetros-índice para abaixo do N.A. permitirá algum conhecimento de parâmetros-fundamentais por extrapolações criteriosas das correlações.

Nos casos de solos residuais e/ou saprolíticos não se pode excluir a ocorrência de problemas geotécnicos sediados abaixo do N.A.: ao contrário, até certo ponto pode-se mesmo afirmar que é precisamente abaixo do N.A. que poderão predominar os problemas. Haveria, portanto, necessidade de se dedicar alguma parcela da investigação a amostras indeformadas provenientes de horizonte abaixo do N.A. Tal propósito esbarra com a reconhecida dificuldade da extração de amostras realmente fide-dignas de saprolitos submersos. Para a fase de Projeto Básico recomenda-se recorrer a uma correlação de parâmetros índice (SPT, EPE, etc.) e parâmetros fundamentais com recurso a amostras saturadas da franja capilar, empregando a seguir tais correlações extrapoladas a favor da segurança conforme necessário, para através de valores SPT e EPE subjacentes ao N.A., estimar os parâmetros fundamentais necessários.

7.3 Programação de ensaios para determinação de parâmetros fundamentais. Terreno natural. Solos sedimentares.

7.3.1 Argilas moles a médias saturadas.

O problema que se põe é o do lançamento de aterro sobre a argila mole; problema principalmente de rutura, e, secundariamente, de calculos de recaques.

Realizar ensaios de Resistência à compressão simples, fornecendo as curvas tensão-deformação respectivas. Em primeiro grau de aproximação o comportamento do solo sob aterro será o puramente coesivo, $\varphi = 0^\circ$ e $c = Rc/2$. Para melhor conhecimento do tipo de solo, realizar sobre cerca de 20% das amostras, o ensaio Rc sobre o mesmo corpo de prova recém-rompido, totalmente amolgado, permitindo determinar a *Sensibilidade*.

$$CEC = \frac{(S\%) (GC\%)^2 (\gamma Z \text{ t/m}^2)}{100 (\Delta p \text{ t/m}^2) (\gamma Z + \Delta p \text{ t/m}^2)} \text{ resultar } \leq 350$$

sendo S = grau de saturação %
 GC = grau de compactação Proctor %
 γZ = pressão de peso de terra t/m² na posição da amostra
 $(\gamma Z + \Delta p) \text{ t/m}^2$ = pressão final atuante, durante o encharcamento.

Na medida em que o recalque subíto de encharcamento-cólapse assim se indicar como merecedor de atenção, recomenda-se realizar alguns ensaios edométricos especiais, cada um com *encharcamento ao final de um estagio diferente*, e apropriado, de pressão.

(b) *adensamento-permeabilidade*. Uma propriedade que interessa muito investigar é a variação do coeficiente de permeabilidade com o adensamento (principalmente em corpos de prova indeformados representando o terreno de fundação): sugere-se para tal os ensaios de adensamento-permeabilidade, aplicáveis aos estágios de pressão depois daquele em que se promover o encharcamento (supra) e, preferivelmente, de valores acima da pressão de preadensamento, pc. Poderá mesmo exigir-se, em fase mais aprimorada de investigação, a realização de tais ensaios em *adensamento triaxial*, em corpos de prova da ordem de 4 polegadas de diâmetro.

Sugere-se umas três séries de determinações de permeabilidade sob 3 a 4 pressões diferentes, cada série sobre um corpo de prova: todavia os três corpos de prova assim submetidos a ensaio ponderão bem ser alguns dos corpos dos ensaios edométricos mencionados acima.

7.3.2.2 Permeabilidade

Não se cogita de tais ensaios em solos sedimentares, aparentemente homogêneos. No caso de solos com uma perceptível anisotropia em permeabilidade (particularmente em solos saprolíticos, com planos preferenciais de percolação) haverá interesse e mesmo necessidade de se realizar *pares de ensaios de permeabilidade*, paralela e perpendicular às direções preferenciais.

7.3.2.3 Resistência ao cisalhamento.

Será sempre preferido o ensaio de compressão triaxial (em comparação com o cisalhamento direto) com exceção do caso em que se pretender determinar a resistência segundo planos preferenciais. Só se cogitará do emprego de ensaios de cisalhamento direto para ensaios lentos, drenados.

Quanto aos diâmetros dos corpos de prova para ensaios triaxiais haverá todo interesse em não descer a diâmetros menores do que 2".

No texto a seguir sempre que for mencionada uma série de ensaios visualiza-se a execução de uma série mínima de 4 ensaios sob pressões diferentes, para fins de estabelecer envoltórias. No caso de haver falta de corpos de prova, ou no caso de que ocorram diferenciações significativas entre corpos de prova da mesma amostra, poderá ser usada com interesse a técnica do *ensaio em estagios*, dependendo de uma programação criteriosa após a execução de um primeiro ensaio com curva tensão-deformação extensa, para a determinação da natureza da curva tensão-deformação extensa, para a determinação da natureza da curva tensão-deformação que comprovará a viabilidade do emprego da técnica do ensaio em estagios.

Em todos os ensaios de resistência será dada preferência aos equipamentos a *deformação controlada*, só se aceitando os ensaios a tensão-controlada após a justificativa adequada.

Como primeiro passo as investigações se referirão sempre às séries clássicas de ensaios (sobre as quais se baseia o grosso da experiência mundial):

(a) Ensaios rápidos sobre corpos da prova ao natural.

- (b) Ensaios adensados-rápidos sobre c.p. ao natural.
- (c) Ensaios adensados-rápidos-saturados.
- (d) Ensaios lentos ou drenados.

(a) *Ensaios rápidos (ao natural)*

No caso de terreno natural sujeito a sobrecarga de aterro, tais ensaios fornecerão a *indicação mais pessimista* possível da equação de resistência com que contar para a "estabilidade de fim de período construtivo". Também para os casos de estudos de fundações os resultados respectivos tem que ser compostos com os ensaios adensados-rápidos e de ensaios lentos, para a *determinação de uma equação de resistência ponderal*: porém, os ensaios rápidos fornecerão as indicações menos favoráveis para tal composição ponderal. *Os ensaios rápidos não se aplicam a análises de cortes e de muros de arrimo (em cortes), se forem ensaios convencionais, de rutura por aumento de σ_1 .*

Cada série compreenderá no mínimo 5 a 6 ensaios, sob valores de pressão confinante entre a de peso de terra inicial, e a pressão máxima final (peso de terra mais sobrecarga estimada). Na medida do possível convém, no presente caso, empregar cada corpo de prova para um estágio de pressão adicional: resultarão assim para a envoltória 5 a 6 valores básicos e 5 a 6 valores complementares sob estágio incremental de pressão.

Não há interesse na realização de tais ensaios com medidas de pressão neutra. Encarece, e as medidas de pressão neutra são muito discutíveis e discutidas.

Será realizada uma série de ensaios sobre cada solo paradigma.

(b) *Ensaios adensados-rápidos (ao natural)*

Conhecida a pressão de preadensamento p_c a série de ensaios deve ser programada essencialmente tendo em mente a *subdivisão da envoltória em três universos estatísticos*.

No trecho da compressão virgem caberá realizar uns dois ensaios com pressão con-

finante (de adensamento) no mínimo equivalente a cerca de 1,3 vezes a pressão p_c . A equação de resistência deste universo estatístico passará obrigatoriamente pela origem do gráfico de Mohr.

No trecho *preadensado* em que o *cisalhamento provoca compressões* (e possíveis sobrepressões neutras), sob pressões confinantes de adensamento entre cerca de $0,2 p_c < \sigma_c < p_c$, serão realizados cerca de 3 a 4 ensaios, para a definição adequada de uma equação de resistência contendo parâmetros de coesão e de ângulo de atrito (ambos nominais).

Finalmente no trecho *preadensado sob tensões muito baixas* em que há oportunidade de ocorrerem tendências ao inchamento (sob $\sigma_3 \leq 0,2 p_c$) caberá realizar uns dois ensaios: de novo, a equação de resistência respectiva será forçada a passar pela origem.

No caso de se tratar de solo insaturado não há verdadeira conveniência em executar ensaios com pretensas medidas de pressão neutra. No caso de se tratar de solo saturado (assim como no caso a seguir discutido de corpos de prova submetidos à saturação) interessa executar todos esses ensaios com medidas de pressão neutra, e interessa rerepresentar os seus resultados tanto em termos de pressões totais (híbridas) como em termos de pressões de adensamento, como finalmente, em gráfico de modo clássico de pressões efetivas.

Resultarão portanto, ao todo idealmente, cerca de 7 a 8 ensaios por série, para definir tres equações de resistência. Alguns dos ensaios poderão ser por estágios se as pressões confinantes do adensamento inicial e do adensamento sob o estágio de pressão forem suficientemente diferentes, sem escaparem à gama de cada universo estatístico mencionado.

Será realizada uma série sobre cada solo paradigma.

(c) *Ensaios adensados-rápidos-saturados.*

No caso de solos insaturados em que se suspeite poder ocorrer acentuada perda de resistência com a saturação, e em condições em que se vislumbre poder ocorrer a

infiltração tendente a saturar o terreno, caberá realizar uma série de ensaios adensados-rápidos sobre corpos e prova previamente submetidos à saturação, empregando-se exclusivamente a *saturação por contrapressão*. A série de ensaios seguirá orientação idêntica à do caso supra.

Durante o procedimento da saturação por contrapressão exige-se que se comprove ter-se alcançado a saturação mediante o $\Delta u/\Delta \sigma_3 = 100\%$: interessa também fornecer dados completos das pressões neutras registradas contra o tempo a cada incremento (instantâneo) de pressão confinante, até se chegar à pressão confinante sob a qual será executado o ensaio adensado-rápido.

(d) *Ensaaios lentos ou drenados.*

Finalmente, para bem definir (e confirmar) o comportamento de resistência dos solos sob tensões efetivas (e em condição operacional a longo prazo) será indispensável realizar ensaios drenados (lentos). Não caberá depender dos ensaios com medidas de pressão neutra das séries (b) e (c) supra, para definição de parâmetros de tal importância.

Os ensaios lentos são executados de início e preferencialmente sob pressões confinantes bem altas (essencialmente as mais permitidas pelo equipamento) de modo a definir o ângulo de atrito "verdadeiro", bem acima da pressão de preadensamento. Em geral os resultados são bem consistentes, bastando um pequeno número de ensaios para definir a contento o parâmetro intrínseco. Subsequentemente serão realizados alguns ensaios sob outras pressões: é muito conveniente o ensaio em estágios; cabe prever um total da ordem de 4 a 5 ensaios por série.

Será realizada uma série de ensaios sobre cada solo paradigma.

7.3.2.4 Sensibilidade.

Em determinados solos pronunciadamente argilosos e plásticos, havendo suspeita de que o solo de alta Sensibilidade (relação de Resistências à Compressão Simples ou

Triaxial Rápida, nos estados *indeformados e amolgado*) haverá necessidade de se determinar o valor da Sensibilidade.

7.4 *Considerações particulares para solos saprolíticos. Terreno natural.*

Repetem-se, em princípios básicos, as considerações do item 7.3.2, com as seguintes ressalvas.

7.4.1 Compressibilidade.

Frequentemente ocorrem (ex. em granitos, basaltos, etc.) volumes à escala semelhante à de corpos de prova ou amostras de ensaios laboratoriais, que apesar de contíguos exibem consistências fortemente diferenciadas, desde a próxima ao limite de liquidês até a dura e concrecionada mais consistente do que o limite de plasticidade.

Por este motivo será necessário, em primeiro lugar, determinar ao longo das paredes do poço, as proporções de ocorrência de volumes mais e menos firmes. Sugere-se o uso de índices tais como o de penetrômetro de bolso, a ser espetado segundo uma malha geométrica, passando-se a estabelecer uma "curva de frequência" de ocorrência de valores diversos da firmeza medida.

A seguir, seria necessário realizar um número um tanto maior de ensaios edométricos, de modo a incluir volumes dos diversos graus de firmeza.

7.4.2 Permeabilidade.

Pode haver muito interesse na determinação de permeabilidades (tanto em ensaios diretos de permeabilidade, como em ensaios adensamento-permeabilidade) para pesquisar a anisotropia de permeabilidade, e os planos preferenciais de permeabilidade. Caberá talhar corpos de prova devidamente orientados para fluxos paralelos e perpendiculares aos planos preferenciais. Cabe postergar para refinamentos de Projeto Executivo.

7.4.3 Resistência ao cisalhamento.

Também perante a resistência ao cisalhamento haveria necessidade de se pesquisar a anisotropia, ou seja, a influência dos planos preferenciais. Todo o programa acima discutido em 7.3.2.3 repete-se com relação a corpos de prova *representativos da massa geral do saprolito entre planos preferenciais*. A seguir caberia repetir uma parte (significativa) do mesmo programa, para documentar em condições estritamente comparativas, o *contraste de resistência*: para tal fim seria necessário talhar corpos de prova orientados de modo que o plano de ruptura coincida com os planos preferenciais do saprolito (em ensaios drenados convém utilizar o ensaio de cisalhamento direto). Cabe postergar para fase de refinamentos eventuais de Projeto Executivo.

7.5 Aterro compactado, e aterros bota-fora.

Em geral interessa pesquisar principalmente os parâmetros de compressibilidade e de resistência. Serão ensaiados só os solos paradigma referidos. Todavia, o importante é reconhecer que *cada solo paradigma deveria ser pesquisado em 3 condições distintas de grau de compactação GC%*. Reputo genericamente indispensável para a otimização dos projetos de terraplenagem *pesquisar o benefício que a compactação confere aos parâmetros de incompressibilidade e de resistência ao cisalhamento do solo*.

Em função da experiência farta já coligida é possível excluir em primeiro grau de aproximação, o teor de umidade ou *desvio de umidade* como parâmetro independente a ser também pesquisado. Portanto, recomenda-se moldar todos os corpos de prova essencialmente *ao teor ótimo de compactação Proctor*. Admitindo clima semi-árido, poderá ser mais realístico o teor ótimo - 1%.

Recomenda-se para cada solo paradigma, três graus de compactação GC de moldagem dos corpos de prova. Representando uma camada de compactação apenas média um GC de cerca de 95%; representando uma compactação boa, um GC=99%;

finalmente, representando uma compactação esmerada e pesada, um GC=102%, o que pode bem ser muito necessário para uma barragem mais alta. Sobre cada um destes casos, é indispensável de início bem determinar os parâmetros intrínsecos da *pressão nominal de preadensamento* da compactação pc, e do *ângulo de atrito interno verdadeiro*, tal como foi mencionado. O restante da programação é orientada de mesma forma como discutido acima com as seguintes ressalvas:

7.5.1 Compressibilidade.

Bastará executar os ensaios edométricos convencionais. Não parece haver circunstâncias que requeiram a execução de ensaios compressibilidade-encharcamento-coloapso, mas são importantes os ensaios adensamento-permeabilidade.

7.5.2 Permeabilidade.

Não parece haver necessidade de tais ensaios, embora se devam realizar alguns só para completar o quadro de parâmetros de comportamento.

7.5.3 Resistência.

Uma vez devidamente escolhidas as condições de moldagem a representar o maciço compactado, em média, e em duas condições aproximadamente extremas, repete-se a conceituação da necessidade de começar por realizar ensaio edométrico para definir a pressão nominal de preadensamento pc que separa os universos estatísticos.

A seguir repetem-se as indicações de ensaios para cada um dos três universos estatísticos do caso genérico da envoltória Mohr-Coulomb. Repetem-se também as indicações da conveniência de realizar todos os tipos convencionais de ensaios triaxiais para bem caracterizar o tipo de comportamento do solo.

Considero aplicável somente à fase de Projeto Executivo, em casos especiais, a execução de ensaios triaxiais especiais, sobre-adensados (com Overconsolidation Ratio OCR) e adensados anisotropicamente.

7.6 Considerações especiais referentes a relações tensão-deformação.

Conforme é bem sabido e compreensível, na fase inicial do desenvolvimento da engenharia geotécnica, a principal preocupação foi a de análises de rutura, e a de garantia de coeficientes de segurança adequados perante tal eventualidade. As rotinas de ensaio-índice, seguidas das rotinas de amostragem-ensaio-parâmetros-cálculo, que foram desenvolvidas para atender a este primeiro grau de precisão, perante problemas de tal primeira prioridade de preocupação, tem que ser entendidas como indissociáveis de um tal ciclo fechado de validês arbitrada, indubitavelmente repleto de erros parcialmente compensados.

Modernamente, porem, passou a Engenharia Geotécnica a concentrar atenção sobre problemas de deformações. A prática do cálculo de deformações é conceitualmente preferível por ser dirigida diretamente ao assunto de interesse do engenheiro civil, que é a Forma funcional construída, e a preocupação pelo que muda tal forma ou Deforma. Com as ferramentas modernas do cálculo por elementos finitos o engenheiro finalmente dispõe de uma arma potentíssima para calculos "precisos" das deformações a antecipar. Porem, as reais dificuldades residem por um lado na obtenção dos parâmetros representativos, e por outro lado na indefinição prática de quais os limites de deformações totais e diferenciais toleráveis. Não cabe estender os estudos típicos da fase de Projeto Básico para o campo de ensaios necessários para análises por elementos finitos, preocupação mais apropriada para casos especiais em fase de Projeto Executivo. Importante é, porem, reconhecer que perante a tarefa global de engenharia civil em jogo, o gargalo atual definitivamente não é o de melhores meios para realizar os calculos de deformações: a lacuna de segundo (digamos) grau de aproximação está na obtenção de parâmetros; a computação já alcança em termos comparativos o quinto (digamos) grau de aproximação, e, na questão da decisão final quanto à aceitação ou não do resultado calculado como admissível para a obra, mal engatinhamos para chegar ao primeiro grau de aproximação.

De inicio reconheçamos que na fase histórica da engenharia geotécnica, de prioridade pela abordagem do problema de rutura (e de coeficiente de segurança maior ou menor perante tal evento), aproveitou-se grandemente do fato de que: (a) Na maioria dos ensaios a tensão de rutura não altera muito (distinguiram-se como exceção as argilas muito sensíveis, adequadamente atendidas por cuidados especiais de minimização de amolgamento); (b) qualquer tendência de alteração da tensão de rutura no ensaio geralmente resulta a favor da segurança da obra; (c) tanto as hipóteses quanto as medidas de pressões neutras sempre procuraram, consciente e subconscientemente, ficar do lado da segurança.

No momento, porem, em que passamos a analisar os problemas de deformações, deparamos logo com dificuldades muito serias, visto que a maioria dos ensaios de rotina da Mecânica dos Solos realmente não foram desenvolvidos visando a observação cuidadosa de deformações desde o inicio, e sim, de deformações indicativas de rutura, etc. Atente-se por exemplo para o ensaio de adensamento, à primeira vista dirigido para a observação de deformações, lembrando-se que número de ajustes tiveram que ser feitos (e ainda o terão) para a determinação apropriada de deformabilidades no trecho de tensões abaixo da pressão de preadensamento (cf. Schmertmann e os ajustes no tocante aos efeitos de talhagem, Schultze e os acertos para calculos de recalques de argilas preadensadas, etc., etc.).

A tendencia moderna fase à preocupação por deformações é a de bifurcar, por um lado buscando melhor apoio em ensaios in situ, e por outro lado buscando investigar melhor os efeitos de perturbação devidos à propria amostragem e manuseio do corpo de prova.

É indiscutivelmente promissor o emprego de ensaios in situ (tais como os pressiômetros, etc.) porem sua aplicação é mais dirigida para o terreno de fundação. Mesmo nos ensaios in situ é indispensavel ter em conta os efeitos de perturbação.

As quatro vias obvias são: (a) o ensaio realmente representativo, com efeitos todos (inclusive de perturbação) à escala

“correta”; (b) o ensaio que pretenderia “eliminar” (i. é realmente minimizar) os efeitos de perturbação de superfície; (c) o ensaio que pretenderia se constituir em modelo do prototipo (a grande dificuldade é obviamente a modelagem da própria perturbação, a fortiori tratando-se de fator ainda mai definido; (d) o ensaio em que se procura na interpretação computacional ter em conta a película perturbada conjuntamente com a massa “intacta”. Vemos que qualquer das vias tem os seus problemas a resolver e ter em conta.

Em ensaios de laboratório o problema principal está na investigação de *efeitos inexoráveis de perturbação da própria amostragem*. Todas as pesquisas realizadas até o presente demonstraram que mesmo em amostras sintetizadas recentes (i. é. com curta duração de “acomodações secundárias”) os efeitos da amostragem em alterar a deformabilidade do corpo de prova são muito maiores do que os efeitos sobre a tensão de rutura*. Portanto, na obtenção de parâmetros elásticos E, já por enquanto não cabe muita ilusão quanto às técnicas de ensaio hoje disponíveis. Também quanto ao dado básico complementar

necessário, do valor K_0 para conhecimento do estado inicial de tensões (σ_1, σ_3), a despeito de avanços (por exemplo, Poulos and Davis, “Laboratory determination of in situ horizontal stress in soil masses”, *Geotechnique* March 1972, 22, 1, p. 177) deparamos com problemas; por exemplo, na fundação ocorreria a influencia do enorme tempo de Compressão secundária que contribue com fatores significativos de “quasi-consolidation pressures” (Leonards, Bjerrum).

Finalmente, cabe uma pequena advertencia quanto às dispersões de resultados de diversos corpos de prova, e à abordagem estatística indispensavel. Enquanto discutimos deformações cumulativas (compressibilidade, deformações elásticas, etc.) e impera a aplicabilidade de estatística das médias, o problema é relativamente fácil.

Quando passamos a nos interessar por análises por elementos finitos para pesquisar fissuras de tração, passamos a operar no campo da estatística dos extremos, porquanto são os elementos de mínima resistencia à tração que imperam: em tal situação as análises atuais servem meramente de indicação grosseira, e a tentativa de ensaiar corpos de prova de laboratório, para determinar resistencias à tração, parece ter muito pouco sentido.

Mais uma vez ocorre que a engenharia civil se pratica não tanto através da *previsão do que vai acontecer*, quanto realmente da *segurança do que não vai acontecer*; evitando zonas eventuais de tração prevenimos que não possam ocorrer fendas de tração, enquanto que seria pretencioso admitir uma zona de tração e pretender prever as fissuras que pudessem ocorrer.

* Em adensamento. Schmertmann, J. H. “The undisturbed consolidation behavior of clay”. *Trans. ASCE*, vol. 120, 1955, p. 1201.

Em ensaios triaxiais:

Skempton and Sowa “The behaviour of saturated clays during sampling and testing”. *Geotechnique*, Vol. 13, nº 4, Dec. 1963, p. 269; Ladd, C. C. “Stress-strain modulus of clay in undrained shear”. *Proc. ASCE, Journal SM5*, Vol. 90, Sept. 1964, p. 103; Davis and Poulos “Laboratory investigations of the effects of sampling”, *Civ. Eng. Trans. Instn. of Engineers*, Australia, Vol. CE 9, Nº 1, p. 88, 1967.

No caso de amostras um pouco arenosas (ou que tenham sofrido de um pouco de amolgamento a mais do que aceitável) realizar ensaios *adensados-rápidos*, adensando sob pressões σ_3 equivalentes a $1,3 \bar{\gamma Z}$, $1,5 \bar{\gamma Z}$ e $1,8 \bar{\gamma Z}$: plotados os círculos de Mohr, determinar o valor do círculo de Mohr correspondente a um adensamento sob $\bar{\gamma Z}$ mediante interpolação criteriosa, e assim estabelecer o valor menos criticável de coesão a empregar.

Perante problemas de recalques recomenda-se a adoção da hipótese (em primeiro grau de aproximação) de que as argilas moles a médias submersas se encontram *normalmente adensadas* (a favor da segurança) e que o índice de compressão C_c seja estimável a partir de correlações correntes com o LL. Realmente não se recomenda a execução de ensaios de adensamento sobre corpos de prova provenientes de Shelby de 2"; nem se vislumbra que os problemas de recalques por compressibilidade das argilas sob o aterro sejam condicionantes para o projeto. O índice de Compressão C_c pode ainda ser razoavelmente determinado com os corpos de prova mencionados: portanto, para uma confirmação da correlação $C_c = f(LL)$ sugere-se que algumas amostras de todo o projeto sejam submetidas a ensaios de adensamento (indo a pressões elevadas, da ordem de 20 a 25 kg/cm²). Não haverá interesse em determinações de coeficientes de permeabilidade em tais solos. Os coeficientes de adensamento eventualmente necessários para primeiras estimativas de tempos de adensamento serão estimados quer em função da caracterização dos solos, quer com o auxílio dos ensaios de adensamento acima mencionados.

Poderão vislumbrar-se, para a fase de Projeto Executivo, necessidades de se estimar o comportamento do solo após amolgado e readensado.

Tais ensaios seriam executados como parte de programa específico de detalhamento de alguma solução do projeto básico.

7.3.2 Amostras indeformadas em bloco, solos insaturados a saturados por capilaridade.

Ensaio de adensamento (edométrico) serão realizados sobre corpos de prova de 4 polegadas de diâmetro no mínimo; Ensaios de compressão triaxial sobre corpos de prova de 2 polegadas de diâmetro no mínimo.

Como primeiro passo para orientar toda a programação consciente de ensaios geotécnicos especiais é necessário realizar *ensaios de adensamento* para definir o valor da *pressão de preadensamento* p_c . Sugere-se a execução de 2 a 3 destes ensaios para minimizar imprecisões na determinação. Em todos os ensaios edométricos é indispensável determinar pormenorizadamente o *inchamento na descarga por etapas*.

Como segundo passo para a mesma finalidade, de orientar toda a programação consciente é necessário realizar ensaios de *resistência* (compressão triaxial ou cisalhamento direto) *drenada* (lenta) sob pressão bem alta, nitidamente em condição de compressão virgem, a fim de definir o *ângulo de atrito efetivo*. Sugerem-se dos ensaios sob pressão tão alta quanto possível, no mínimo da ordem de 1,5 a 2,0 vezes a pressão p_c acima determinada.

7.3.2.1 Compressibilidade

Afora os 2 a 3 ensaios edométricos acima mencionados, para completar a definição de parâmetros perante problemas de compressibilidade será necessário executar ensaios de adensamento (e/ou adensamento-permeabilidade) como segue:

(a) *Compressibilidade-colapso* de solos silto-argilosos de baixa densidade e insaturados.

A título precário sugere-se como necessário investigar a susceptibilidade do solo a problemas de tais *recalques por carregamento-encharcamento-colapso* sempre que a função estritamente empírica.