

**PRIMEIRA CONFERÊNCIA PACHECO SILVA:
TÓPICOS DA CONTRIBUIÇÃO
DE PACHECO SILVA
E CONSIDERAÇÕES SOBRE A RESISTÊNCIA
NÃO DRENADA DAS ARGILAS**

**Carlos de Sousa Pinto, Dr. Eng^o
Prof. Escola Politécnica, USP**

Certamente, o convite a nós dirigido para proferir a primeira palestra Francisco Pacheco Silva decorreu do fato dos conselheiros da ABMS terem procurado confiar esta tarefa a um dos seus discípulos, que teve o privilégio de com ele conviver, e de acompanhar sua atividade nos seus últimos anos.

Recebemos esta convocação com extrema honra e como uma oportunidade de nos associarmos à homenagem que a ABMS presta a um dos seus fundadores e dos mais atuantes e entusiastas dirigentes.

Esperamos estar interpretando a intenção dos conselheiros da ABMS, dedicando esta conferência à recordação das contribuições do eng^o Pacheco Silva à geotecnia nacional. Foram tantos os temas abordados pelo nosso homenageado em sua atividade profissional, tão prematuramente interrompida, que optamos por dividir esta apresentação em duas etapas. Na primeira, recordaremos brevemente aspectos mais importantes dos seus trabalhos em cada campo. Em seguida nos deteremos num dos assuntos que mais o apaixonava: a resistência das argilas moles.

PARTE I:

ASPECTOS DESTACADOS DA ATIVIDADE DE PACHECO SILVA

Sempre interessado em todos os setores da geotecnia, Pacheco Silva teve a oportunidade de, em suas atividades no IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, contribuir em vários deles. Algumas destas contribuições serão relembradas.

I.1 FUNDAÇÕES

É de sua autoria, em conjunto com Lauro Rios (Rios e Pacheco Silva, 1948), trabalho pioneiro, publicado em âmbito internacional, sobre fundações em São Paulo. O trabalho apresentou perfis de sondagens, resultados de ensaios de laboratório e dados de recalques de grandes edifícios. Foi um dos seis trabalhos apresentados por brasileiros ao II Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em Rotterdam, logo após a 2ª. Grande Guerra, em 1948, e que mostraram à comunidade geotécnica internacional que a engenharia brasileira já atingia um nível que a fazia merecedora de respeito na nova especialidade. Os outros trabalhos foram de autoria de Odair Grillo, A.J. da Costa Nunes, Milton Vargas, Ernesto Pichler e Icarahi da Silveira.

I.2 PAVIMENTOS

O eng^o Pacheco Silva participou da construção dos aeroportos de Afonso Pena (Curitiba) e Santa Cruz (Rio de Janeiro), no final da 2ª. Guerra Mundial, quando iniciava sua vida profissional. Neste campo, deixou uma só contribuição escrita, referente ao conceito de estabilização granulométrica (Pacheco Silva, 1965), mas foi sempre fonte de referência de engenheiros rodoviários que a ele constantemente recorriam para se aconselhar em problemas geotécnicos.

Gostaríamos de recordar nesta ocasião uma experiência, que embora pequena, mostra bem o espírito inovador de Pacheco. Um solo compactado, quando relativamente seco, apresenta boa capacidade de suporte, só vindo a perdê-la com o aumento do teor de umidade. Por isto seu uso é limitado em pavimentação. Sentindo o potencial de certos solos, Pacheco decidiu experimentar a viabilidade de se empregar um solo bem compactado, com umidade abaixo da umidade ótima, como base de pavimento.

Um trecho de 50 m foi construído num dos acessos da cidade de Campinas à via Anhanguera.

Foi empregada uma argila arenosa vermelha. A camada de 25 cm de solo compactado substituiu a base de macadame hidráulico do projeto. Sobre elas havia um revestimento de concreto asfáltico. Para proteger a base de aumento de umidade, fez-se uma impermeabilização do fundo da caixa e das guias laterais, com asfalto diluído. O trecho foi construído em 1952, tendo ficado submetido a um tráfego muito intenso.

Tivemos a oportunidade de visitar este trecho, junto com o Pacheco, no início da década de 70. A estrada já havia sido recapeada. O trecho experimental apresentava-se um pouco mais trincado que os trechos com base de macadame hidráulico vizinhos, mas não apresentava deformações permanentes que o diferenciasssem. Amostras retiradas nesta ocasião indicaram que o solo permanecia com umidade cerca de 4 % abaixo da umidade ótima, com um grau de compactação de 105 %. Este nível de compactação certamente não foi atingido por ocasião da construção, tendo sido empregado um simples rolo liso de dois tambores. O tráfego, através dos anos, elevou a densidade do solo compactado, aumentando sua capacidade de suporte, ainda que deixando o módulo resiliente baixo, o que acarretava maior número de trincas no revestimento.

Esta pequena pesquisa, motivou outra, realizada pela CESP, em conjunto com o IPT (1968), agora com solo laterítico arenoso, onde se atingiram excelentes resultados. Tais experiências constituíram o ponto de partida para pesquisadores do DER-SP desenvolverem estudos que resultaram no emprego dos solos arenosos finos em pavimentos de estradas vicinais (Villibor e Nogami, 1990). A proposta de Pacheco, e sua iniciativa, foram a semente desta técnica hoje intensamente aplicada, com enormes reflexos econômicos e sociais.

I.3 INSTRUMENTAÇÃO

Pacheco Silva sempre deu muita importância à técnica de obtenção de dados de comportamento dos solos. Achava ele que o engenheiro geotécnico devia ter um conhecimento detalhado dos instrumentos que usava, e, preferencialmente, adaptá-los às suas necessidades, ou mesmo construí-los.

Também neste setor, Pacheco foi um iniciador no Brasil. Em 1958 divulgava as características de uma célula elétrica de medida de pressões neutras (Pacheco Silva, 1958), totalmente projetada por

ele, construída no IPT e já instalada na Barragem de Limoeiro. Contavam os técnicos da barragem, com admiração, a verdadeira cerimônia de instalação das células. Era uma tarefa que Pacheco não delegava a ninguém. A conclusão do pequeno poço escavado no aterro da barragem, a preparação da superfície de assentamento da parte drenante do piezômetro, os cuidados no re-enchimento do poço, todas estas tarefas eram executadas com o máximo cuidado.

A célula consistia, em essência, de uma membrana de aço inoxidável, que era pressionada pela água dos poros do solo que a ela tinha acesso através de uma pedra porosa. As pressões neutras eram medidas por meio de extensômetros elétricos fixados na membrana e pelo uso de uma ponte de Wheatstone. Uma das dificuldades para a operação da célula era o isolamento do cabo elétrico que ficava embutido no aterro; foi estudado, projetado e construído, especialmente para estas células, um cabo elétrico de três pernas, cada uma isolada com polietileno, com invólucro externo, também de polietileno, e enchimento impermeabilizante.

Esta célula foi empregada nas Barragens de Limoeiro e Euclides da Cunha, tendo permitido a verificação do desenvolvimento das pressões neutras durante a construção. Entretanto, Pacheco notou, em células usadas no laboratório, que, a longo prazo, as leituras iniciais tendiam a se modificar. Tal fato foi atribuído à deformação lenta das colas empregadas para a fixação dos extensômetros na parede dos diafragmas. Diante deste fato, Pacheco desistiu de empregar este piezômetro. Modernamente, a técnica de fixação de extensômetros evoluiu significativamente, com o advento de novos materiais. Com os recursos atuais, a célula teria certamente maior sucesso.

Pacheco passou a usar células de corda vibrante, fabricadas pela Maihak. Não se limitou a importá-las e a usá-las. Tendo verificado a dificuldade de se atingir uma completa saturação da câmara interna da célula, apresentou ao fabricante um projeto, alterando sua configuração, que foi imediatamente aceito.

Frustrado com a perda de algumas destas células, pelo efeito de descargas elétricas nas proximidades das barragens, Pacheco dedicou-se ao desenvolvimento de outra, por ele batizada de "célula DM", a partir da característica de "duplo manômetro" (Pacheco Silva, 1970). Este nome, entretanto, não vingou. Para todos os que com ele trabalhavam, esta célula passou a ser denominada "célula Silva", em contraponto com a "célula Pacheco", como havia ficado conhecida a anterior.

A célula Silva é de uma simplicidade admirá-

vel. Consiste, simplesmente, de um manômetro, fixado a uma base onde se aloja, em contacto com o solo, uma pedra porosa. Através desta, atuam as pressões neutras, fazendo girar o ponteiro do manômetro. A questão agora é ler este manômetro, colocado dentro de uma caixa metálica, instalada no interior do maciço.

Para a leitura é que se emprega o segundo manômetro, semelhante ao primeiro, a ele fixado, mas com isolamento elétrico, como se mostra na Figura 1. Este segundo manômetro está ligado ao exterior, através de uma tubulação pela qual se pode aplicar ar sob pressão. Junto a esta tubulação, correm dois condutores elétricos que acusam quando os dois ponteiros se tocam.

Ocorrendo uma pressão no manômetro em contacto com o solo, seu valor pode ser "lido" aplicando-se uma pressão de ar no manômetro de leitura, até que seu ponteiro se alinhe com o outro, situação em que fecha-se o circuito elétrico, acusado por um medidor de corrente.

A versatilidade da célula é aumentada, fazendo-se com que os dois manômetros apresentem uma defasagem de leitura de, por exemplo, 100 kPa, ficando com leitura menor o manômetro leitor. Desta forma, e usando-se pedras porosas de alta pressão de borbulhamento, consegue-se medir pressões neutras negativas, pois a sucção faz o ponteiro girar no sentido contrário ao das medidas positivas. No manômetro de leitura, com o ar aplicado, a pressão será sempre positiva. A defasagem descrita faz com que a esta pressão corresponda uma pressão menor no manômetro em contacto com o solo, que poderá ser negativa.

Cinco exemplares deste manômetro foram empregados na Barragem de Ilha Solteira. Os resultados foram muito promissores. Havia agora uma célula que não dependia do creep das colas dos extensômetros elétricos, nem de descargas elétricas que danificavam o sistema elétrico das cordas vibrantes.

Infelizmente, a doença e o falecimento do colega interrompeu este projeto. A semente plantada por Pacheco Silva, entretanto, germinou. Certamente inspirados no arrojo pioneiro de Pacheco Silva, novas gerações de geotécnicos se lançaram ao desenvolvimento de instrumentação nacional, tanto em São Paulo (Oliveira e Mori, 1978) (Massad et al., 1982), como na COPPE, no Rio de Janeiro (Ribas, 1980) (Fusaro, 1983), enfrentando as dificuldades naturais de nosso estágio de desenvolvimento.

Ainda com relação aos cuidados de Pacheco Silva com instrumentação de laboratório, é interes-

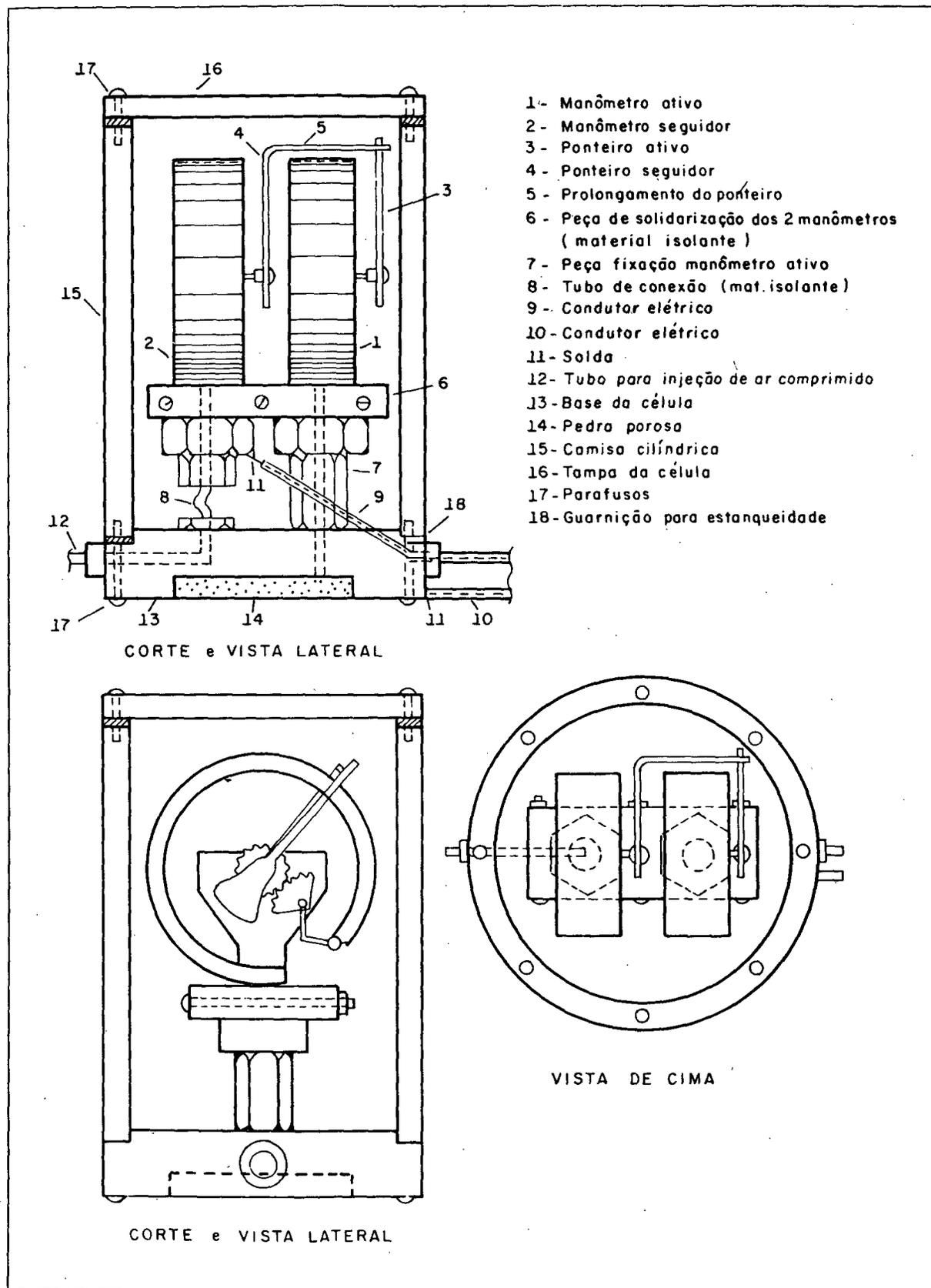


Fig.1 - Célula Silva (DM) de medida de pressões neutras. (apud Pacheco Silva, 1970).

sante fazer referência a uma investigação sobre as relações entre pressões de moldagem, índices de vazios e coeficientes de permeabilidade de pó de bronze prensado para produzir discos porosos com determinadas permeabilidades. As conclusões do trabalho, em que técnicas de mecânica dos solos eram aplicadas à metalurgia, resultaram tão interessantes que foram objeto de um trabalho, publicado no Boletim da Associação Brasileira de Metais (Souza Santos e Pacheco Silva, 1954).

I.4 ACOMPANHAMENTO DE OBRAS POR MEIO DE INSTRUMENTAÇÃO

Pacheco Silva esteve em muitas circunstâncias envolvido em projetos sobre argilas moles, como se descreverá em casos a serem posteriormente abordados. Neste instante queremos recordar sua solução para um caso particular, exemplo da sua postura de engenheiro, que poderia se incluir nos casos relatados por Peck (1969), de aplicação do Método Observacional de Terzaghi.

No final da década de 1940, Pacheco teve a oportunidade de acompanhar o desempenho de aterros construídos na variante Rio-Petrópolis, na Baixada Fluminense, em que drenos verticais de areia estavam sendo construídos. Os resultados das investigações feitas, devido ao elevado interesse despertado, foram publicadas simultaneamente no Rio de Janeiro e em São Paulo (Pacheco Silva, 1950). As medidas de recalques e de pressões neutras, num aterro próximo ao canal do Meriti, mostraram que os drenos de areia não haviam contribuído para a aceleração dos recalques. Já um trecho experimental junto à passagem superior sobre a Leopoldina Railway, mostrou um comportamento satisfatório. Os estudos de Pacheco apontaram para os processos construtivos, distintos nos dois casos, como um fator determinante dos comportamentos diversos.

Os trabalhos, e certamente a meditada análise destas experiências, serviram de base para um trabalho profissional de Pacheco Silva que mostra toda a sua engenhosidade: a concepção das fundações de um tanque de óleo na Alemoa, em Santos, com 36 m de diâmetro e 9 m de altura.

O subsolo na região era constituído de uma pequena camada de 3 m de areia fina, sobrejacente a uma argila orgânica mole, com cerca de 10 m de espessura. A necessidade de acelerar os recalques, e, principalmente, de adensar o terreno de forma que ele pudesse suportar com segurança toda a carga, levaram ao projeto de um pequeno aterro, sobre o qual o tanque seria diretamente apoiado, e de um sistema de drenos verticais de areia, com 30 cm de diâmetro

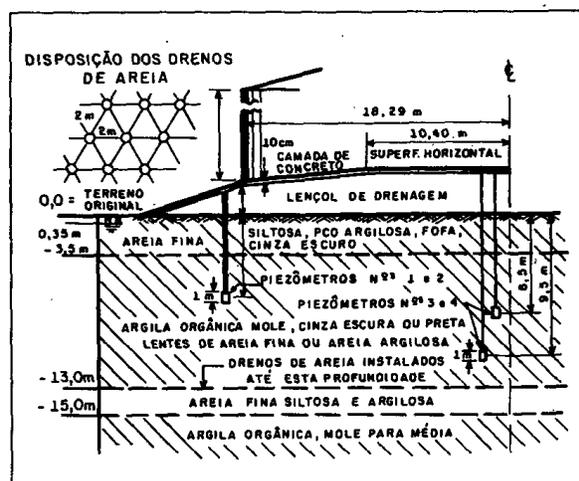


Fig.2 - Dimensões do tanque e condições do subsolo (apud Pacheco Silva, 1953).

e espaçamento de 2 m, formando uma rede triangular. A Figura 2 mostra um corte no local.

Os drenos verticais de areia foram cuidadosamente executados, empregando-se tubos de aço de ponta aberta. A areia foi colocada, após limpeza dos tubos, à medida que os mesmos iam sendo retirados. Quem teve a oportunidade de conhecer o Pacheco pode imaginar os cuidados com que a execução deve ter sido feita, principalmente depois de suas experiências anteriores na Baixada Fluminense.

O enchimento rápido do tanque poderia levá-lo à ruptura. As elevadas pressões neutras que se desenvolveriam poderiam provocar um estado de tensões efetivas incompatíveis com a argila mole. Neste ponto é que ocorre ao Pacheco fazer uma construção por etapas. Aplicar um carregamento seguro, esperar que as pressões neutras se dissipem, aumentando a resistência do material, para se proceder a novo carregamento compatível com a nova resistência. Piezômetros foram colocados entre os drenos para este acompanhamento.

Pacheco justifica seu projeto, de acordo com o esquema reproduzido na Figura 3. A situação (a) corresponde ao estado natural do terreno. Um coeficiente de empuxo em repouso igual a 0,7 foi adotado para o solo (círculo I em d). O carregamento provoca acréscimo de tensão total vertical, como mostrado em (b). A pressão neutra no instante do carregamento é assumida como de igual valor. Desta forma as tensões efetivas ficam sendo as indicadas em c (círculo II em d)).

O afastamento do círculo II à envoltória de resistência indica a segurança existente. O adensamento, a partir daí, só fará aumentar a resistência. Após o adensamento, o estado de tensões efetivas

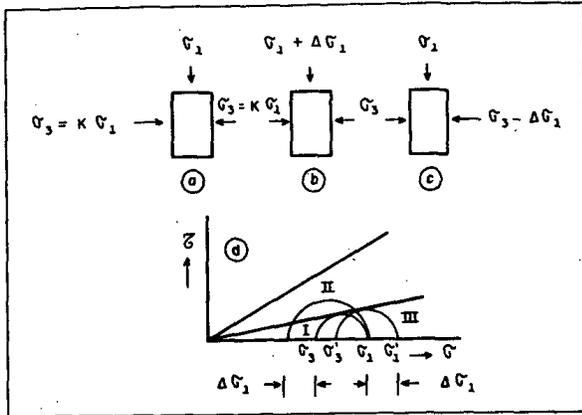


Fig.3 - Tensões num elemento de solo (apud Pacheco Silva, 1953).

seria o indicado pelo círculo III, novamente considerado numa condição de equilíbrio em repouso. A partir daí, novo carregamento pode ser feito.

Diante desta concepção, Pacheco preparou a Figura 4-a em que mostra os estados de tensões após adensamentos, e os círculos que, em cada caso, poderiam indicar situação de ruptura. Estabeleceu, então, que os carregamentos não deveriam provocar pressões neutras superiores a 60 % do valor que conduziria à ruptura. Desta forma, elaborou uma programação de enchimento do tanque, ficando o início de cada etapa condicionada à dissipação das pressões neutras.

A Figura 5 mostra os resultados do acompanhamento da obra, a elevação da pressão neutra a cada carregamento, e sua dissipação com o tempo. Neste gráfico são também mostradas as curvas teóricas de dissipação da pressão neutra.

Mais do que mostrar os resultados de um trabalho bem conduzido, desejamos realçar o nível da solução adotada, que publicada em 1953 no Congresso Internacional de Zurique (Pacheco Silva, 1953), antecipa a metodologia conhecida como "trajetória de tensões", proposta por Lambe (1964), como lembrado por Massad (1985).

De fato, a programação do enchimento, representava uma trajetória de tensões efetivas, como se mostra na Figura 4-b. Nesta, já estão indicadas as tensões efetivas para carregamentos que elevariam as pressões neutras a valores limitados a 60 % dos que levariam à ruptura.

Na Figura 4-c, representa-se o carregamento efetivamente executado. Nela são mostradas as trajetórias de projeto, conforme a concepção, e a resultante das pressões neutras indicadas pelo piezômetro Nº 4. Estes dados foram recuperados da Figura 5.

O Prof. Milton Vargas (1974), ao rememorar

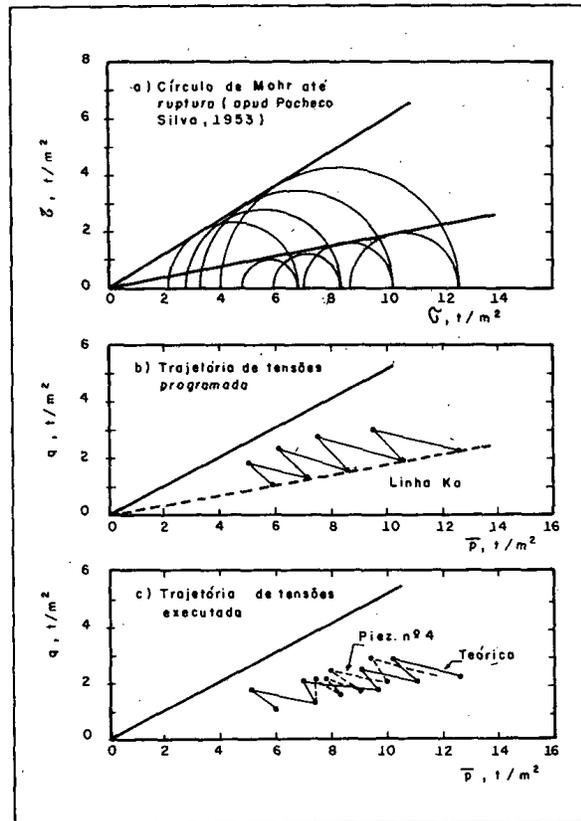


Fig.4 - Tanque da Alemoa - estágios de carregamento.

este trabalho, em homenagem que prestou a Pacheco Silva, acrescentou informações disponíveis em Relatório de Pesquisa do IPT (1956), elaborado por Pacheco, com dados posteriores ao trabalho publicado. Nele, de maneira pioneira, se constatou que novos carregamentos do tanque provocaram acréscimos de pressões neutras amortecidas, em virtude da característica de sobre-adensado que a fundação havia adquirido.

1.5 BARRAGENS DE TERRA

Grande parte da vida profissional de Pacheco Silva foi dedicada a investigações geotécnicas, acompanhamento da execução e verificação de comportamento das barragens de terra construídas em São Paulo, nas décadas de 1950 e 1960. Sua participação foi intensa nas Barragens de Limoeiro, Euclides da Cunha, Graminha, Jurumirim, Chavantes, Bariri, Promissão, Jupiá e Ilha Solteira. As características geotécnicas principais destas obras, construídas com solos residuais, foram divulgadas internacionalmente em trabalho apresentado em co-autoria com Vargas e Túbio (Vargas et al., 1965),

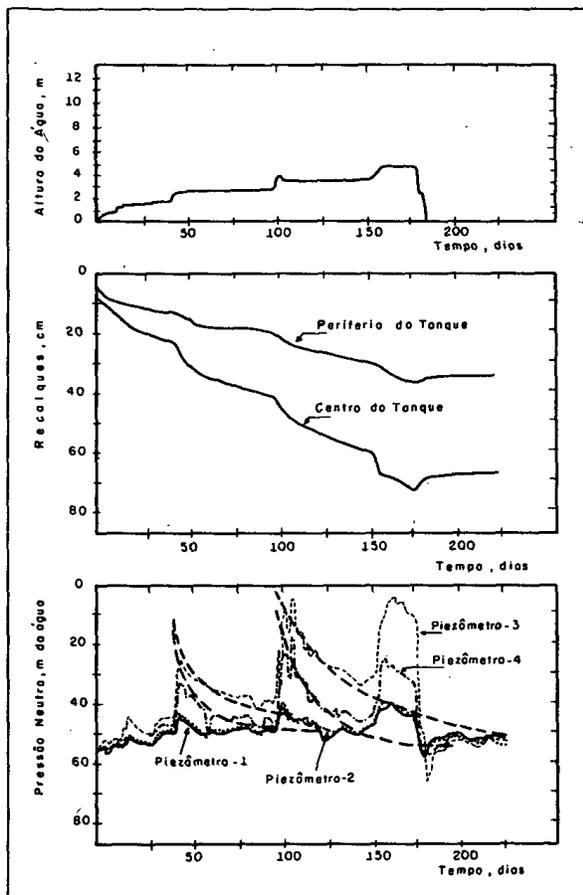


Fig.5 - Tanque na Alemoa.
Observações de recalque e pressões neutras
(apud Pacheco Silva, 1953).

no Congresso Internacional de Montreal.

No mesmo congresso, convidado da Sessão I, sobre Propriedades dos Solos, Pacheco Silva apresenta, em um painel, interessantes comentários sobre solos residuais; relata problemas dos solos colapsíveis em fundações, rodovias e barragens, o estudo do comportamento de ombreira de barragem em talus com matações e os problemas de trincas nos maciços, em virtude da rigidez dos solos compactados (Pacheco Silva, 1965b).

O tema das trincas em barragens de terra é retomado em contribuição apresentada no Congresso Nacional de Belo Horizonte (Pacheco Silva, 1966). Nela, Pacheco chama a atenção para o fato dos critérios de filtro convencionais não se aplicarem a solos coesivos compactados. A preocupação com a percolação pelas barragens de terra deve se centrar na homogeneidade do maciço e, principalmente, nas medidas que impeçam o aparecimento de trincas.

Aspectos geotécnicos de controle de compactação e medida e interpretação de recalques em bar-

ragens foram assuntos apresentados em Seminário Nacional de Grandes Barragens (Pacheco Silva e Oliveira, 1964).

I.6 PRESSÕES NEUTRAS EM BARRAGENS DE TERRA

De todas as contribuições de Pacheco ao estudo das barragens de terra, talvez a mais original se refira ao estudo do desenvolvimento das pressões neutras nos maciços, durante a construção. Aspecto importante, principalmente porque das primeiras barragens construídas se obtiveram informações que passaram a influenciar obras posteriores.

Ao seu cuidado no desenvolvimento e na instalação dos piezômetros, já nos referimos. Lembremos, agora, os resultados e interpretações por ele desenvolvidos.

Em trabalho publicado na American Society of Civil Engineers (Pacheco Silva, 1966), foram apresentados resultados referentes a diversas barragens, dos quais reproduzimos os da Barragem de Limoeiro na Figura 6. Pacheco chama a atenção para o fato de muitos piezômetros indicarem pressões neutras negativas de início, que continuam a decrescer durante o alteamento do aterro, para só passarem a aumentar após ter sido atingido um certo nível de carregamento. Em alguns casos, o decréscimo de pressão é precedido por um pequeno aumento da pressão logo após os primeiros carregamentos.

Para justificar este surpreendente comportamento, Pacheco faz uma analogia do solo com "tubos capilares equivalentes". Quando o solo se comprime, os capilares diminuem de diâmetro, aumentando a pressão de sucção correspondente, desde que o ar esteja em contacto com a atmosfera. Aumentado o grau de saturação, ficando o ar bloqueado, a pressão na água tende a subir.

Em trabalho posterior publicado no Brasil (Pacheco Silva, 1972), trata mais aprofundadamente do problema, levando em consideração a diferença entre a pressão no ar e na água.

Tratando-se de trabalho pioneiro no Brasil sobre solos não saturados, tendo em vista a originalidade das idéias apresentadas e a dificuldade de acesso a esta publicação, dedicaremos um espaço para recordar a idéia central deste trabalho.

O comportamento do solo, submetido ao carregamento correspondente à construção de camadas mais superficiais, é assemelhado ao de um corpo de prova em ensaio de compressão edométrica. Identifica-se nas curvas correspondentes, como se mostra na Figura 7-a, uma pseudo "pressão de pré-adensa-

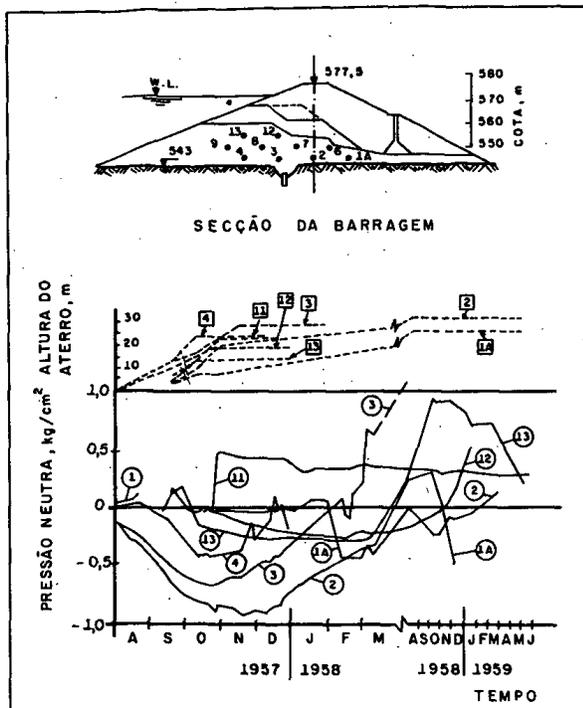


Fig.6 - Desenvolvimento das pressões neutras na barragem de Limoeiro (apud Pacheco Silva, 1966)

mento", podendo-se simplificar o resultado como mostrado na Figura 7-b. Nas palavras de Pacheco: "O ponto A corresponde ao estado inicial do corpo de prova, logo após a compactação. O ponto B corresponde à pressão de pré-adensamento. O ponto C corresponde ao índice de vazios para o qual os poros de ar deixam de ser contínuos. Até este ponto os recalques são muito rápidos, por envolverem só drenagem de ar, praticamente. O teor de umidade permanece praticamente constante, aumentando portanto o grau de saturação. A partir do grau de saturação crítico, representado pelo ponto C, em que os poros de ar deixam de ser intercomunicantes, os recalques passam a ser lentos, por envolverem drenagem de água. O ponto D corresponde à igualdade entre a pressão no ar e a tensão capilar. O ponto E marca o início da saturação completa e o ponto F corresponde ao fim da construção."

Partindo da caracterização destas diversas fases, a evolução das pressões neutras é indicada na Figura 7-c, onde a pressão no ar é representada pela curva tracejada, a pressão na água pela curva contínua, e as tensões capilares pela curva pontilhada. Novamente nas palavras de Pacheco:

"O ar se conserva na pressão atmosférica durante a construção, até se atingir o ponto C", correspondente ao ponto C do ensaio de adensamento,

porque as sobre-pressões se dissipam muito rapidamente, mesmo consideradas as diferenças de escala entre os caminhos a percorrer na obra real e no laboratório. Nesta fase da construção a pressão na água evolui de uma tensão capilar u_c no ponto inicial A para uma tensão u_c máxima no ponto C. Pode-se explicar este comportamento supondo que o "diâmetro capilar equivalente" diminuiu e atingiu o seu mínimo no ponto C. Parte do ar, a partir do ponto C', entra em solução na água, outra permanece sob pressão, que age na água presente, diminuindo sua tensão de tração de valor igual. O ar passa a percorrer o ramo de pressões acima da atmosférica, segundo C'D', a tensão de tração na água começa a diminuir segundo CD e a tensão capilar começa a diminuir segundo CD". Os valores da pressão na água u , da pressão no ar u_{ar} e da tensão capilar u_c se relacionam segundo $u = u_{ar} - u_c$."

"Continuando o carregamento, atingem-se pressões positivas na água, continuam as pressões positivas no ar até o ponto E' = E em que se atinge a saturação completa, correspondente a tensão capilar nula no ponto E". No fim do carregamento tem-se pressão na fase líquida definida pelo ponto F e tensão capilar nula em F".

A partir do ponto F, ocorre o adensamento, chegando-se ao estado final caracterizado pelos pontos F" (pressão atmosférica no ar) e G" (tensão capilar de equilíbrio).

A partir destas considerações, Pacheco descreve o ensaio em que os pontos característicos das curvas mostrados na Figura 7-a podem ser determinados. Pela primeira vez se realizava no Brasil ensaio com medida independente da pressão na água e no ar.

Pacheco realizava o ensaio com o corpo de prova apoiado sobre uma pedra porosa cerâmica de alta pressão de borbulhamento, através da qual se mediam pressões neutras negativas. No topo do corpo de prova ficava uma pedra porosa comum, só umedecida, ligada a um tubo para drenagem do ar. O ensaio reproduzia o carregamento indicado na Figura 7-a, fechando-se a drenagem do ar quando atingido o ponto C. A partir desta etapa mediam-se as pressões nas duas fases.

A preocupação com o comportamento dos solos não saturados, e com a correspondente técnica de ensaio, é outro setor que teve em Pacheco Silva um pioneiro no país.

Tanto o esquema de desenvolvimento de pressões, independentemente no ar e na água, como a técnica de ensaio, com drenagem ao ar até o ponto em que ele fica ocluso, são semelhantes à abordagem de Sandroni e Barbosa da Silva (1988), reto-

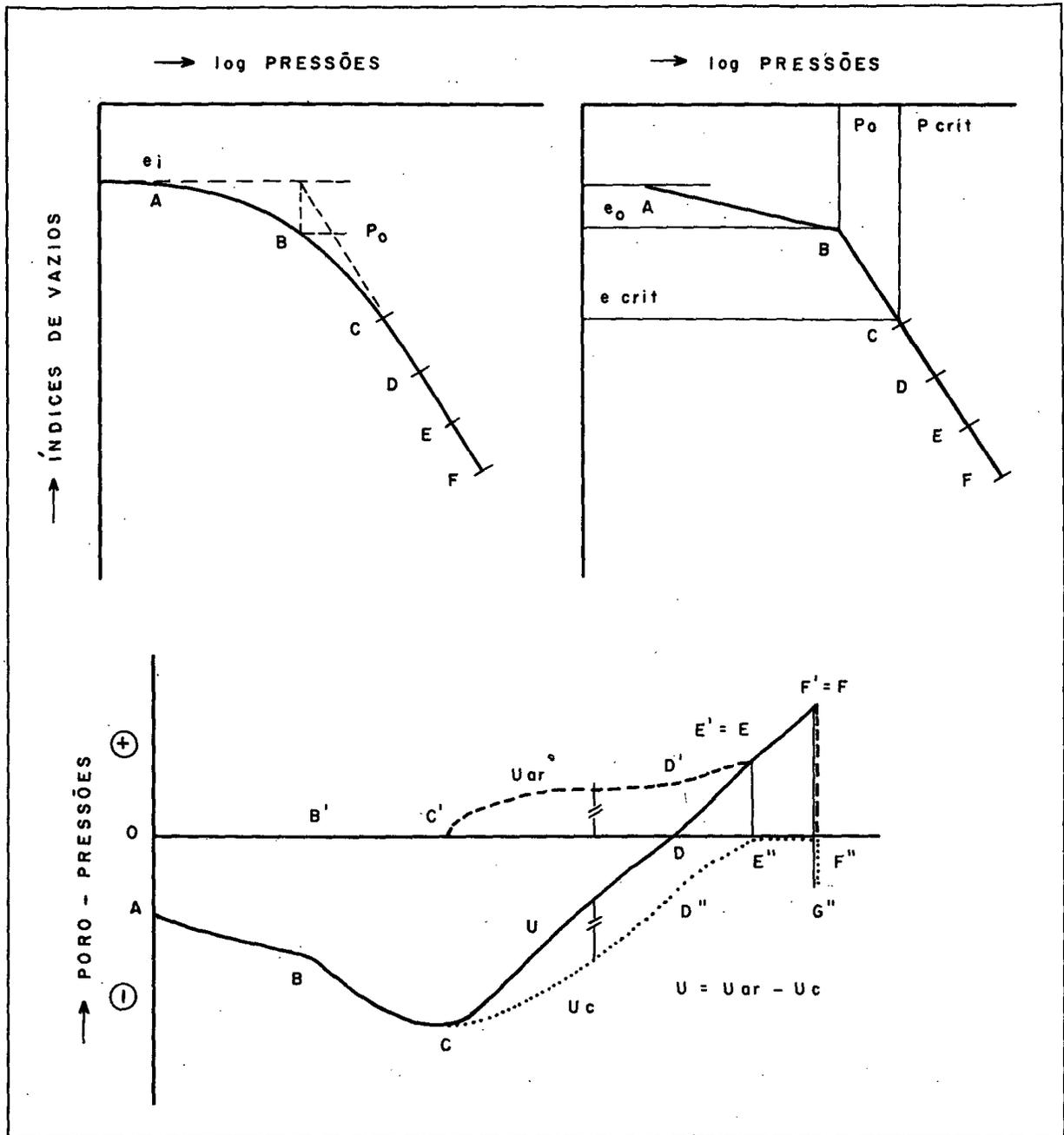


Fig.7 - Desenvolvimento de poro - pressão em aterro compactado (apud Pacheco, 1972).

mando o tema, no meio nacional. Em trabalho mais recente, Lins e Sandroni (1992) apresentam resultados de ensaios de excelente qualidade, que mostram o desenvolvimento das pressões neutras conforme o esquema proposto por Pacheco.

1.7 A DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO

As novas gerações de geotécnicos, provavelmente, ouvem falar de Pacheco Silva, pela primeira

vez, ao serem introduzidos ao seu método de determinação da tensão de pré-adensamento dos solos, a partir dos resultados dos ensaios de adensamento.

O método de Pacheco passou a ser empregado em laboratórios nacionais desde 1958, mas só foi objeto de comunicação escrita no Congresso Brasileiro do Rio de Janeiro em 1970 (Pacheco Silva, 1970). O método costuma ser apresentado aos alunos de Mecânica dos Solos juntamente com o método de Casagrande, este difundido internacionalmente. Ambos são métodos empíricos.

Lembramo-nos do ano de 1970, quando os técnicos da firma alemã Hochtief vieram ao Brasil para coordenar o projeto do Metrô de São Paulo. Ao tomarem conhecimento do método do Pacheco, usual nos laboratórios do IPT, mostraram natural estranheza, e solicitaram que outros métodos fossem usados para a estimativa da tensão de pré-adensamento, como os de Burmister e de Schmertmann, além do de Casagrande. Depois de analisar um razoável número de ensaios, entretanto, concluíram que o método do Pacheco era tão confiável quanto qualquer outro.

Ao se comparar o método de Casagrande com o de Pacheco, costuma-se apontar para o fato deste ser mais prático, pois prescinde da necessidade de localizar o ponto de maior curvatura, base da construção de Casagrande. A localização deste ponto é muito incerta, e é de se esperar que dois técnicos possam determinar pontos distintos. Na construção de Pacheco, não há nenhum detalhe sujeito a interpretação.

Ocorre, além disto, como apontou Mikasa (1981), que o ponto de maior curvatura não é só difícil de ser localizado; mais do que isto, ele depende

da escala em que a curva é representada. Na Figura 8, o resultado de um ensaio é apresentado com o índice de vazios em três escalas diferentes. Em 8-b são determinadas as tensões de pré-adensamento pelo método de Casagrande. Os valores obtidos são tão menores quanto mais ampliada é a escala do índice de vazios, em virtude do posicionamento do ponto de maior curvatura.

Para deixar bem nítido que é a escala do desenho que interfere na curvatura, representamos, na Figura 8-c, um círculo, definido para a escala média do índice de vazios. Este círculo, em escala comprimida ou expandida, se transforma em elipses, com a maior curvatura se caracterizando em posições distintas.

Como se mostra na Figura 8-a, a determinação da tensão de pré-adensamento pelo método do Pacheco, ao contrário do de Casagrande, não depende da escala do desenho. Nada mais justo que se continue a empregar o procedimento deste conterráneo, numa homenagem à sua contribuição à geotecnia nacional. Assim o faz Ian Martins (1983), mesmo quando substitui o índice de vazios nas ordenadas pelo logaritmo da relação de volume.

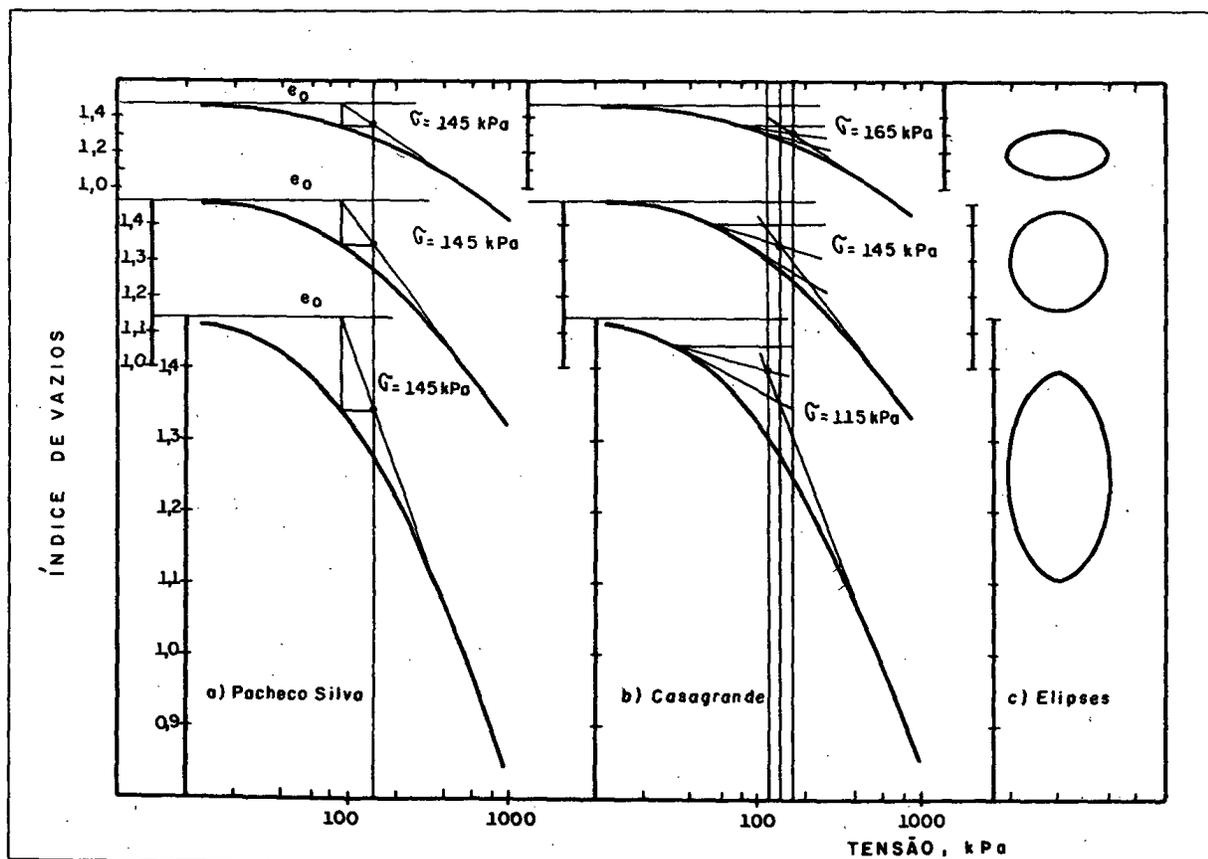


Fig. 8 - Determinação da tensão de pré-adensamento, pelos métodos de Pacheco Silva e Casagrande.

PARTE II:

CONSIDERAÇÕES SOBRE A RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DAS ARGILAS

O projeto de aterros sobre argilas moles ainda é feito com mais frequência por métodos de cálculo com tensões totais do que com tensões efetivas, em que pese os atrativos que estes apresentam.

Para o projeto, um só parâmetro do subsolo é necessário: a coesão do solo, sua resistência não drenada. Embora facilmente definível, a fixação deste parâmetro para o projeto é uma tarefa extremamente difícil. A escolha do ensaio a ser feito para sua definição, a adoção ou não de fatores de correção do seu valor, o confronto entre informações aparentemente conflitantes, entre outros, são questões que se apresentam ao projetista, em cada caso.

De maneira geral, a tomada de decisão é feita com base no confronto de um conjunto de informações. Pode-se dispor de ensaios de laboratório ou de campo, e se empregam muito correlações baseadas em experiências anteriores. Este foi um dos assuntos a que Pacheco Silva se dedicou com entusiasmo. Por esta razão, ocorreu-nos apresentar considerações sobre o tema, sem tentarmos ser conclusivos, mas simplesmente contribuirmos para o seu conhecimento.

II.1 CONTRIBUIÇÃO DE PACHECO SILVA AO ESTUDO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DAS ARGILAS

Quem primeiro mostrou que a resistência não drenada de argila normalmente adensada aumenta com a profundidade e, portanto, com a tensão vertical efetiva foi, provavelmente, Fellenius (1936), no Primeiro Congresso Internacional de Mecânica dos Solos. Segundo Flodin e Broms (1981), Hvorslev, em 1937, mostrou que a resistência das argilas é fundamentalmente dependente do teor de umidade e que as relações entre umidade e logaritmo de tensão efetiva e entre umidade e logaritmo da resistência não drenada, determinavam duas retas paralelas. Esta observação experimental indica que a relação entre resistência não drenada e tensão efetiva é uma constante.

Foi, entretanto, após um trabalho de Skempton (1948), no primeiro número da revista *Geotechnique*, sobre o emprego do ensaio de palheta, que a constância desta relação passou a ser amplamente divulgada. Neste trabalho, Skempton não

só apresentou resultados de ensaios, indicando a constância da relação S_u/σ' , como mostrou a dependência desta relação com o ângulo de atrito interno de ensaios rápidos pré-adensados. Tendo estudado cinco solos de diferentes regiões, Skempton observou que esta relação, que denominaremos relação de resistência, era maior para solos mais plásticos. Representou-as, conseqüentemente, em função do limite de liquidez.

Pouco tempo depois, Pacheco Silva (1951), apresentava no primeiro volume dos *Anais da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos*, resultados de ensaios de compressão simples determinados sobre amostras indeformadas de solo, obtidas na Baixada Fluminense, na zona da rodovia Rio-Petrópolis. Estes resultados estão apresentados na Figura 9. Pacheco Silva considerava que a área se encontrava em processo de adensamento, em virtude de obras de recuperação, envolvendo construção de diques e canais, realizadas cerca de 15 anos antes dos ensaios. A curva assinalada pelo símbolo σ'_i na Figura 9, indica as tensões efetivas correspondentes a este estágio do adensamento.

Pacheco Silva analisou os dados de acordo com princípios da resistência ao cisalhamento, que ele havia pioneiramente divulgado no país (Pacheco Silva, 1949), como representado esquematicamente na Figura 10. Esta análise permitiu a determinação da relação de resistência deste solo, que Pacheco representou no gráfico inicial de Skempton, em função do LL do solo, que se reproduz na Figura 11. Até o ponto em que pudemos pesquisar, teria sido a primeira vez, em âmbito mundial, que alguém teria acrescentado um dado à correlação proposta. Muitos seguiram o mesmo procedimento depois disto.

II.2 O CONHECIMENTO DAS ARGILAS NACIONAIS

Nos quarenta anos decorridos desde a divulgação das propriedades das argilas da Baixada Fluminense por Pacheco Silva, muitas contribuições foram trazidas ao meio técnico.

Os conhecimentos geológico-geomorfológicos sobre a gênese, a distribuição e a estratigrafia dos sedimentos quaternários da Baixada Santista foram trazidos para o âmbito da geotecnia por Massad (1985). Seu trabalho permitiu a explicação de algu-

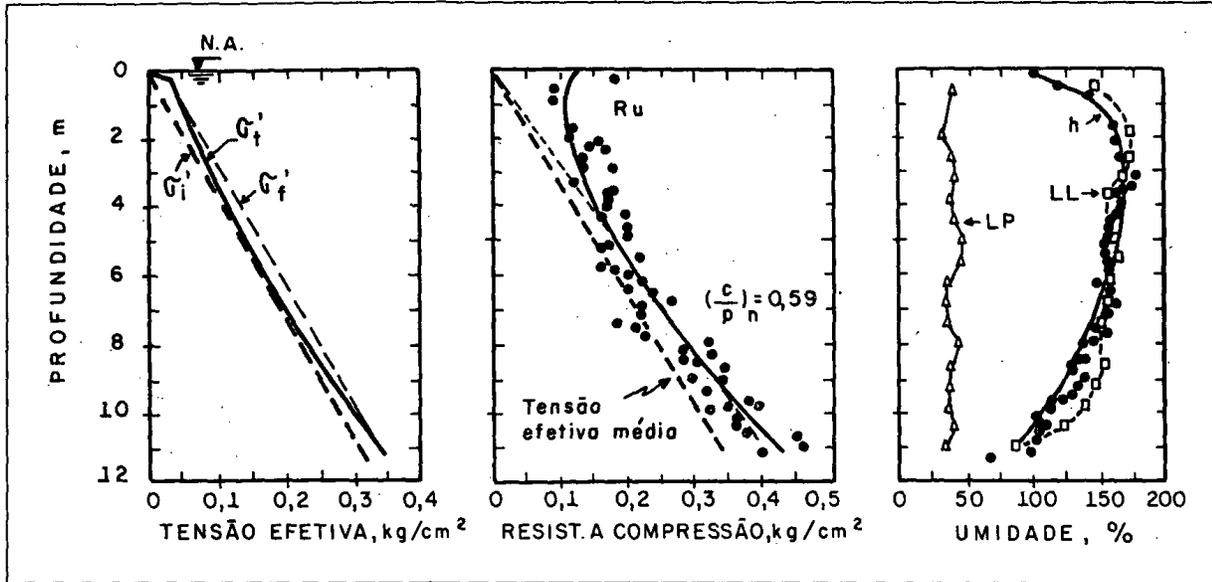


Fig.9 - Propriedades da argila na Rio-Petrópolis (Pacheco Silva, 1953)

mas características peculiares das argilas quaternárias, e mostrou a necessidade de se rever a posição inicial de uma história simples de formação dos solos de nossas baixadas litorâneas.

A quantidade de informações geotécnicas, provenientes de vários estados, foram se acumulando. O interesse pelo assunto motivou a realização de um simpósio, realizado na cidade do Rio de Janeiro, em 1988, dedicado à origem, características geotécnicas e experiências de obras nos depósitos quaternários das baixadas litorâneas brasileiras. Nele, Massad (1988) faz um apanhado dos dados conhecidos dos sedimentos ao longo da costa brasileira.

Informações sobre recalques destes solos, tanto no que se refere a parâmetros de laboratório, como observações de campo, são disponíveis em bom número. No que se refere à resistência destes solos, determinada em laboratório, também se dispõe de informações numerosas. Entretanto, quando se deseja saber quais são os parâmetros de resistência que realmente refletem a situação de ruptura destes solos, escasseiam-se as referências. A experiência nacional, a nosso conhecimento, se restringe a três casos, muito bem documentados. Todos eles se referem às argilas do estado do Rio de Janeiro. Diante da importância de que eles se revestem, lembraremos suas principais características. São eles:

a) Aterro experimental do IPR na Baixada Fluminense

O aterro experimental do IPR, situado nas margens do rio Sarapuí, constitui-se num dos maiores investimentos em pesquisa tecnológica, no cam-

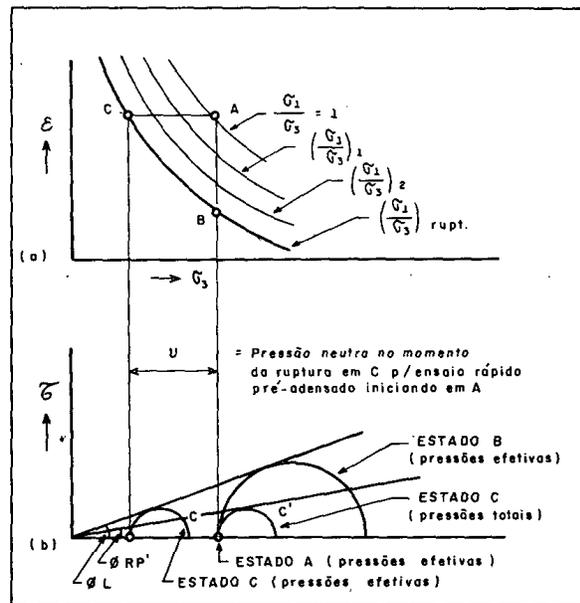


Fig.10 - Interpretação do ensaio de compressão (apud Pacheco Silva, 1951).

po da geotecnia, realizados no país. O projeto, que teve a coordenação do Prof. Willy Lacerda, da COPPE, incluiu, além de aterro levado à ruptura, aterros destinados a análise de recalques, escavação e comportamento de drenos de areia. Dele resultaram inúmeras dissertações de mestrado e teses de doutorado, que contribuíram decisivamente para o conhecimento das características da argila cinza do Rio de Janeiro. Collet (1988) relaciona 65 trabalhos técnicos com análise sobre os ensaios ou o compor-

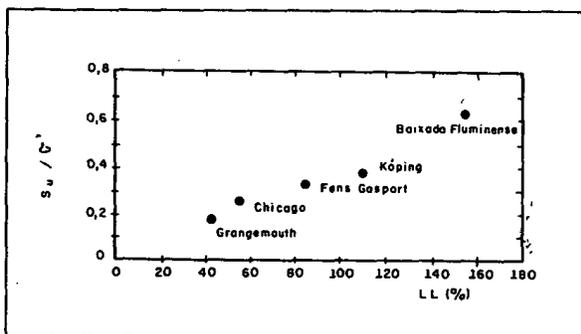


Fig.11 - Relação S_u/σ' em função do Limite de Liquidez (apud Pacheco Silva, 1951).

tamento dos aterros.

Intensa campanha de ensaios de campo e de laboratório precedeu a construção do aterro. Na Figura 12 estão apresentadas as principais características do subsolo, apresentadas por Ortigão (1980), Almeida (1982), e Ortigão e Collet (1986).

Considerou-se que o aterro rompeu ao ser atingida a altura de 2,8 m, quando severas trincas ocorreram na plataforma, e observaram-se diferenças sensíveis em diversos instrumentos. Os resultados foram divulgados no país e no exterior (Ortigão, 1980) (Ortigão et al., 1983). Na análise da estabilidade em tensões totais, foram testadas várias hipóteses de resistência do aterro e da fundação. Os estudos mostraram que um coeficiente de segurança próximo a um foi obtido quando a resistência da fundação foi considerada igual à média dos valores

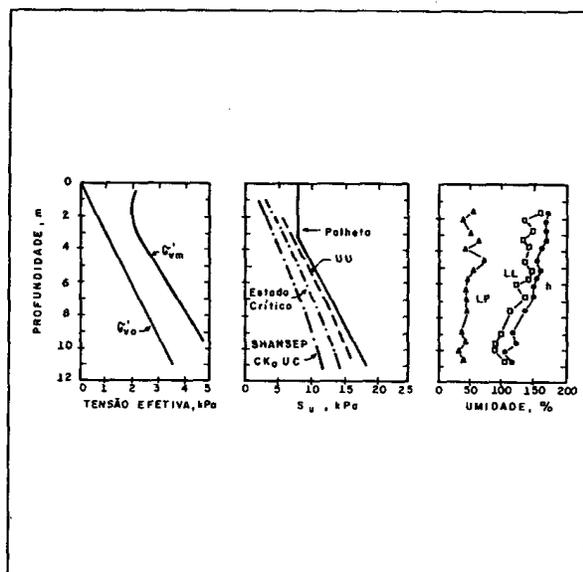


Fig.12 - Propriedades da argila no Sarapuí (Ortiga, 1980; Almeida, 1980; Ortigão e Collet, 1986)

do ensaio de palheta de campo, e a resistência do corpo do aterro foi reduzida para levar em conta a trinca ocorrida. Tal fato indicou que a correção de Bjerrum não se aplica às condições ocorrentes no aterro estudado.

Resultados de ensaios de laboratório de diversos tipos não representaram bem o comportamento da fundação, dando origem a coeficientes de segurança bastante inferiores ao real. Tal fato foi atribuído a que estes ensaios não conseguiram refletir as características da crosta superior, com 3,5 m de espessura, que apresentava, nos ensaios de palheta, resistências nitidamente superiores.

Gerscovich (1983) re-analisou a ruptura, levando em consideração resultados de ensaios especiais referentes a esta camada ressecada da fundação, também não conseguindo reproduzir em laboratório as resistências elevadas de campo. Por outro lado, seus ensaios mostraram a alta permeabilidade desta camada. Estudos subsequentes indicaram o alto nível de dissipação de pressões neutras nela ocorridas, durante a construção do aterro. Corrigidos os resultados dos ensaios não drenados para as tensões efetivas resultantes deste adensamento, o conjunto dos dados de laboratório passam a indicar coeficiente de segurança compatível com a ruptura observada. Como indicam Costa Filho et al. (1985), na análise da ruptura deve-se ter em conta que a dissipação da pressão neutra na camada superior pode ter afastado o caso de uma situação típica de carregamento não drenado.

A ruptura do aterro experimental foi também objeto de estudos de Almeida (1982), que pesquisou as características do solo sob o ponto de vista da teoria do Estado Crítico. Na análise do comportamento do aterro, Almeida (1985) justifica a consideração da ruptura na altura de 2,5 m, quando as primeiras trincas se fizeram notar, argumentando que se o aterro tivesse sido mantido nesta altura, por mais tempo, uma ruptura generalizada poderia vir a se manifestar. Para esta hipótese, o coeficiente de segurança em análise com os dados de ensaio de palheta de campo, passaria a 1,15. Este valor ainda é baixo, perante as análises de Bjerrum. Tal fato poderia ser atribuível, segundo Almeida, ao aumento da resistência não drenada, que teria ocorrido durante o período de um mês de construção do aterro.

b) Escavação experimental de Itaipú

Sandroni, Silva e Pinheiro (1983) relatam os ensaios e as observações de campo de uma escavação experimental feita na região da lagoa de Itaipú, na Baixada Fluminense. A região foi previamente recoberta com um aterro de areia, de maneira que o

subsolo se encontrava em condição de normalmente adensado quando a escavação foi realizada. Ensaios de campo e de laboratório, e instrumentação adequada, permitiram uma boa análise do comportamento da obra.

A escavação atingiu uma camada de turfa e uma de argila orgânica, ambas com cerca de 1,3 m de espessura. A análise da ruptura, em termos de tensões totais, mostrou concordância para os valores de resistência determinados com o ensaio de palheta, sem correção. A rapidez do rebaixamento que provocou a ruptura, em 5 horas, assegura que a situação era típica de carregamento não drenado. Análises feitas com resultados de ensaios de laboratório indicaram coeficientes de segurança inferiores a um, a menos da consideração da coesão por ensaios do tipo CIU, admitindo tensão confinante igual à tensão isotrópica de adensamento.

c) Aterro experimental de Juturnaíba

Como dado de estudo para a construção da Barragem de Juturnaíba, foi construído um aterro experimental no local, também na Baixada Fluminense. Amplo programa de ensaios e de instrumentação foi empregado, e foram relatados por Quental Coutinho (1986).

O subsolo era constituído de camadas bem diferenciadas, algumas com elevado teor de matéria orgânica. Algumas destas camadas, bastante turfosas, apresentavam valores muito elevados de plasticidade, com IP igual até a 300. Também a resistência era bastante alta. Tal fato permitiu elevar o aterro até 6,5 m de altura, com talude de 1:2, antes de se desenvolver a ruptura.

Novamente, neste caso, a melhor compatibilidade de parâmetros com a situação de ruptura foi conseguida com valores de resistência obtidos pelo ensaio de palheta, sem nenhuma correção. Deve-se notar, que algumas camadas do subsolo, bastante turfosas, apresentavam valores muito elevados de plasticidade. Estes solos costumam apresentar, por outro lado, permeabilidades bastante elevadas, que, em virtude do tempo de construção do aterro, 35 dias, podem ter provocado algum adensamento adicional da fundação.

Em que pese a qualidade dos três trabalhos resumidamente descritos, a quantidade de informações disponíveis sobre os solos nacionais é extremamente pequena. Só quando dispusermos de um número bem superior de informações deste tipo, será possível traçar um quadro mais representativo do comportamento de nossos solos. Por isto, ainda é necessário basear-se muito na experiência alienígena.

II.3 O PARADOXO DAS CORRELAÇÕES COM IP

Os dados da Baixada Fluminense, referidos anteriormente, foram divulgados internacionalmente por Pacheco Silva (1953) em artigo publicado na Geotechnique. Nele, o autor já acrescentava no gráfico de relação de resistência não drenada em função do LL, resultados divulgados por Hansen, Skempton e Ward.

Ainda em 1953, Skempton (1953) incorporava os resultados de Pacheco Silva em suas correlações, bem como dados de outras procedências, agora, em função do IP do solo, e não mais do LL.

Diversas outras correlações da relação S_u/σ' com o LL ou o IP foram divulgadas, principalmente de solos noruegueses e suecos (Bjerrum, 1954), Hansbo (1957), Karlsson e Viberg (1957), Larsson (1980). Aparentemente, a dispersão dos resultados foi que não propiciou o estabelecimento de correlações com os dois parâmetros, LL e IP, simultaneamente, o que, como justifica de Mello (1982), seria mais adequado. Em todas elas, entretanto, a relação cresce com a plasticidade dos solos.

Foi em 1957 que Skempton apresentou o conjunto de dados que constitui o gráfico apresentado na Figura 13, divulgada e reproduzida em diversos livros clássicos. É com orgulho que os engenheiros nacionais vêm neste gráfico o ponto assinalado "Rio-Silva (1953)". Com ele, surgiu a conhecida correlação:

$$S_u/\sigma' = 0,11 + 0,0037 (IP) \tag{1}$$

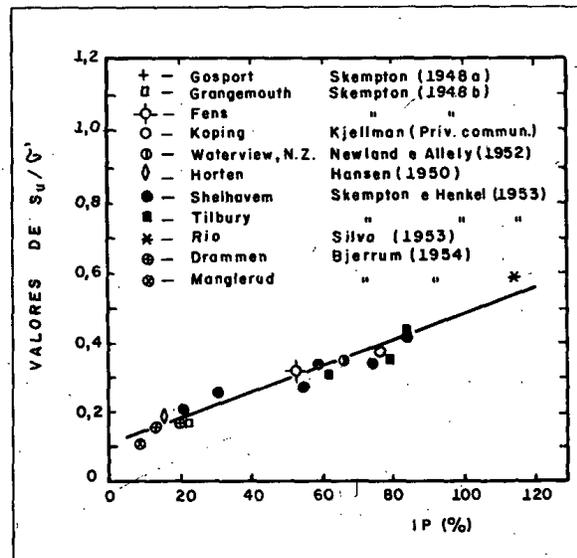


Fig.13 - Correlação entre S_u/σ' e IP para argilas normalmente adensadas (apud Skempton, 1957)

A correlação entre a relação de resistência e o índice de plasticidade de Skempton é um bom ponto de partida para o estudo dos diversos aspectos envolvidos na consideração da resistência não drenada das argilas. É curioso que uma correlação tão citada e tão reproduzida não tenha sido objeto de um texto específico do autor. De fato, o gráfico se encontra nos Proceedings da Institution of Civil Engineering, numa intervenção de Skempton ao final de uma conferência em que outro engenheiro havia relatado aspectos técnicos da construção do aeroporto de Hong Kong. Skempton perguntava ao conferencista se os dados desta obra se enquadrariam na correlação que ele estava constatando, e que se apresentavam segundo aquela tendência.

O interesse nestas correlações reside na possibilidade delas fornecerem estimativa de parâmetros para projetos. A correlação de Skempton, de fato, assim foi usada durante algum tempo. A validade de correlações deste tipo tem sido intensamente discutida. Schmertmann e Morgenstern (1977) apresentaram uma relação de 16 fatores que podem controlar a resistência não drenada das argilas moles na fundação de aterros, para mostrar que só dois deles (anisotropia e tempo) podem ser associados com as características dos solos indicadas pelos limites de consistência. Entretanto, um dos problemas da engenharia geotécnica é que, justamente pela diversidade de fatores determinando o comportamento dos solos, necessita-se de alguns modelos simplificadores. Os limites de consistência tem sido úteis para este propósito.

Esposamos a opinião de que correlações são necessárias, assim como o permanente questionamento de suas abrangências. Mesmo quando não for para usá-las, devemos tê-las em mente. Ainda que desejássemos, aliás, não poderíamos ficar livres delas, pois são repetidamente referidas na literatura técnica.

No que se refere à correlação entre a relação de resistência e IP, permanece muita confusão, em virtude da complexidade do comportamento das argilas, da falta de precisão dos conceitos e até mesmo da imprecisão da terminologia em torno do assunto. A partir de um esquema simplificado, correspondente a argilas desestruturadas e normalmente adensadas, a relação de resistência pode ser determinada só pelo ângulo de atrito interno efetivo, e pelo parâmetro A de pressão neutra, conforme esquema apresentado na Figura 14, do qual se pode estabelecer a equação:

$$S_u/\sigma' = \frac{\text{sen } \varphi'}{1 + (2 \cdot A - 1) \text{sen } \varphi'} \quad (2)$$

onde A é o parâmetro de pressão neutra.

Uma correlação entre S_u/σ' e φ' , ainda que mais justificável teoricamente, não apresenta interesse prático, pois φ' é até mais difícil de ser obtido do que a coesão. Não existe uma razão direta para se correlacionar S_u/σ' com IP. Entretanto, como argumentou Wroth (1984) este tipo de correlação é válida, pois tanto φ' como o IP dependem das características de constituição das partículas do solo.

De fato, φ' se correlaciona com IP. Kenney (1959), reuniu resultados de diversas fontes, e mostrou que φ' tende a diminuir com o IP do solo, como se mostra na Figura 15. Por sinal, Kenney apresentou esta correlação justamente para discutir a validade da correlação entre a relação de resistência e o IP dos solos.

Assim sendo, pela equação (2) se concluiria que a relação de resistência deveria ser tanto menor, quanto maior o IP do solo. Justamente o contrário do indicado pelas correlações estabelecidas por Skempton e outros, como mostrado na Figura 12. Esta aparente contradição constitui o que denominaremos "paradoxo das correlações com IP". Desvendar esta contradição constitui pré-requisito para evitar confusões sérias.

Terzaghi (1955), numa conferência comemorativa ao cinquentenário da Associação Americana de Geologia, denomina a relação S_u/σ' de ângulo de atrito "in situ" não drenado. De fato, S_u é uma resistência ao cisalhamento que depende de σ' , a tensão normal efetiva atuante. A variação deste parâmetro, conforme a correlação de Bjerrum, é empregada por Terzaghi para indicar como a resistência não drenada varia com o IP. No mesmo gráfico, reproduzido na Figura 16, Terzaghi mostra a variação do ângulo de atrito interno efetivo, em função do IP.

Uma observação desta figura, leva a se concluir que a diferença entre os dois tipos de ângulo de atrito tende a diminuir quando o IP aumenta. Para que isto ocorra, poder-se-ia argumentar, numa apreciação apressada, que "a variação de pressão neutra seja comparativamente menor com solos de alta plasticidade" (Kezdi, 1974). Esta conclusão é, como se sabe, totalmente equivocada. Ou as correlações não são corretas, ou devem existir outras razões que esclareçam este paradoxo.

Outro exemplo de atração exercida pela correlação de Skempton e dos enganos que ela possibilita, é encontrado no clássico livro em que Schofield e Wroth (1968) apresentam as bases da Mecânica dos Solos do Estado Crítico. Ao estudar a resistência não drenada das argilas, os autores correlacionam S_u/σ' com o coeficiente de atrito M para

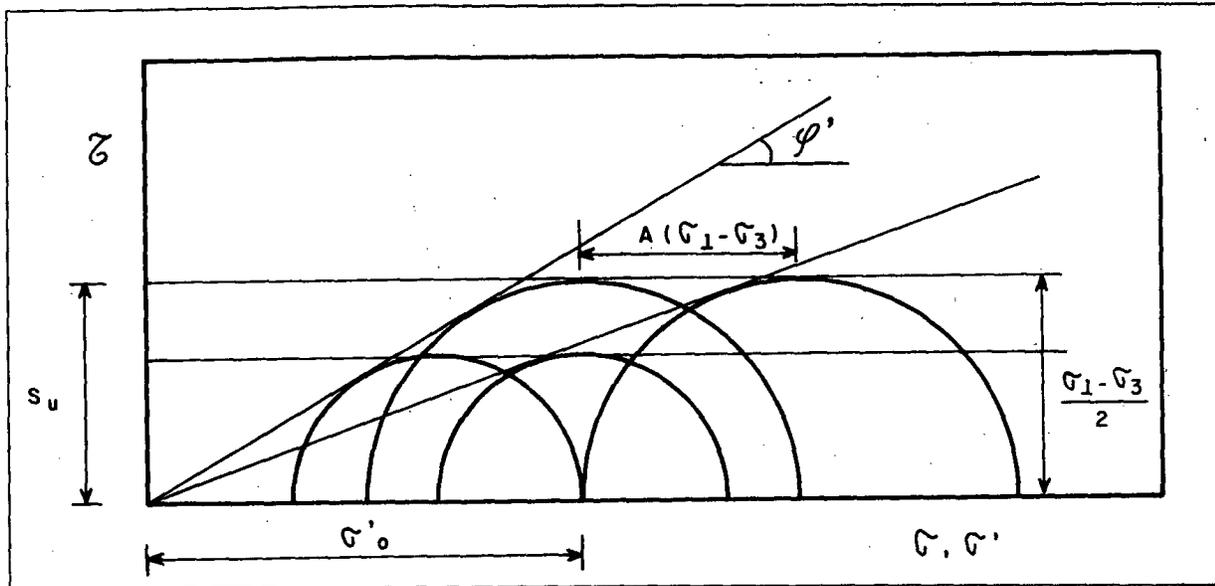


Fig.14 - Relação de resistência em função de ϕ' e A.

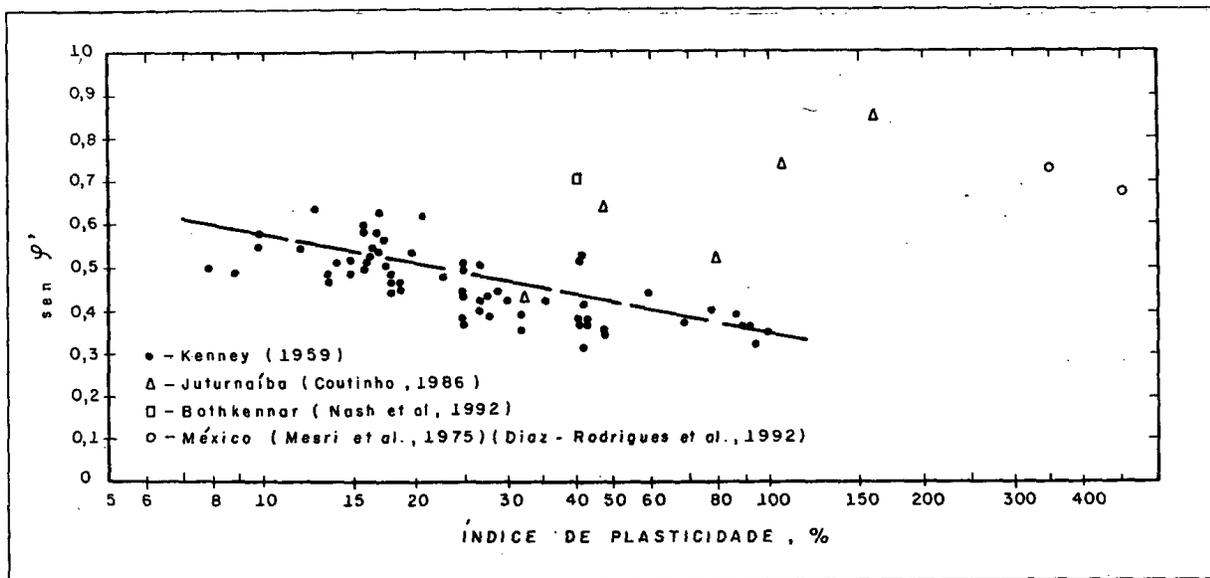


Fig.15 - Relação entre ângulo de atrito efetivo e índice de plasticidade de algumas argilas, no gráfico de Kenney, 1959.

o Cam-Clay e propõem a extensão para outras argilas a partir da correlação de Skempton. Para isto, apresentam a expressão:

$$M = (0,22 + 0,74 IP) e^A \quad (3)$$

$$\text{Sendo } \sin \phi' = 3M / (M + 6) \quad (4)$$

determina-se ϕ' . Aplicando-se estas fórmulas, obtêm-se ângulos de atrito interno efetivo variando de 20 graus para uma areia com $IP = 20$, a 50 graus para uma argila com $IP = 100$. Valores totalmente fora da realidade.

A discussão em torno deste paradoxo constitui um excelente exercício para o aprofundamento das propriedades de resistência das argilas. Ela exigirá que se reconheça que interferem na resistência as diversas situações em que as argilas se encontram no estado natural, e a complexidade do estado de tensões diferentemente mobilizadas conforme o ensaio ou a situação de campo em consideração.

Deve ser notado, que o paradoxo é típico de solos naturais, não ocorrendo para argilas amolgadas e re-adensadas sob as tensões de ensaio. Para es-

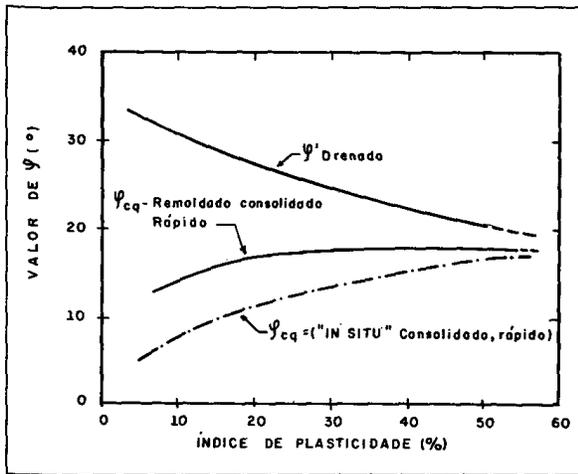


Fig.16 - Relações estatísticas entre índice de plasticidade e ângulo de atrito (apud Terzaghi, 1955).

tas, a resistência tende a ser tanto menor quanto maior o IP do solo, como o atestam resultados obtidos por Olsen et al. (1986), referidos por de Mello (1986) ao discutir o assunto.

II.4 AS TENSÕES DAS QUAIS DEPENDE A RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DAS ARGILAS

Sem entrar no mérito do valor da resistência em função dos esforços que a solicitem, por enquanto, analisemos inicialmente o significado do denominador σ' , na relação S_u/σ' .

Skempton descreve os solos que deram origem à correlação em estudo, como normalmente adensados, com base em evidência geológica. Entretanto, ao descrever a geologia das áreas envolvidas, refere-se ao fato destes solos terem sido formados há "vários milhares de anos".

Conforme trabalho clássico de Bjerrum (1969), a redução do índice de vazios durante o adensamento secundário confere ao solo um comportamento reológico como representado na Figura 17. Dele se obtém uma tensão de cedência superior à tensão efetiva atuante. A relação entre estas duas tensões, que podemos chamar de "razão de cedência", tem caráter semelhante à "razão de sobre adensamento", típica dos solos sobre adensados.

A "razão de cedência" por efeito do adensamento secundário, como se depreende da Figura 17, depende dos coeficientes de recompressão, de compressão e de adensamento secundário dos solos, e do tempo decorrido desde sua deposição. Para os solos noruegueses, com idade de deposição de "al-

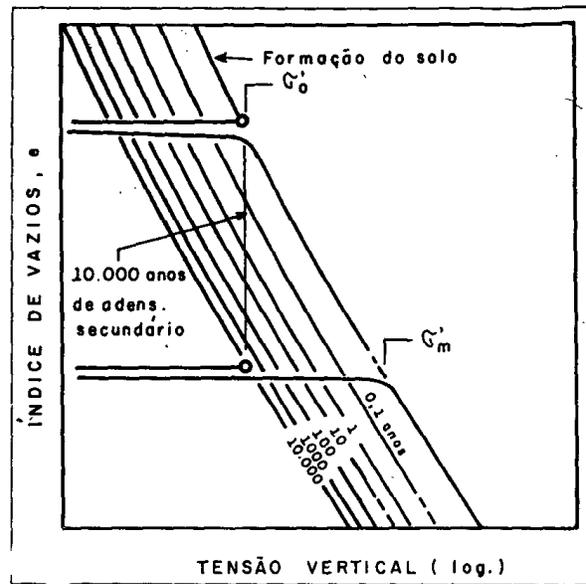


Fig.17 - Desenvolvimento do sobre adensamento por efeito do adensamento secundário (apud Bjerrum, 1967).

guns milhares de anos", Bjerrum apresenta os valores indicados na Figura 18, em função do IP, ao qual se relacionam os coeficientes acima descritos.

Para solos nacionais, considerando, por exemplo, os parâmetros indicados para solos da Baixada Fluminense por Ortigão (1980), C_α de 0,02 a 0,025, $CR = 0,41$ e um período de adensamento secundário correspondente a 3 ciclos logarítmicos, conclui-se que a razão de cedência (OCR) induzida por efeito de adensamento secundário seria da ordem de 1,4 a 1,5. É interessante lembrar que o subsolo nesta região apresentou razões de sobre adensamento bem superiores na superfície, tendendo a 1,5 com o aumento da profundidade. Entretanto, o aumento de tensão de cedência com a profundidade, de 39 kPa por metro, em relação ao aumento de tensão efetiva com a profundidade, de 32 kPa por metro, está a indicar que o efeito do adensamento secundário neste local seria responsável por um OCR de 1,22. A diferença para os valores determinados, de 1,5, seria atribuível a um sobrecarregamento real, eventualmente um rebaixamento do nível d'água, conforme aventado por Almeida (1982).

Bjerrum apresentou a variação de S_u/σ'_o , em função de IP, para as condições de solos jovens ou envelhecidos, como se mostra na Figura 19. Se dividirmos os valores correspondentes aos solos envelhecidos pela relação σ'_m/σ'_o , como sugerido pioneiramente por Mesri (1975), obtém-se as curvas também indicadas nesta figura. Observa-se que as duas curvas são bastante próximas.

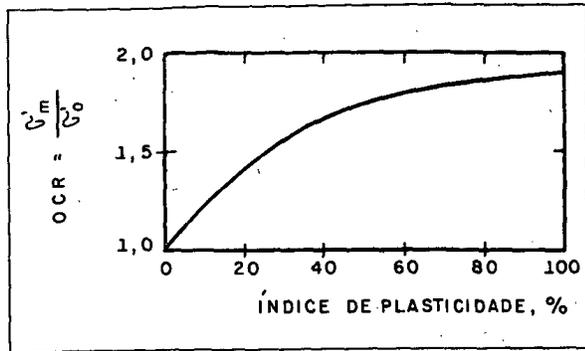


Fig.18 - Relação entre tensão de cedência e tensão vertical de argilas normalmente adensadas por período de alguns milhares de anos (Bjerrum, 1973).

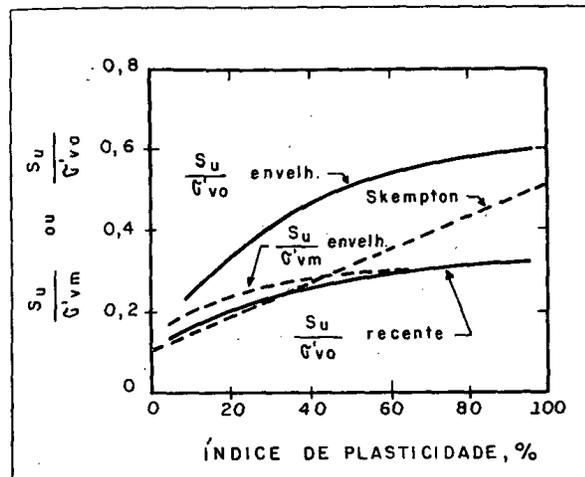


Fig.19 - S_u/σ'_v para argilas recentes e envelhecidas.

Na Figura 19 está representada também a correlação de Skempton. Nota-se que, para baixos valores de IP ela está próxima da curva de Bjerrum para solos jovens, enquanto que para valores elevados de IP ela se aproxima da curva para solos maduros.

Justifica-se rever o significado de σ' na correlação de Skempton. Embora ele tenha se referido a solos normalmente adensados, parece claro que ele estava se referindo a solos normalmente adensados sob o ponto de vista geológico: solos que não haviam sofrido erosão ou rebaixamento do nível d'água. Tais condições foram de fato confirmadas em estudos geológicos posteriores.

O Campo Experimental de Argila Mole de Bothkennar é uma área de 11 ha na Grã Bretanha, adquirida pelo governo, e destinada a pesquisas sobre o comportamento de argilas moles. Dele, muito

se ouvirá falar, proximamente, tendo em vista o vulto do empreendimento, e o alto nível dos pesquisadores nele envolvidos. Um número recente da revista Geotechnique é totalmente devotada aos ensaios e estudos iniciais feitos na área.

O Campo Experimental de Argila Mole de Bothkennar fica situado em região próxima às áreas de onde provinham os dados de Skempton. Os estudos geológicos da região indicaram ser ela normalmente adensada. Não obstante, a razão de cedência (OCR) é da ordem de 1,65, em toda a profundidade. Tal comportamento, atribuído ao efeito do adensamento secundário (Nash et al., 1992), é concordante com a indicação de Bjerrum, reproduzida na Figura 18, pois a argila de Bothkennar apresenta IP igual a 60.

Na correlação de Skempton, σ' é definido como a tensão efetiva de campo, que seria igual à tensão de cedência se os solos fossem normalmente adensados. Note-se que o próprio Skempton havia manifestado claramente (Skempton, 1948) que "é com a pressão de pré-adensamento que se deve relacionar a coesão". Tanto que diversos autores empregam a correlação de Skempton, como Larsson (1980), por exemplo, considerando que ela se refere, de fato, à tensão de cedência.

Quando se realizam ensaios de laboratório em argilas adensadas com diferentes razões de sobre-adensamento, como no método SHANSEP (Ladd e Foott, 1974), verifica-se que a resistência depende tanto da tensão de pré-adensamento, σ'_m , como da tensão efetiva por ocasião da solicitação, σ'_o . Estes ensaios mostram que se pode expressar a resistência não drenada pela equação:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{o,s.a}}\right) = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{o,n.a}}\right) (OCR)^m \quad (5)$$

Expressão semelhante é obtida por meio da teoria do estado crítico, para o modelo Cam-Clay modificado. Ora, partindo-se da definição de OCR, podem-se desenvolver as seguintes expressões:

$$S_u = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{o,n.a}}\right) \cdot \sigma'_{o} \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{o}}\right)^m \quad (6)$$

$$S_u = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{o,n.a}}\right) \cdot \sigma'_{o}^{(1-m)} \cdot \sigma'_m{}^m \quad (7)$$

$$\frac{S_u}{\sigma'_{o}^{(1-m)} \cdot \sigma'_m{}^m} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{o,n.a}}\right) \quad (8)$$

Sendo o expoente m um valor da ordem de 0,8, como mostrado pela teoria do estado crítico (Wroth, 1984), ou, experimentalmente por Ladd e Foott (1974), pode-se indicar, como representativo, que a resistência depende mais da tensão de cedên-

cia do que da tensão efetiva ocorrente, embora não dependa só de uma delas.

Na Tabela 1, apresenta-se, como exemplo, o cálculo da coesão, em função da razão de cedência para os ensaios adensados isotropicamente da argila do aterro experimental do IPR, que, segundo Ortigão e Costa Filho (1982), podem ser expressos pela seguinte equação:

$$S_u / \sigma'_o = 0,305 (\text{OCR})^{0,73} \quad (9)$$

Tabela 1 - Relações de resistência a partir dos resultados de ensaios CIU da argila do aterro experimental do IPR.

OCR	$\frac{S_u}{\sigma'_o}$	$\frac{S_u}{\sigma'_m}$	$\frac{S_u}{\sigma_0^{0,27} \cdot \sigma_m^{0,73}}$
1	0.305	0.305	0.305
1.1	0.327	0.297	0.305
1.2	0.348	0.290	0.305
1.3	0.369	0.284	0.305
1.4	0.390	0.279	0.305
1.5	0.410	0.273	0.305
1.6	0.430	0.269	0.305
1.8	0.468	0.260	0.305
2	0.506	0.253	0.305
3	0.680	0.227	0.305
4	0.839	0.210	0.305
6	1.128	0.188	0.305
8	1.392	0.174	0.305

Os resultados mostram que, para razões de cedência (OCR) da ordem dos valores provocados pelo adensamento secundário, (OCR = 1,4 a 1,6), existe uma relativa constância da relação, tanto para a tensão de cedência como para a tensão efetiva atuante. A variação é menor quando se considera a tensão de cedência, como a equação (7) já o sugeria. Mas existe uma diferença sensível entre as relações definidas por uma ou outra tensão.

A rigor, chega-se à conclusão que a relação de resistência não pode ser tomada, como frequentemente ocorre, como a relação entre a resistência não drenada e uma das tensões, seja a efetiva de campo, seja a de cedência. A característica constante das argilas é a relação entre a resistência e a tensão efetiva na situação normalmente adensada. Para qualquer outra razão de cedência (OCR), a relação de resistência deveria ser tomada conforme o primeiro membro da fórmula (8). Isto, entretanto, não é corretamente feito, exigindo muita atenção para a análise

de dados divulgados. Com maior frequência a relação de resistência é calculada diretamente em função da tensão de cedência.

Admitindo-se que no local estudado por Pacheco Silva, na Baixada Fluminense, a razão de cedência fosse semelhante à verificada no aterro experimental do IPR, a relação S_u/σ'_m correspondente aos seus ensaios, se referida à tensão de cedência, seria de $(0,59/1,5 =) 0,39$. Este dado se posiciona mais próximo da correlação de Bjerrum, em função de σ'_m , ainda que um pouco acima. Da mesma forma, a própria correlação de Skempton, se referida à tensão de cedência, deixaria de ser linearmente crescente com o IP, pois a ação do adensamento secundário é nitidamente função da plasticidade.

II.5 INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CARREGAMENTO NA RESISTÊNCIA

Tendo discutido o denominador, analisemos, agora, o numerador da relação de resistência. Seu valor, longe de ser constante, depende de diversos aspectos referentes ao estado inicial do solo, e à maneira como o solo é solicitado para a sua determinação. Um dos aspectos é a velocidade de carregamento, ou seja, o tempo de carregamento até a ruptura. Este aspecto é especialmente importante quando a

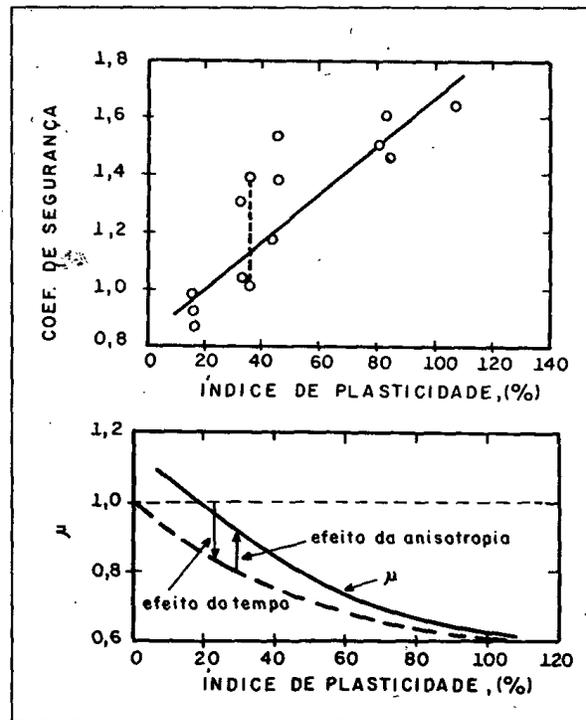


Fig.20 - Coeficientes de segurança e fator de correção propostos (apud Bjerrum, 1972)

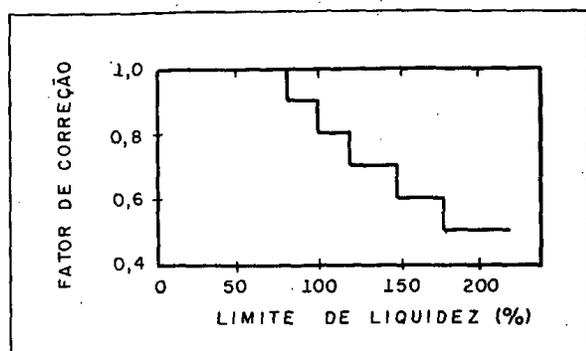


Fig.21 - Fator de correção de resistência de ensaio de palheta recomendada por Hansbo, em 1957 (Apud Larsson, 1980).

resistência é determinada por meio de ensaios de palheta de campo. Neles, a ruptura ocorre em períodos de um a três minutos.

A grande maioria dos dados constantes, tanto da correlação de Skempton, como da de Bjerrum, era proveniente de ensaios de palheta de campo. Foi constatada a tendência destes valores super-estimarem a resistência mobilizada nas argilas das fundações de aterros. Bjerrum (1972) verificou que coeficientes de segurança maiores do que um ocorriam em aterros que haviam rompido, sendo tanto maiores quanto maior o IP do solo. Sugeriu uma abordagem empírica, aplicando-se um fator de correção aos valores do ensaio de palheta. A análise de Bjerrum e a função de correção proposta estão apresentadas na Figura 20.

Bjerrum atribuiu a correção do valor de coesão do ensaio de palheta a dois fatores: anisotropia de resistência e tempo de carregamento até a ruptura, sendo este o mais importante, como se observa na Figura 20.

A correção dos valores de ensaios de palheta proposta por Bjerrum é internacionalmente conhecida. Deve ser registrado, entretanto, que, segundo Larson (1980), Hansbo havia identificado a necessidade de corrigir os valores de ensaios de palheta de campo, desde 1957, tendo sugerido fatores de correção em função do LL, como se mostra na Figura 21. Os valores são muito semelhantes aos propostos por Bjerrum.

São numerosas as referências ao efeito do tempo, determinados pelos resultados de ensaios de laboratório. Para solos nacionais, Ortigão (1980) e Coutinho (1986) obtiveram crescimentos de 10 % na resistência não drenada, por ciclo de aumento de tempo. Especificamente sobre ensaios de palheta, Chandler (1989), analisando os poucos dados exis-

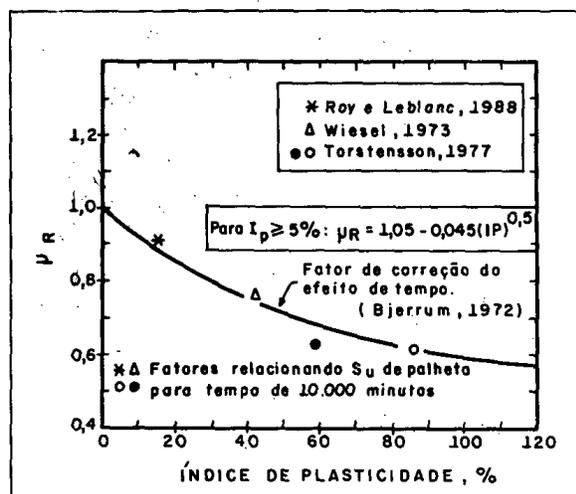


Fig.22 - Fatores de correção da resistência de palheta pelo efeito do tempo (apud Chandler, 1988).

tentes, de Torstensson e Wiesel, com argilas plásticas suecas, e de Roy e Leblanc, com argilas canadenses de baixa plasticidade, constatou que o efeito do tempo é tanto maior quanto maior o IP do solo. De seu estudo, resultou a seguinte fórmula para o fator de correção do valor de ensaio, para tempos maiores de carregamento:

$$\mu = 1,05 - (0,015 + 0,0075 \log tf) (IP)^{1/2} \quad (10)$$

sendo tf , o tempo decorrido, em minutos. A fórmula acima é válida para IP maior do que 30. Para valores menores, Chandler apresenta coeficientes em gráficos.

Os dados considerados para este estudo, correspondentes a 10.000 minutos, cerca de 7 dias, estão mostrados na Figura 22. Como se observa, dispõem-se muito próximos à curva do fator de correção de Bjerrum para a influência do tempo. Confirma-se, portanto, por uma via exclusivamente de dados experimentais, o fator de correção de Bjerrum, determinado por retro-análise de rupturas.

Deve ser lembrado que Bjerrum (1973) justificou tanto a influência do tempo de carregamento como o da anisotropia por meio da consideração das forças envolvidas nos contactos entre as partículas. Em geral, nas argilas naturais, as tensões cisalhantes são parcialmente suportadas como coesão nos contactos através do filme de água adsorvida, e parcialmente por atrito nos contactos mineral-mineral. A componente friccional é independente do tempo. Em contra-partida, a vibração térmica dos átomos da água na zona de contacto dos minerais argila provoca uma deformação lenta entre as partículas, com a conseqüente transferência de cargas para os contactos mineral-mineral. Por esta razão, o fator tem-

po é tão mais marcante quanto mais argiloso o solo.

Mesri (1975) aplicou o fator de correção proposto por Bjerrum aos valores da correlação entre resistência não drenada e tensão de cedência, indicados na Figura 19, e verificou que estes valores ficavam praticamente independentes do IP, valendo 0,22. Estabeleceu-se, assim, a seguinte equação para estimativa de coesão de projeto:

$$S_u/\sigma'_{vm} = 0,22 \quad (11)$$

Este desenvolvimento feito por Mesri ganhou projeção em virtude dos estudos realizados por Trak et al. (1980), que verificaram ser a estimativa da coesão como 0,22 da tensão de pré-adensamento um método que conduzia a fatores de segurança muito próximos à unidade na retro-análise de rupturas de aterros experimentais sobre solos moles, no Canadá.

Como visto, chegar-se-ia a igual resultado pela correção do efeito do tempo de carregamento nos ensaios de palheta de campo, conforme estudado por Chandler, aos dados da relação de resistência apresentados por Bjerrum, em função da tensão de cedência.

II.6 A ANISOTROPIA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DAS ARGILAS

É curioso lembrar que Bishop (1966), na sua Rankine Lecture, assinalava que os engenheiros tinham a tendência a imaginar que, a menos do efeito de amostragem, as argilas teriam uma resistência não drenada única, enquanto que Brinch Hansen e Gibson, já em 1949, haviam mostrado que as resistências à compressão de corpos de prova diferiam da de ensaio de palheta, e que a resistência "in situ" era função do plano considerado e do sentido da solicitação.

Onze anos depois, Ladd et al. (1977) iniciam seu relato ao Congresso Internacional de Tokio, chamando a atenção para o mesmo fato. É fácil encontrar, ainda hoje, muitos exemplos desta confusão, ainda que não explicitada, mas encoberta na comparação de dados de fontes diferentes.

Certamente este fato permanecerá por muito tempo. De um lado, a Engenharia de Solos trabalha com um valor único de resistência, a "coesão de projeto". De outro, a ciência Mecânica dos Solos aprofunda cada vez mais seus estudos, analisando cada peculiaridade do comportamento das argilas, para fornecer à Engenharia o valor mais adequado para a definição da "coesão de projeto" que ela requer.

Com base na teoria da mecânica dos solos do

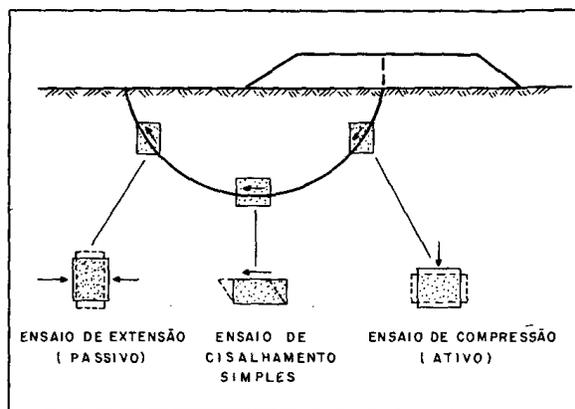


Fig.23 - Relevância dos ensaios de cisalhamento perante a resistência no campo (apud Bjerrum, 1972).

estado crítico, Wroth (1984), em sua Rankine Lecture, desenvolve expressões para a relação de resistência não drenada, para diversas condições de solicitação, em função do ângulo de atrito interno efetivo, sendo os demais parâmetros adotados como os do Cam-Clay. Estas expressões indicam as variações da resistência não drenada obtida por diversos meios: ensaios de compressão triaxial com adensamento isotrópico, cisalhamento simples, pressiómetro ou ensaio de palheta.

Também experimentalmente, tem sido constatada por diversos pesquisadores a diferença entre as resistências medidas com carregamentos diferentes (Bjerrum, 1973) (Jamiołkowski et al., 1985). Algumas destas situações merecem especial interesse. Analisando uma hipotética curva de ruptura de uma argila mole, pela ação de um aterro, Bjerrum mostrou que, ao longo dela, diversas formas de solicitação ocorrem (Figura 23): sob a área carregada tem-se compressão CKoUC; a parte inferior da curva corresponde a um cisalhamento simples DSS; e na parte externa, a solicitação é de extensão CKoUE.

Resultados de ensaios que representam estas três solicitações, para argilas normalmente adensadas, reunidos por Jamiołkowski et al. (1985), estão apresentados na Figura 24. Resultados com a mesma tendência são apresentados por Larsson (1980), para solos suecos. Para ensaios de compressão por carregamento, a relação de resistência praticamente não depende da plasticidade do solo, e S_u/σ'_{v0} é igual a 0,32. Outra série de dados, coletada por Chandler (1989) indica uma relação igual a 0,31, enquanto que Larsson considera 0,33 o valor médio, embora relacione valores de 0,26 a 0,35. Resultados com os solos do aterro experimental do IPR indicam relação de resistência, em ensaio CKoUC, de

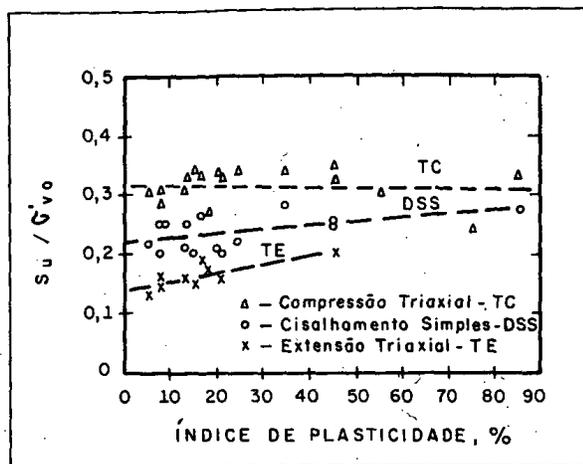


Fig. 24 - Anisotropia de resistência em argilas normalmente adensadas na situação K_0 (apud Jamiolkowski et al, 1985)

0,28. Deve ser notado que estes ensaios são realizados com pequena velocidade de carregamento, a deformação específica fixada em torno de 0,5 % por hora.

Com relação aos ensaios de cisalhamento simples, e, principalmente o ensaio de extensão, os valores são bem mais sensíveis à constituição dos solos, sendo tanto maiores quanto maior o IP.

Considerando que a média dos três valores seria a melhor representação do comportamento da fundação, e que o valor da média é muito próximo ao do ensaio de cisalhamento simples, Jamiolkowski et al. (1985) fizeram a sugestão de que a "coesão de projeto" fosse estimada a partir de equação semelhante à de Mesri, mas levando em consideração o comportamento normalizado:

$$S_u / \sigma'_{vo} = (0,23 \pm 0,04) (OCR)^{0,8} \quad (12)$$

O coeficiente 0,23 é o valor médio da relação de resistência para o ensaio de cisalhamento simples, conforme mostrado na Figura 24.

A maior resistência do ensaio de compressão em relação aos outros dois ocorre sempre. Tal fato é consistente com a análise apresentada por Bjerrum (1972), que mostrava ser a anisotropia de comportamento função do sentido das tensões cisalhantes aplicadas em relação ao sentido das tensões cisalhantes pré-existentis.

Por outro lado, as diferenças tendem a ser menores à medida que o IP é maior, confirmando o que Bjerrum (1972) havia postulado sobre a anisotropia decrescente com a plasticidade.

Como já referido, para discutir a anisotropia da resistência, Bjerrum procurou o significado físico das componentes da resistência ao cisalhamento.

Associou o atrito entre os contactos mineral-mineral ao atrito interno verdadeiro, como definido por Hvorslev, e a resistência cisalhante entre as partículas de mineral argila através de contactos pelas camadas de água adsorvida, à coesão verdadeira. As ligações entre as camadas de água adsorvida não são permanentes, e podem ser novamente mobilizadas a cada nova solicitação, enquanto que as tensões nos contactos mineral-mineral se conservam no sentido original. Com base na mobilização destas duas componentes, conforme verificado experimentalmente por Schmertmann e Osterberg (1961), é explicada a anisotropia de resistência para novas solicitações. Justifica-se, também, porque a anisotropia é menor para solos mais plásticos, pois a contribuição de contactos de minerais de quartzo, que sustentam as tensões cisalhantes ao longo do tempo, é tanto menor quanto mais argiloso o solo.

II.7 MEDIDA DE ANISOTROPIA PELO ENSAIO DE PALHETA DE CAMPO

No ensaio de palheta de campo, o momento torsor aplicado é resistido pela superfície lateral e pelas bases do cilindro, definido pelo giro da palheta. Em ensaios comuns, admite-se isotropia de resistência e calcula-se a coesão média.

Realizando-se ensaios com palhetas com diferentes relações entre altura e diâmetro, pode-se determinar as resistências nos dois planos, como proposto por Aas (1965).

Para os cálculos, há sempre uma hipótese a adotar, referente à mobilização da resistência nas bases, em função da deformação específica. Nos ensaios convencionais, considera-se mobilização integral nas bases. Tal procedimento provoca pequenas diferenças na coesão média calculada perante, por exemplo, a hipótese de mobilização proporcional às deformações. Mesmo assim, este procedimento é justificado por Skempton (1948), por corresponder à hipótese mais conservadora, e é adotado nas normas.

Para a análise da anisotropia, entretanto, a influência da mobilização tem consequência muito sensível nos resultados.

Costa Filho, Werneck e Collet (1977) chamam a atenção para este fato, ao analisar resultados de ensaios feitos em argila da Baixada Fluminense. Com a hipótese de mobilização integral, determinaram uma relação S_h/S_v de 1.11. Para a hipótese de mobilização triangular, a relação calculada ficou em 1,48. Análise semelhante é apresentada por Collet (1978).

Wroth (1984), ao analisar o assunto, chamou a atenção para resultados de análise teórica;

pelo MEF, feita por Donald et al. (1977), e resultados experimentais, obtidos por Menzies e Merrifield (1980), que indicam que a mobilização nas bases pode se concentrar intensamente na periferia das bases.

Adotando a formulação de Wroth, recalculamos a anisotropia para os ensaios acima referidos, obtendo a relação $S_h/S_v = 2,26$. Por uma simples consideração da hipótese de cálculo, os resultados dos ensaios podem levar à conclusão de que a anisotropia é pequena, 1,11, média, 1,48, ou muito elevada, 2,26.

Por outro lado, ensaios de vane, com palhetas em forma de losango (forma de diamante), têm sido realizados para determinar resistências em planos oblíquos. Neste caso, além do problema de mobilização da coesão, há um outro aspecto importante a considerar.

O que provoca a anisotropia de resistência não é só a disposição relativa das partículas, que, por exemplo, justifica a anisotropia de permeabilidade.

No caso da resistência, a anisotropia é devida, fundamentalmente, às tensões cisalhantes de adensamento. É a ela que se refere o esquema apresentado na Figura 23, como já citado.

Como analisa Bjerrum (1973), a resistência no ensaio de compressão (ativo) é maior porque a sollicitação de cisalhamento aplicada atua no mesmo sentido da tensão de cisalhamento anterior, devida ao adensamento natural. O inverso ocorre no ensaio

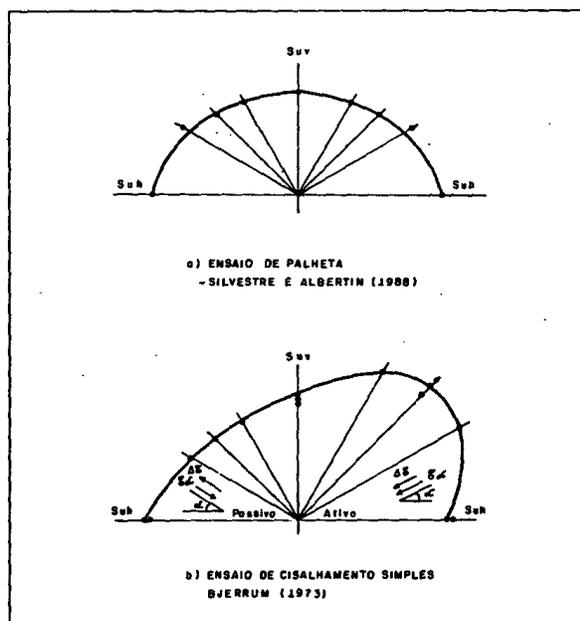


Fig.25 - Anisotropia de resistência obtida por métodos diferentes.

de extensão (passivo).

Ora, no ensaio de campo com palheta em forma de losango, a sollicitação se faz numa direção que nada tem a ver com as duas citadas, sendo perpendicular a elas.

O equívoco proporcionado por ensaio de palheta pode ser visualizado na Figura 25, onde apresentamos resultados de ensaios por esta técnica, divulgados ainda recentemente por Silvestre e Albertin (1988), com palhetas de diversas inclinações. Para confronto, apresentam-se, também, neste desenho, resultados de ensaios de cisalhamento simples, com tensões de adensamento iniciais correspondentes ao estado de tensões de adensamento de campo em várias direções, do trabalho clássico de Bjerrum (1973). Nota-se que o ensaio de palheta não só não considera o sentido da sollicitação, como não pode detectar que a maior resistência não ocorre no plano horizontal, nem no vertical, mas no sentido ativo das tensões cisalhantes.

II.8 O ÂNGULO DE ATRITO INTERNO EFETIVO DAS ARGILAS

Tomando-se a coesão como 22 % da tensão de adensamento como o “ângulo de atrito não drenado”, como definido por Terzaghi, seu valor seria de 12,4 graus. Se considerados os resultados de ensaios de compressão triaxial, que indicam resistências iguais a 0,32 vezes a tensão de adensamento, o “ângulo de atrito interno não drenado” seria de 18 graus. Estes valores já não são incompatíveis com a ordem de grandeza dos ângulos de atrito interno efetivos, o que era o principal motivo do paradoxo das correlações com o índice de plasticidade.

Nesta oportunidade, justifica-se ver com mais atenção o próprio sentido do ângulo de atrito interno das argilas, especialmente no que se refere ao nível das tensões ocorrentes nas argilas naturais.

A idéia de que o ângulo de atrito interno diminui com a plasticidade dos solos, indicada pela correlação de Kenney, mostrada na Figura 15, é facilmente aceita. Entretanto, quando se observa o conjunto dos dados, e não a reta média, nota-se que a dispersão é muito grande.

O que é uma tendência, não deve ser generalizado. Exemplos de elevados ângulos de atrito interno de argilas muito plásticas são referidos na literatura. Na própria Figura 15, junto com a correlação de Kenney, estão indicados alguns deles.

Com as amostras de Juturnaíba, Coutinho (1985) determinou ângulos de atrito efetivos, para tensões confinantes bem acima da tensão de cedência, de até 57 graus. O solo, como já referido,

era bastante turfoso, e o ângulo de atrito interno tão maior quanto mais elevado o teor de matéria orgânica e o IP, como se mostra na Figura 15. A elevada resistência é atribuída à matéria orgânica, embora seja possível que outros fatores também estejam contribuindo.

O solo da área Experimental de Bothkennar é uma argila com cerca de 65 % de silte. Seu ângulo de atrito interno efetivo de 45 graus é surpreendente, diante de sua plasticidade. O fenômeno é atribuído à elevada angularidade das partículas de silte (Nash et al., 1992). De fato, se areias finas não tem necessariamente ângulos de atrito menores do que areias grossas, sendo o formato dos grãos mais importante (Pinto, 1966), não há porque siltes não terem elevados ângulos de atrito.

A argila da cidade do México é famosa por seu elevado índice de vazios e sua alta compressibilidade. Sua umidade é da ordem de 500 % e o índice de plasticidade geralmente acima de 300. Ensaios têm indicado ângulos de atrito interno, para a argila do México, de 43 graus (Diaz-Rodrigues et al, 1992) a 47 graus (Mesri et al., 1975). Tais valores são surpreendentes.

A constituição das argilas do México é muito complexa. Nelas estão presentes sedimentos transportados, fósseis triturados, cinzas vulcânicas e matéria orgânica. Os pesquisadores que a tem procurado caracterizar não tem concordado em seus resultados. Leonards e Girault (1961) indicam, com muita ênfase, que estas argilas apresentam um elevado teor de alofane, sem presença de esmectita. Embora esta afirmativa não seja compartilhada por outros investigadores, a admissão de elevado teor de

alofane poderia justificar o elevado ângulo de atrito interno. De fato, os alofanes também aparecem como uma exceção quando se juntam os resultados de ângulos de atrito residual de argilas, como se mostra na Figura 26. Dados de solos tropicais, se afastando da tendência geral, foram pioneiramente apresentados por Boyce (1985). Se o ângulo de atrito residual do alofane, que tem uma estrutura amorfa, é de 39 graus, apesar de sua finura caracterizada pela elevada porcentagem de fração argila, não é de estranhar que um solo, que contenha predominantemente este mineral, apresente ângulos efetivos superiores a 40 graus.

Estes exemplos não devem ser tomados para desacreditar o papel das correlações na Mecânica dos Solos. Elas cumprem o seu papel de orientação na maioria dos casos, e servem, também, para alertar sobre as peculiaridades presentes em diversos solos.

Se exceções existem, a tendência do ângulo de atrito diminuir com a plasticidade dos solos é incontestável, e o paradoxo das correlações não está totalmente esclarecido. Os ângulos de atrito aqui tratados se referem a tensões acima da tensão de cedência. Abaixo da tensão de cedência, as envoltórias são curvas, e a elas costuma-se associar uma reta, que caracteriza um intercepto de coesão. A resistência não drenada é obtida num nível de tensões abaixo da tensão de cedência. Pesquisemos, então, uma outra maneira de tratar da resistência efetiva neste nível de tensões.

Consideremos o resultado de ensaios de cisalhamento simples sobre uma argila da Suécia, apresentado por Larssen (1977), e reproduzido na Figura 27. O ponto correspondente a cada ensaio indica a tensão cisalhante necessária para provocar o cisalhamento, em função da tensão normal atuante. Ora, relação entre tensão cisalhante e tensão normal

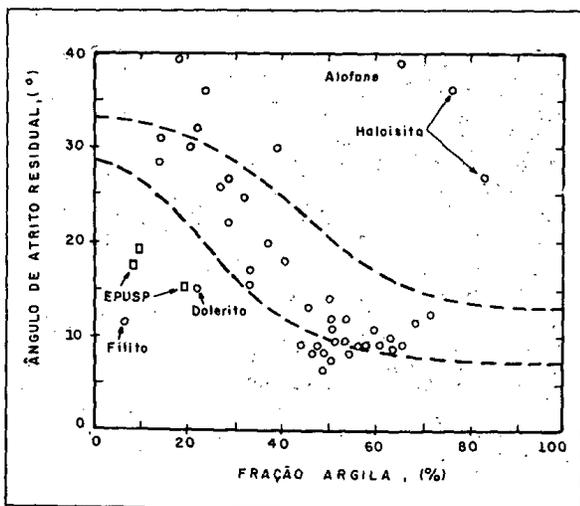


Fig.26 - Dados de ângulo de atrito residual de solos residuais (apud Boyce, 1985).

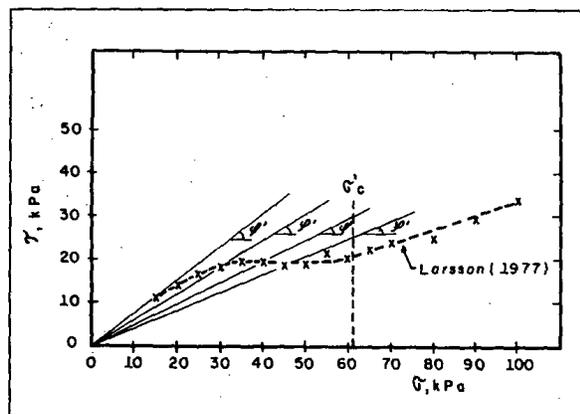


Fig.27 - Resultado de ensaio de cisalhamento simples de uma argila da Suécia.

não é, por definição, o coeficiente de atrito? Então, por que não definir, para cada tensão normal, um ângulo de atrito correspondente?

Lembrando-se que a razão de cedência (OCR) para solos normalmente adensados, sob o ponto de vista geológico, costuma ser maior para solos mais argilosos, maior, provavelmente, será a distinção entre o ângulo de atrito correspondente à resistência não drenada e o ângulo de atrito acima da tensão de cedência. Para este ângulo de atrito maior é que se aplicaria a equação (1). Embora não se disponham destes valores do atrito assim definido, pode-se afirmar que a tendência é no sentido de finalmente esclarecer o paradoxo das correlações.

Este tipo de tratamento para a envoltória de resistência não é original. Consiste em estender para as argilas, o tipo de envoltória proposto por de Mello (1976) para os enrocamentos. A resistência é expressa pela dependência direta de ϕ' com σ' . A equação de resistência tem o seguinte formato:

$$S = A (\sigma')^x \quad (13)$$

Charles e Soares (1984) propõe este tratamento para as argilas e apresentam ábacos para cálculos de estabilidade de taludes a partir desta equação de resistência.

II.9 A OBTENÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM LABORATÓRIO

Foi visto como diferentes métodos de ensaio, apresentam resultados muito diversos. Infelizmente, os ensaios mais simples são os menos confiáveis.

Os ensaios de compressão simples, ou de compressão triaxial sem drenagem, além de muito sensíveis às condições de amostragem, têm seus valores afetados inclusive pela ação do tempo decorrido entre a extração da amostra e o ensaio propriamente dito. Como o ensaio é feito com velocidade de carregamento elevada, este fator tende a compensar outros fatores que atuam no sentido de reduzir a resistência. As diferenças entre os resultados, entretanto, pode ser muito grande, como o atestam os resultados das diferentes campanhas realizadas com os solos do Aterro Experimental do IPR.

Ensaio de compressão triaxial com adensamento hidrostático são expressamente desaconselhados por Jamiolkowski et al. (1985) por apresentarem resultados significativamente não seguros para argilas de baixa a moderada razão de sobre adensamento. Entretanto, resultados de ensaios deste tipo caracterizaram bem a ruptura na Escavação Experimental em Itaipú, conforme já relatado

(Sandroni et al., 1983), bem como no aterro experimental de Juturnaíba (Coutinho, 1985).

Análise feita por Maine (1985) com ensaios reunidos de 42 fontes, inclusive do Rio de Janeiro (Ortigão et al., 1983), mostrou que a resistência não drenada em ensaios com pré-adensamento hidrostático é, em média, 15 % superior à determinada em ensaio com pré-adensamento anisotrópico, na condição K_0 , ou próxima a ela, em ensaios de compressão. Em ensaios de extensão, a diferença é bem maior: 65 %.

Para as argilas de Sarapuú, Ortigão (1980) encontrou resistência em ensaio CIU 10 % superior, para a condição de normalmente adensada, relação esta crescente com a razão de sobre adensamento.

Em projetos de maior responsabilidade são considerados imprescindíveis ensaios não drenados, com adensamento na situação K_0 , com diversos modos de cisalhamento.

Na Suécia (Larsson, 1980), na Noruega (Berre, 1980), e segundo o método SHANSEP (Ladd e Foott, 1974), é recomendada a realização de ensaios de compressão, de cisalhamento simples e de extensão, empregando-se a média das três determinações, ou a média dos valores correspondentes à compressão e à extensão se só os dois forem disponíveis. Ou então, só os resultados do ensaio de cisalhamento simples, que indica valores ligeiramente inferiores à média.

Há ainda a considerar que para aterros, os ensaios que melhor refletiriam as solicitações de campo seriam os ensaios de deformação plana (plain strain). Ensaio de Koutsoftas e Ladd (1985) mostraram que estes ensaios indicam resistências cerca de 14 % superiores aos de solicitação triaxial, tanto na compressão como na extensão. Entretanto, estes ensaios são de execução bem mais difícil.

Entre a metodologia de obtenção de parâmetros nos países escandinavos e o método SHANSEP, entretanto, existe uma diferença importante.

Na Escandinávia, os corpos de prova são re-adensados, na condição K_0 , sob as tensões existentes no campo. No método SHANSEP isto não se faz, com a precaução de que tal procedimento poderia levar a uma redução do índice de vazios que provocaria uma elevação de resistência.

Ao tratar da resistência normalizada das argilas, porém, o método SHANSEP pode desprezar uma parcela da resistência que, embora não incorporada aos modelos matemáticos de comportamento reológico dos solos até o presente, pode ser um fator determinante da resistência disponível dos solos naturais: a estrutura natural, resultante de fatores diversos, como a tixotropia, a cimentação, etc.

II.10 A ESTRUTURA DAS ARGILAS SEDIMENTARES

Num trabalho clássico, Leonards e Altschaeffl (1964) verificaram que o "aging" das argilas não se limitava à diminuição do índice de vazios por efeito do adensamento secundário, conforme o modelo de Bjerrum representado na Figura 17. Mostraram que o re-arranjo das partículas e a redistribuição das forças físico-químicas de contacto provocavam uma mudança de comportamento, que se refletia na apresentação de uma curva de adensamento com pronunciado ponto de cedência, acima da curva virgem de adensamento, como indica o resultado de ensaio reproduzido na Figura 28.

Tavenas e Lerouiel (1977) desenvolveram um modelo de comportamento das argilas, baseado em ensaios de compressão triaxial e em ensaios de adensamento com diferentes relações entre as tensões principais. Foi definida uma curva de plastificação diferente da indicada pela teoria do estado crítico, como apresentado para a Cam-clay. Neste modelo, denominado "Ylight", é consistente com o efeito de "aging", entendido não só como a redução do índice de vazios pelo adensamento se-

cundário, mas como a estrutura desenvolvida pela lenta disposição das partículas durante a formação dos solos, conforme estudado por Leonards. O modelo permite análise de deformações, previsão de desenvolvimento de pressões neutras e previsão de

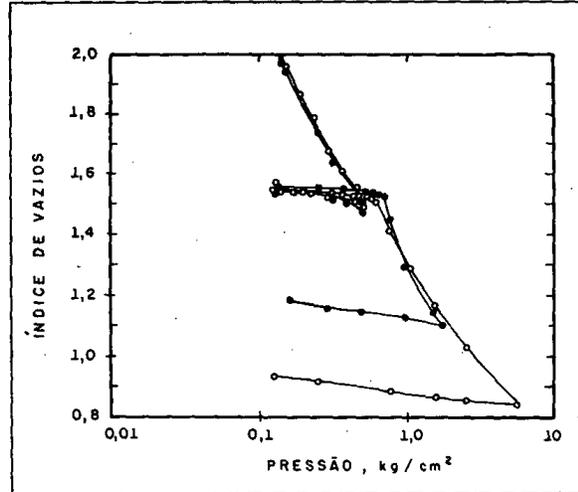


Fig.28 - Curva de adensamento de argila sedimentada artificialmente (apud Leonards, 1964).

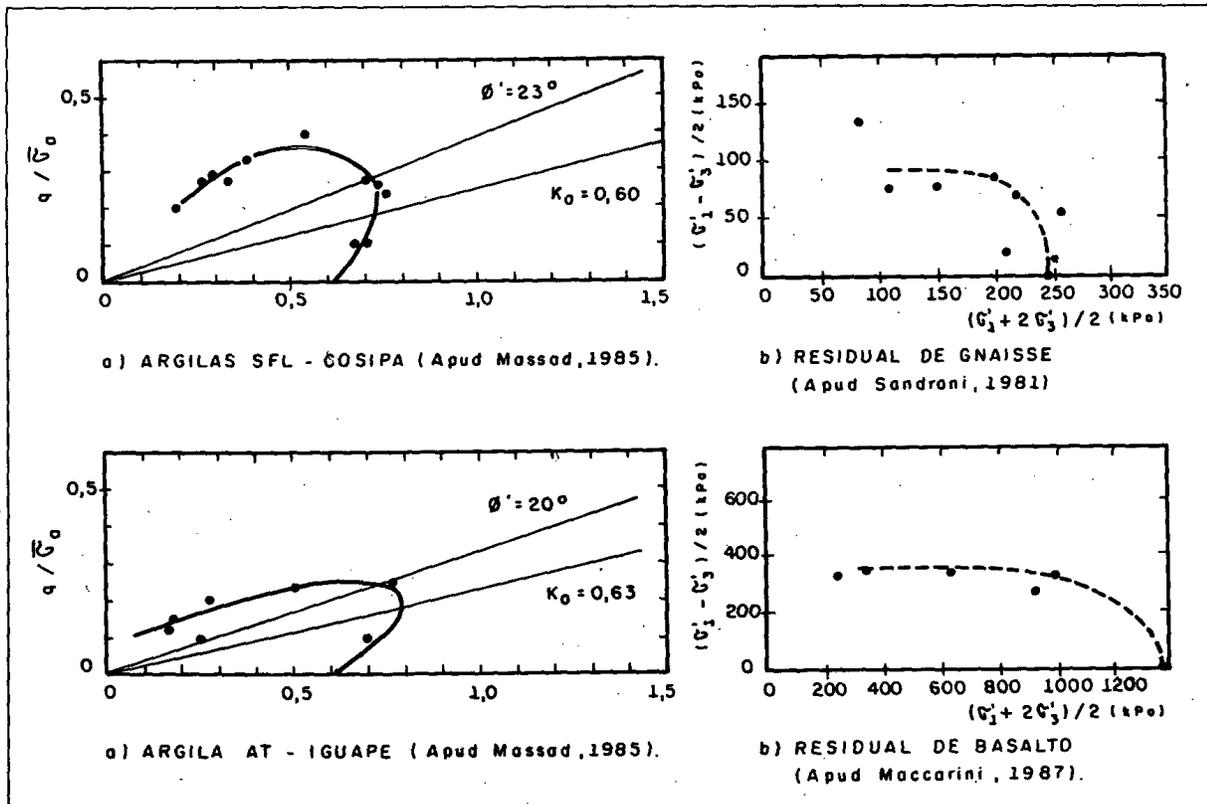


Fig.29 - Curvas de cedência: a) Argilas quaternárias b) Solos residuais.

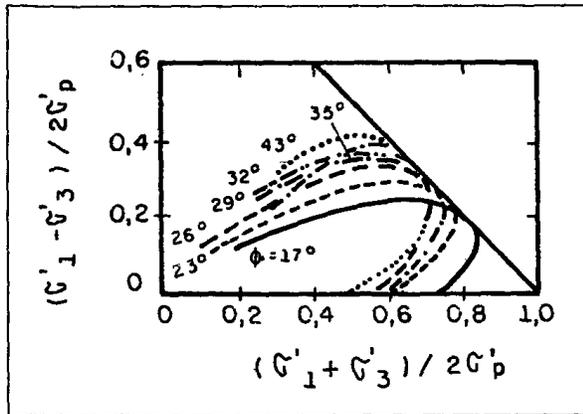


Fig.30 - Curvas de cedência normalizadas de argilas naturais.

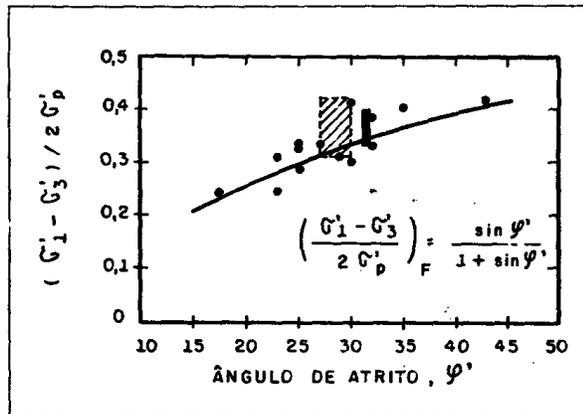


Fig.31 - Valores máximos de $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2 \sigma'_p$.

resistência não drenada das argilas.

A obtenção experimental de curvas de cedência foi apresentada pioneiramente por Sangrey (1972). Wong e Mitchell (1975) já indicavam o formato típico das curvas de cedência para as argilas estruturadas.

O desenvolvimento destes estudos ocorreu paralelamente aos trabalhos sobre solos residuais liderados por Vaughan (1985), que teve a colaboração dos colegas brasileiros, Sandroni (1981) e Maccarini (1987). Na Figura 29, apresentam-se curvas de cedência de argilas da Baixada Santista, determinadas por Massad (1985) ao lado de curvas referentes a solos residuais naturais dos pesquisadores referidos. As curvas de cedência das argilas naturais se diferenciam das correspondentes aos solos residuais, pelo formato. Nas argilas naturais, as curvas de cedência tem formato elíptico, com eixo inclinado, em virtude de seu adensamento anisotrópico, que não ocorre no caso dos solos residuais.

Recentemente, Leroueil e Vaughan (1990)

uniram seus trabalhos para mostrar, em interessante estudo, as características comuns de uma grande variedade de solos naturais. Em diversos aspectos, características que eram consideradas típicas de ocorrências específicas são mostradas como similares para todo um universo de solos. Não só para as argilas moles e os solos tropicais, mas também para argilas rijas, solos granulares e mesmo as rochas brandas.

No desenvolvimento dos trabalhos da escola canadense, já é grande o número de argilas naturais que tiveram suas curvas de cedência determinadas experimentalmente. A Figura 30 mostra como elas variam regularmente com o ângulo de atrito interno, definido para tensões acima da tensão de cedência. A relação de resistência, em função do ângulo de atrito interno, é indicada na Figura 31.

Mas o ponto mais importante deste estudo é que o comportamento destes materiais não pode ser entendido sem que os efeitos de suas estruturas sejam levados em consideração. Tão importante, afirmam os autores, quanto o índice de vazios ou o histórico de tensões. Esta estrutura geralmente se mostra mais desenvolvida nas camadas superiores das camadas sedimentares.

Uma análise interessante sobre o efeito da estrutura natural das argilas pode ser feita com os dados de ensaio de palheta obtidos na área do Aterro Experimental do IPR, conforme apresentados por Ortigão e Collet (1986). Resultados das correlações estabelecidas e de dados publicados por Ortigão (1980) estão apresentados na Tabela 2.

Procedendo-se a uma correlação estatística de todo o conjunto de dados, segundo a expressão (5) determina-se a seguinte equação:

$$S_u / \sigma'_0 = 0,283 (\text{OCR})^{1,38} \quad (14)$$

Embora Jamiolkowski et al. (1985) e Chandler (1988) apresentem correlações de resistências de ensaios de palheta em que a potência de OCR é maior do que um, parece-nos que tal expressão não tem sentido. De fato, se a equação for escrita na maneira apresentada em (7), tem-se:

$$S_u = 0,283 \sigma'_0^{-0,38} \cdot \sigma'_m^{1,38} \quad (15)$$

Tal expressão estaria a indicar que para a mesma tensão de cedência, a resistência seria tanto menor quanto maior a tensão efetiva atuante. Tal fato é totalmente conflitante com a realidade. Realmente, os dados calculados por esta equação, apresentados na Tabela 2, mostram que a regressão é só aparentemente boa; os valores da relação ponderada de resistência, segundo a equação 15, apresentados na coluna (9), diminuem com a profundidade e depois

Tabela 2 - Relações de resistência a partir de ensaio de palheta do subsolo do aterro experimental do IPR.

(1) Prof m	(2) σ'_0 kPa	(3) σ'_m kPa	(4) OCR	(5) Su vane kPa	(6) $\frac{S_u}{\sigma'_0}$	(7) $\frac{S_u}{\sigma'_m}$	(8) (9) 0,28 (OCR) ^{1,38}		(10) (11) 0,38 (OCR) ^{0,87}	
							Su calc. kPa	Rel. pond.	Su calc. kPa	Rel. pond. kPa
1	2.91	14.40	5.0	8.20	2.82	0.57	7.49	0.31	4.44	0.70
2	5.81	19.20	3.3	8.20	1.41	0.43	8.56	0.27	6.25	0.50
3	8.71	21.12	2.4	8.20	0.94	0.39	8.37	0.28	7.15	0.44
4	11.70	26.10	2.2	8.92	0.76	0.34	10.02	0.25	8.94	0.38
5	14.80	30.00	2.0	10.40	0.70	0.35	11.10	0.27	10.40	0.38
6	18.00	33.90	1.9	11.88	0.66	0.35	12.20	0.28	11.86	0.38
7	21.40	37.80	1.8	13.36	0.62	0.35	13.28	0.28	13.34	0.38
8	24.90	41.70	1.7	14.84	0.60	0.36	14.36	0.29	14.82	0.38
9	28.70	45.60	1.6	16.32	0.57	0.36	15.39	0.30	16.32	0.38
10	32.80	49.50	1.5	17.80	0.54	0.36	16.38	0.31	17.83	0.38

voltam a crescer, e os valores de coesão calculados, apresentados na coluna (8) são menores do que os reais nas extremidades e maiores no meio.

Tal resultado é decorrente do fato da amostragem conter elementos de dois universos distintos: a camada superficial, ressecada ou estruturada, e o material abaixo dela. Uma correlação estatística só com os dados correspondentes a profundidades abaixo de 3,5 m, apresenta a equação:

$$S_u/\sigma'_0 = 0,38 (\text{OCR})^{0,87} \quad (16)$$

Os valores calculados com esta expressão para profundidades superiores a 3,5 m, indicados na coluna (10) da tabela, são praticamente iguais aos valores reportados, apresentados na coluna (5).

Aplicada esta expressão para profundidades menores do que 3,5 m, obtêm-se valores de resistência bem inferiores aos obtidos no campo. Isto significa que a expressão normalizada da resistência obtida no ensaio de palheta de campo não é capaz de considerar as resistências reais da camada superior, tanto quanto o método SHANSEP não o foi.

Este estudo mostra, numericamente, o efeito da estrutura existente. Esquemáticamente, Hanzawa (1979) representa o efeito da estrutura na resistência das argilas, como se mostra na Figura 32, em relação às parcelas de resistência devidas ao adensamento. Este esquema parece se aplicar bem à argila de Sarapuí. Observando-se os dados da Tabela 2, poder-se-ia dizer que, para a profundidade de 1 m, a contribuição da estrutura seria a diferença entre 8,2 kPa e 4,44 kPa, 45 % do total.

O adensamento acima das tensões de cedência, preconizado no método SHANSEP, tem sido apresentado como a crítica maior a este método. Mesri (1977), Tavenas e Leroueil (1978), e Hanzawa (1977) têm apresentado resultados indicando como o adensamento acima da tensão de cedência influi na resistência. O re-adensamento sob esta tensão, ao invés de provocar aumento de resistência pela redução do índice de vazios, leva a uma diminuição de seu valor, pelo efeito do amolgamento provocado pela amostragem.

Burland (1991), em sua Rankine Lecture, mostra, pelo desenvolvimento das deformações ao longo dos carregamentos, como o método SHANSEP pode levar a resultados enganosos com certos tipos de solo. O adensamento a tensões maiores do que a tensão de cedência pode provocar um deslocamento acentuado em relação à linha de compressão por sedimentação (SCL) do solo, tornando-o mais deformável e menos resistente.

Deve ser lembrado, entretanto, que os próprios proponentes deixaram expressas as limitações do método ao afirmarem: "Um dos mais críticos aspectos do método SHANSEP é o procedimento de adensar muito acima das tensões "in situ". Existe a possibilidade de que isto possa destruir algum importante componente da estrutura do solo, que tenha se desenvolvido durante e após a formação do depósito argiloso" (Ladd e Foott, 1974). A dificuldade é identificar quando o método é ou não aplicável. A simples constatação do comportamento normalizado, acima da tensão de cedência, não é garantia de que ele possa re-

fletir a resistência no solo no estado natural.

II.11 A "COESÃO DE PROJETO" E SUA SUSTENTAÇÃO EM RETRO-ANÁLISES

Diante de tantos valores que a resistência das argilas podem assumir, perante as solicitações a que é submetida, a questão que se coloca é a da escolha do valor mais representativo para um projeto.

Sob um ponto de vista pragmático, o valor de resistência mais correto é aquele que confere um coeficiente de segurança igual a um, em análise por método bem definido, quando o aterro se encontra na situação de ruptura. De fato, qualquer procedimento só se justifica quando é verificado por meio de retro-análise de rupturas. Daí a grande importância que atribuímos aos aterros e escavações experimentais da Baixada Fluminense. É de se lamentar que mais informações sobre rupturas em solos sedimentares das baixadas litorâneas não sejam disponíveis.

Os métodos de determinação da coesão disponíveis se enquadram em três grupos:

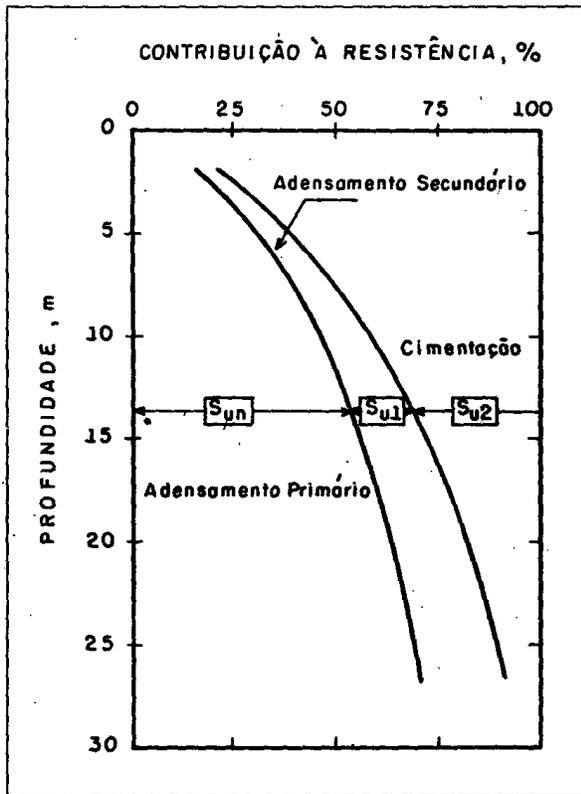


Fig.32 - Variação da contribuição do adensamento e da cimentação com a profundidade (apud Hanzava, 1979).

- a) baseados em ensaios de resistência de laboratório;
- b) baseados em ensaios de campo; e,
- c) baseados em correlações e ensaios de laboratório.

Cada um destes métodos se sustenta, menos pela sua justificativa teórica, do que pela comprovação de que representa o comportamento real nas obras.

Com relação ao emprego de ensaios de resistência de laboratório, as investigações teóricas e experimentais dão sustentação para que se adote a média de resultados de ensaios de compressão e de extensão em amostras adensadas anisotropicamente. Mas tal recomendação só ganha confiabilidade porque tanto Ladd e Foott (1974), ao proporem o método SHANSEP, como os escandinavos (Larsson, 1980) (Berre, 1982), apresentam retro-análises de

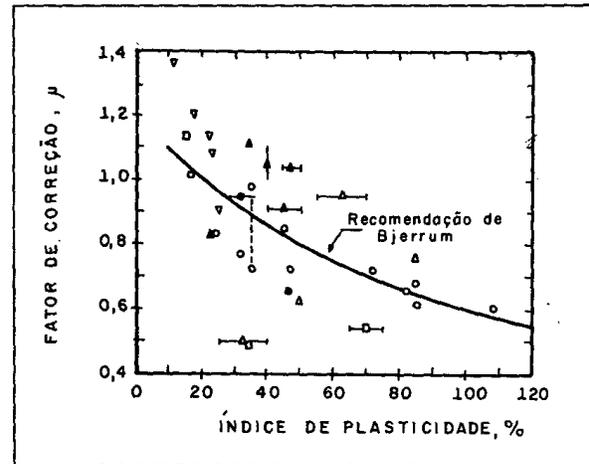


Fig.33 - Fatores de correção acumulados por Ladd et al, 1975.

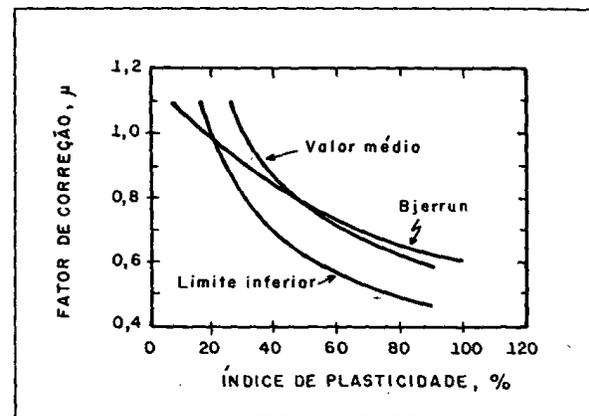


Fig.34 - Fatores de correção analisados por Larsson, 1980.

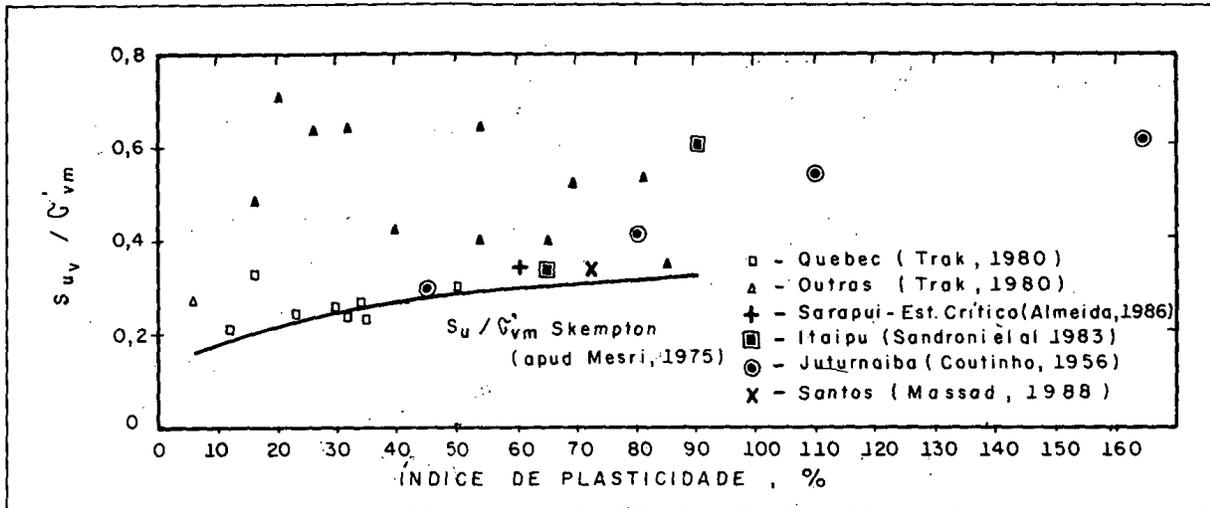


Fig.35 - Valores da relação S_u/σ'_{vm} .

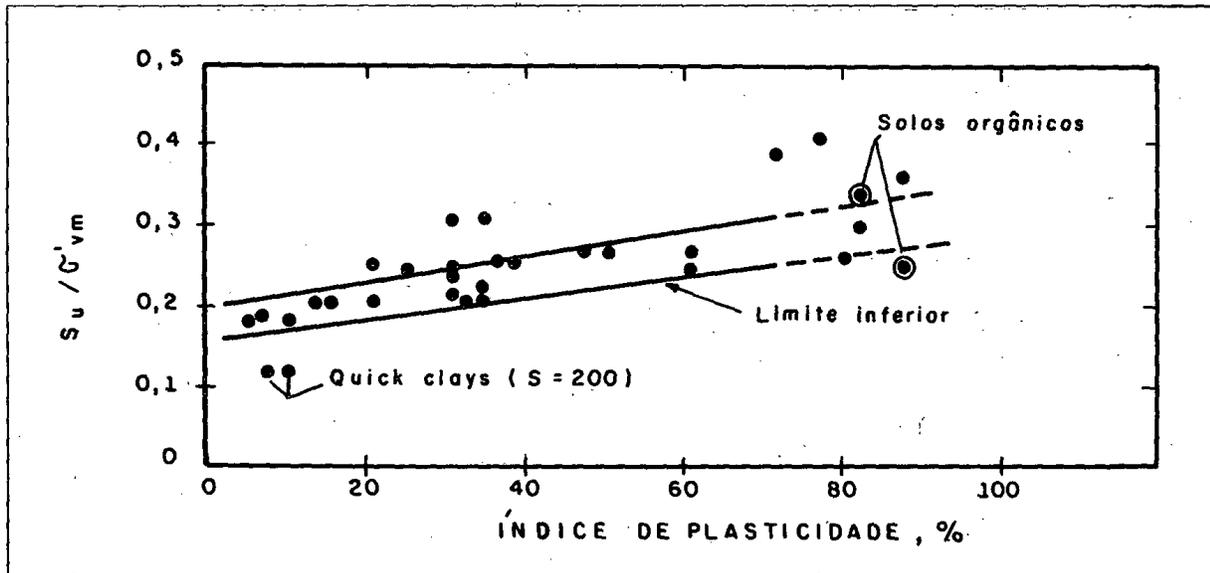


Fig.36 - Relações de resistências determinadas em retro-análises de rupturas e em ensaios por Larsson, 1980.

vários casos em que o método proposto se mostrou mais adequado do que outros. O método foi testado num número grande de casos reais. Entretanto, sempre resta a necessidade de se comprovar sua aplicabilidade a solos diferentes.

A correção do valor de resultado de ensaio de palheta, proposto por Bjerrum, como foi visto, também é baseada na análise de rupturas de aterros bem documentadas, ainda que ela pudesse ser justificada somente com base na extensão do resultado de um ensaio muito rápido para condições de carregamento mais lento, como é o caso da construção de um aterro.

Quando o fator de correção é apresentado simplesmente por uma curva, num gráfico em função do IP, como se mostra na Figura 20, perde-se a visão da dispersão que está associada ao processo. Na Figura 33, em que este mesmo fator é indicado para cada um dos aterros estudados por Bjerrum e a outros, adicionados por Ladd (1975), vê-se que a dispersão é bastante grande.

Larsson (1980), compara a correção proposta por Bjerrum com valores correspondentes a aterros por ele estudados, como mostrado na Figura 34. A curva média não difere muito da de Bjerrum. A envoltória inferior, entretanto, se situa muito abaixo.

Estes dados mostram que são numerosos os casos em que a própria correção proposta não garante um projeto seguro. Ladd et al. (1961) apresentaram um aterro, para o qual um coeficiente de 0,43 seria necessário, enquanto que Larsson (1980) relata a análise de uma ruptura que ocorreu com valores de resistência correspondentes a um fator de correção de 0,39. Nos dois casos, tratava-se de fundações sobre solos orgânicos.

Com relação à obtenção de valores de coesão a partir de correlações, verificou-se que estas deixaram de ser definidas em função do índice de plasticidade dos solos, para o serem em função da tensão de cedência e da tensão efetiva de campo.

O método de Mesri já nasceu do fator de correção de Bjerrum, baseado na retro-análise de rupturas. Entretanto, sua aceitação se generalizou após ter sido confirmado no estudo de aterros rompidos com fundação em argilas sensíveis do Canadá, conforme divulgado por Trak et al. (1980).

Estes mesmos autores apresentam um gráfico mostrando a relação de resistência das argilas estudadas, em função do IP, indicando posições muito próximas à correlação de Bjerrum em termos de tensão de cedência. Mostram também resultados de argilas orgânicas, assinalando que estas se apresentam em posições mais elevadas. Aos pontos indicados neste gráfico, reproduzido na Figura 35, acrescentamos resultados de solos nacionais. As nossas argilas pouco orgânicas, se situam pouco acima da correlação de Skempton, mas as argilas turfosas, da lagoa de Itaipú ou de Juturnaíba, apresentam valores bem superiores.

Pela experiência internacional, parece que os solos orgânicos apresentariam maior resistência, mas requereriam menor fator de correção a multiplicar estes valores. Os dois fatores se compensariam.

Larsson, que, como se sabe, recomenda a realização de ensaios de laboratório para a definição da resistência de projeto, determinou relações de resistência correspondentes a retro-análise de rupturas ocorridas. Os resultados estão apresentados na figura 36. Verifica-se que há uma nítida tendência de crescimento da resistência de projeto com o aumento da plasticidade. A relação $S_u = 0,22 \sigma'_m$ corresponde a uma média para todas as argilas, mas superestima a resistência para argilas de baixa plasticidade e subestima a resistência para argilas de alta plasticidade. A rigor, pode-se dizer que o conjunto das análises de Larsson, contradiz a equação de Mesri. De fato, a linha inferior do gráfico indica que a relação de resistência na ruptura varia de 0,16, para baixa plasticidade, a 0,29, para IP = 100.

Os solos orgânicos incluídos no estudo, em

pequeno número, apresentam valores de IP elevados, e se enquadram no grupo em que a fórmula de Mesri é conservadora. Os dados dos aterros experimentais da Baixada Fluminense confirmam que, para estes solos, a fórmula de Mesri é bem mais conservadora do que outros métodos de avaliação da resistência.

A fórmula proposta por Jamiolkovski et al. é baseada no valor da correlação de resistência do ensaio de cisalhamento simples e no comportamento normalizado dos solos. Portanto, ela se sustenta na comprovação de retro-análises em que se baseiam os métodos dos escandinavos e o SHANSEP.

Em relação à fórmula de Mesri, ela tem a vantagem de ser mais coerente com a influência da tensão efetiva e da de cedência na resistência, conforme discutido no item II.4 deste trabalho. Considerando-se solos com OCR = 1,6, que são muito comuns, a equação de Jamiolkovski pode ser escrita de maneira semelhante à de Mesri. De fato, para este OCR, a equação (12) pode ser escrita:

$$S_u/\sigma'_{v0} = 0,23 (1,6)^{0,8} = 0,335 \quad (17)$$

Sendo $\sigma'_{vm} = 1,6 \sigma'_{v0}$:

$$S_u = 0,21 \sigma'_{v0} \quad (18)$$

Ainda quanto ao emprego de retro-análises para definição da resistência de projeto, deve-se considerar a compatibilidade entre o método de análise, com o método de cálculo de estabilidade a ser usado nos projetos posteriores.

Por exemplo, o método de cálculo apresentado por Azzous et al. (1981), que considera a contribuição das extremidades das cunhas de ruptura na estabilidade é um método que se aproxima mais da realidade. Apresenta, naturalmente, maiores coeficientes de segurança. Não se pode aplicá-lo, com parâmetros obtidos em retro-análises convencionais, com superfície circular, num estado plano de deformações. Aliás, os próprios autores sugerem uma correção especial para a resistência a ser empregada no novo método (Azzous et al, 1983).

Outro aspecto a considerar é a contribuição da resistência do corpo do aterro na estabilidade. Bjerrum (1972) afirma que considerou esta resistência, a menos dos casos em que era explicitado que o aterro havia trincado antes da ruptura. Embora não se disponha do valor desta contribuição nos casos estudados, sabe-se que ele pode ser de até 40 % do total do esforço resistente, como foi determinado por Ortigão (1980), para o Aterro Experimental do IPR, ou por Pilot (1973), para o aterro de Lamester, na França.

Este método de análise empregado por Bjerrum tem uma consequência direta no fator de

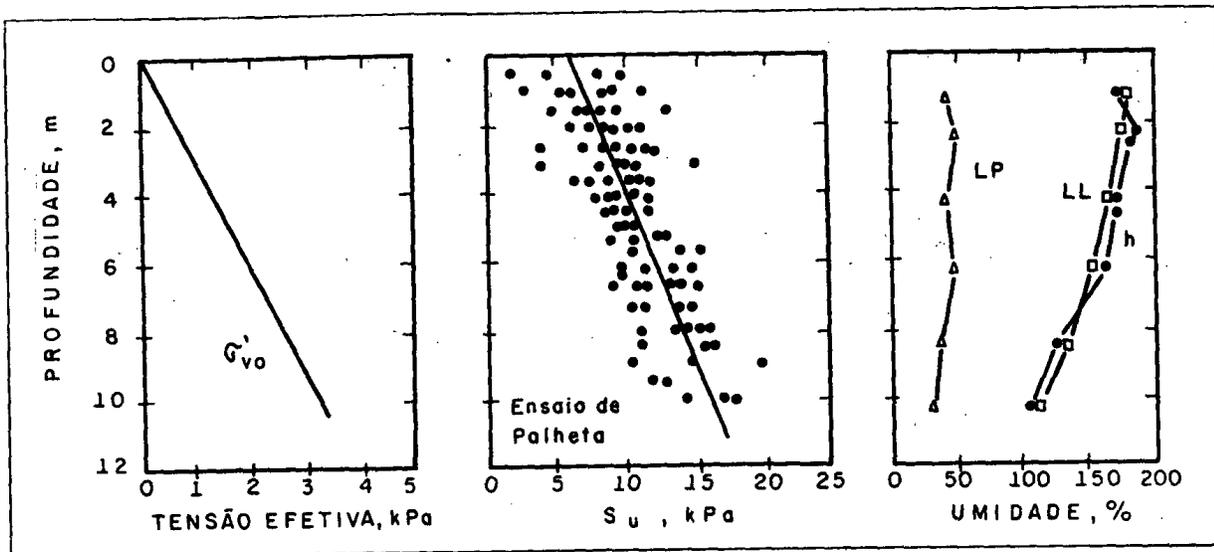


Fig.37 - Propriedades da argila em Gramacho.

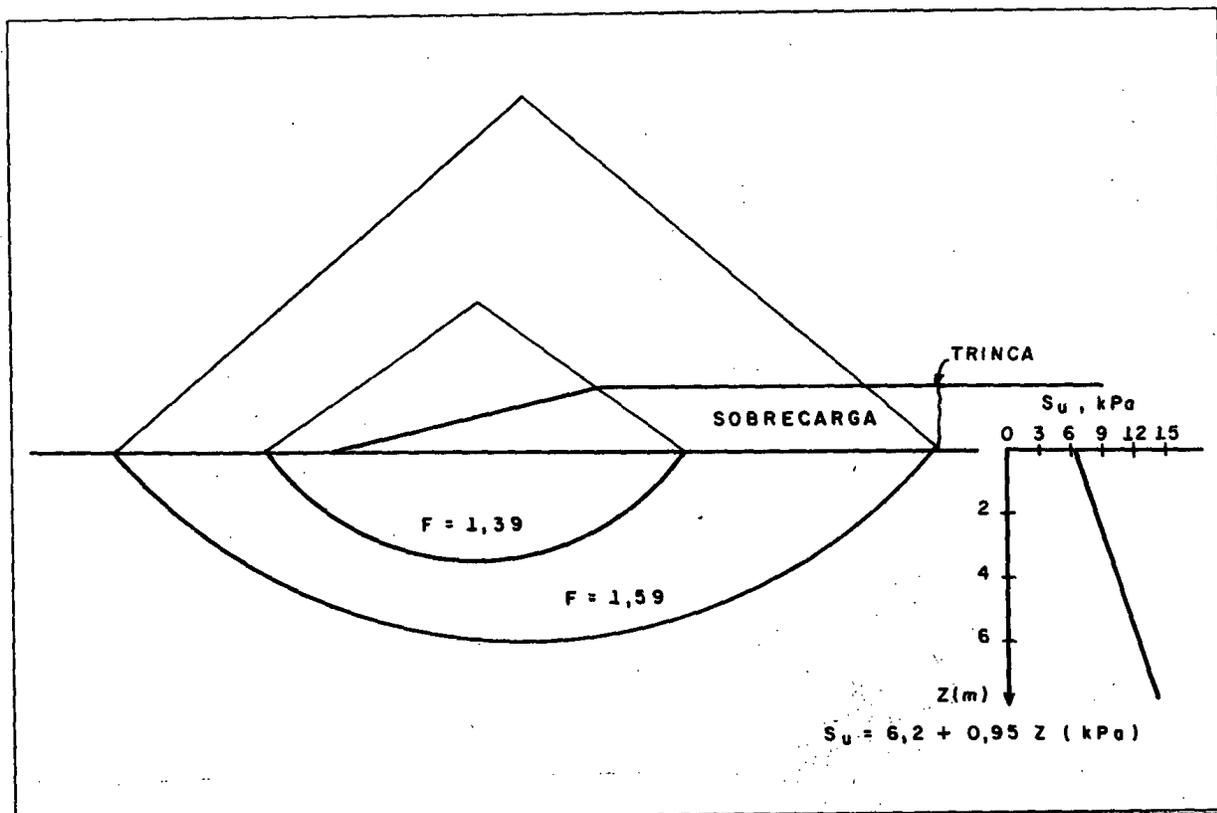


Fig.38 - Retro-análise da ruptura do aterro de Gramacho.

correção por ele proposto. Quando o fator de correção é tomado como o inverso do valor do coeficiente de segurança verificado na ruptura, ele não reduz todo o esforço resistente, pois não reduz a contribuição do aterro. Re-analisada a ruptura, após a correção, o coeficiente de segurança ainda será maior

do que um. Para ser coerente, o fator de correção deveria ser aquele que diminuísse a resistência da fundação de tal forma que sua contribuição para a estabilidade, somada à contribuição do corpo do aterro, conduísse ao coeficiente de segurança igual a um.

Estes comentários são trazidos especialmente

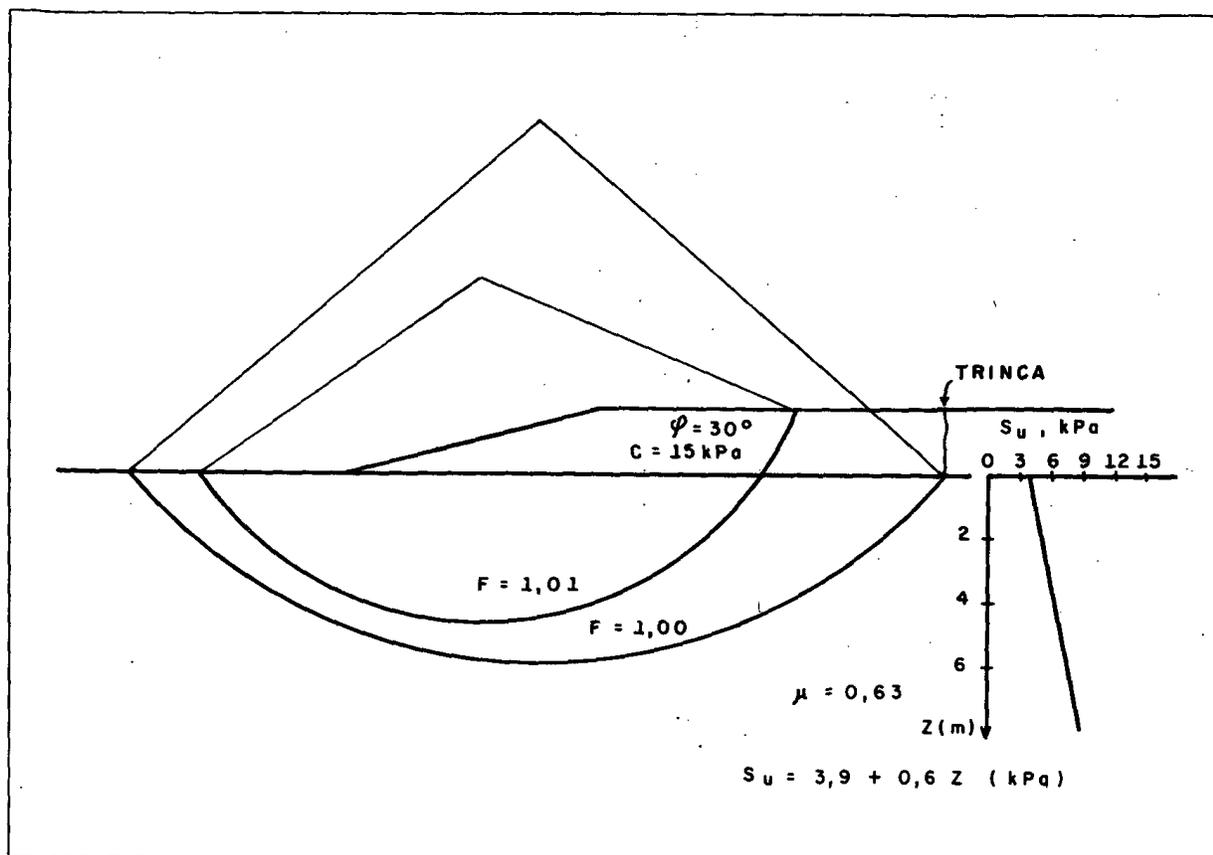


Fig.39 - Análise da estabilidade do aterro de Gramacho, com resistência da fundação corrigida.

para chamar a atenção para o fato de que uma retro-análise só tem sentido se associada ao método de cálculo empregado. A questão é melhor demonstrada pela análise de uma ruptura real, recentemente ocorrida, descrita a seguir.

II.12 RETRO-ANÁLISE DE RUPTURA OCORRIDA EM GRAMACHO, NA BAIXADA FLUMINENSE

Nas proximidades do local onde foi executado o aterro experimental do IPR, constróem-se, atualmente, diques para a formação das Lagoas de Estabilização de Esgotos de Gramacho. Trata-se de empreendimento da Companhia Estadual de Águas e Esgotos - CEDAE, do Estado do Rio de Janeiro.

Durante a construção, em 1990, estando os aterros com cerca de 2 m de altura, ocorreram diversas rupturas. Os aterros tinham taludes de 1:4, tendo o desnivelamento na plataforma do aterro se localizado a cerca de 11,8 m da borda do talude.

As propriedades do subsolo, determinadas em ensaios realizados após o ocorrido, estão indicadas na Figura 37. A fundação é uma argila, pouco

siltosa, com 10 % de matéria orgânica, apresentando alto teor de umidade. Como nos locais estudados por Pacheco Silva (Figura 9) e por Ortigão (Figura 12), a plasticidade da argila, bastante elevada, diminui com a profundidade.

O que diferencia Gramacho dos dois outros locais é, principalmente, a inexistência de camada superficial ressecada ou estruturada. Os resultados dos ensaios de palheta de campo mostram uma grande dispersão de valores, mas nenhuma indicação de que a resistência a pequena profundidade seja maior do que um crescimento linear com a profundidade estaria a indicar. Também ensaios de adensamento, ainda que em pequeno número, não apresentam qualquer indício de razão de cedência maior para as camadas mais superficiais. Uma regressão estatística dos dados permite representar a resistência pela equação:

$$S_u = 6,2 + 0,97 z \quad (\text{em kPa}) \quad (19)$$

Para a análise da ruptura, pesquisaram-se, inicialmente, círculos passando pela vertical definida pela posição da trinca de ruptura observada. A análise de estabilidade, pelo método de Bishop Simplificado, indicou a posição do círculo crítico represen-

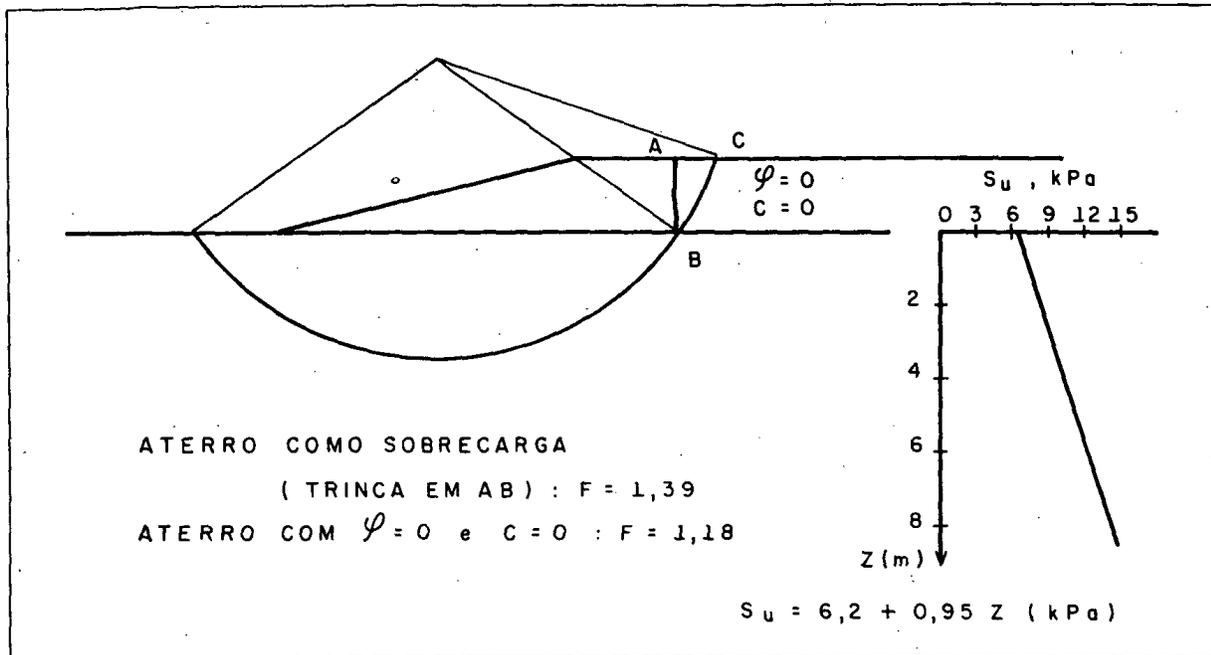


Fig.40 - Estudo da estabilidade com aterro não contribuindo.

tada na Figura 38. O coeficiente de segurança correspondente foi de 1,59.

Nesta análise não se considerou qualquer contribuição do corpo do aterro na estabilidade. Esta hipótese de análise corresponde à existência de trinca ao longo de toda a altura do aterro. Ou a se considerar que a fundação é tão mais deformável que o aterro, que induziria nele tensões de tração, reduzindo sua capacidade de resistência.

Pacheco Silva costumava dizer que era o caso em que o aterro se encontrava como uma pessoa com as pernas afastadas, tentando se manter em pé sobre um piso muito liso que tivesse sido previamente lambuzado com óleo. Outra imagem usada por Pacheco Silva era a de uma pessoa com cada um dos pés colocado em canoas distintas que tendiam a se afastar.

O coeficiente de segurança correspondente ao círculo de ruptura é sensivelmente superior a um, indicando que a resistência da fundação era menor do que a indicada pela média dos ensaios de palheta de campo. O valor do coeficiente obtido é muito próximo ao correspondente às retro-análises de Bjerrum, em função do índice de plasticidade, conforme indicado na Figura 20. Em outras palavras, para que se obtivesse coeficiente de segurança igual a um, dever-se-ia multiplicar os valores de resistência do solo de fundação por um fator muito próximo ao proposto por Bjerrum, que para este solo, em função de IP, é de 0,63. A consideração de resis-

tência, ainda que parcial, do corpo do aterro na estabilidade elevaria ainda mais o coeficiente de segurança. Neste caso, o fator de correção adequado seria ainda menor do que 0,63.

Uma pesquisa por um círculo livre pela fundação indicou que a superfície de ruptura observada não corresponde ao menor coeficiente de segurança para a hipótese de aterro como sobrecarga. Este ocorre para um círculo se iniciando muito mais próximo da borda do talude, a 3,5 m, e não a 11,8 m, como de fato ocorreu. Por que a ruptura não teria ocorrido nesta posição?

Poder-se-ia conjecturar que na posição de menor coeficiente de segurança o corpo do aterro estaria íntegro, colaborando para a estabilidade. Para testar esta hipótese, realizaram-se análises de estabilidade com o objetivo de determinar que resistência deveria apresentar o aterro para que o coeficiente de segurança ficasse igual a um, tendo-se de antemão reduzido a coesão da fundação pelo fator de correção de Bjerrum.

Desta análise, resultou a definição do círculo de ruptura indicado na Figura 39. Sendo o aterro caracterizado por um ângulo de atrito igual a 30 graus e uma coesão de 15 kPa, a possibilidade de ruptura por este círculo crítico seria igual à da ruptura efetivamente comprovada. Uma contribuição menor teria provocado uma ruptura por este círculo menor. Uma contribuição maior justificaria a ruptura que efetivamente ocorreu.

Os dados destas análises devem ser tomados com os devidos cuidados, pois as informações correspondentes à fundação são de pequeno número, e, como se constata na Figura 37, indicam uma grande dispersão de resultados.

No caso específico desta obra, na sua retomada, está sendo admitida a não consideração de resistência do aterro na estabilidade. Contribuiu para esta decisão o aterro ser constituído de material siltoso, muito erodível. Observa-se, inclusive, a presença de "sink holes" na superfície, ao longo de linhas paralelas ao eixo, indicando careamento de partículas para trinças que se teriam formado na parte inferior do aterro.

Deve ser observado que para a hipótese de não contribuição do aterro, o cálculo deve considerar o aterro como a ação de cargas pontuais independentes, ou seja, como sobrecarga, como no método de Jakobson. A consideração do aterro como um material com coesão e atrito nulos não reflete a mesma situação. Considere-se, por exemplo, a análise pelo círculo mostrado na Figura 40. Se puder ocorrer a trinca AB indicada, a área ABC não participa da ruptura. A consideração do círculo de ruptura pela linha BC, ainda que sem resistência, inclui o peso correspondente a esta área, o que aumenta indevidamente o momento atuante. É como se a porção do aterro à direita da trinca provocasse empuxo sobre a porção à esquerda, o que não pode ocorrer se a trinca existe. As análises mostradas na Figura 40 indicam, com efeito, que o coeficiente de segurança para a hipótese de coesão e atrito nulos é menor do que o coeficiente de segurança correto.

Em conclusão, pode-se afirmar que as observações do comportamento deste aterro sugerem, para as circunstâncias em que ele se encontrava, especialmente no que se refere à não existência de camada superficial ressecada ou estruturada, e, para os procedimentos de cálculo adotados, ser plenamente justificável o emprego do fator de correção da resistência, sugerido por Bjerrum. É mesmo necessário. Não se consegue justificar a ruptura sem ele.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após relembrarmos as principais características da contribuição de Pacheco Silva à geotecnia nacional, e tecermos considerações sobre um dos temas que fazia parte de seu elenco de interesses, desejamos expressar nossa esperança de que este relato desperte nas novas gerações de geotécnicos nacionais o entusiasmo que caracterizava a ação de Pacheco Silva. A geotecnia é um setor em que a criatividade encontra campo propício para se desen-

volver. A procura de novos caminhos, o desenvolvimento de instrumentação que permita auscultar as características dos nossos solos, a atenção sempre alerta para identificar peculiaridades que possam justificar comportamentos específicos, e a coragem de testar novas idéias eram características presentes na personalidade de Pacheco. Elas podem ser apontadas aos jovens como meios seguros para fazerem suas vidas profissionais felizes para si próprios, e fecundas para a sociedade.

AGRADECIMENTOS

Os ensaios de laboratório da obra de Gramacho foram realizados pela firma Tecnosolo S.A., e os ensaios de palheta de campo por Yoman Bittencourt. Agradecemos ao eng. Agnelo Nóbrega de Barros, Coordenador do PEBF-1 da CEDAE, e ao eng. Rui T. Mori, Diretor da RTM Gerenciamento e Consultoria Ltda, a autorização para utilização dos dados. As análises de estabilidade do aterro de Gramacho foram realizadas pelos profs. Waldemar C. Hachich e Maria Eugênia G. Boscov, com o programa de análise de estabilidade com pesquisa automática de superfície crítica ESTAVEL, versão 8.1, desenvolvido pela Geoexpert, a quem agradecemos. Externamos nossos agradecimentos também aos colegas do IPT, especialmente aos engs. Claudio Wolle, Sussumu Niyama e José Maria C. Barros pelo apoio para a preparação do trabalho. À dedicação e competência da sra. Fátima A. Ferrarezi S. Maurici na preparação dos desenhos somos muito gratos. Desejamos agradecer a cuidadosa leitura, análise e produtivos comentários sobre o trabalho feitos pelo Prof. Dr. Faíçal Massad.

REFERÊNCIAS

- AAS, G. Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain on Measured Values of In Situ Shear Strength of Clays. In: *Conf. on Shear Strength of Soils*, v.1, p.141-145, Oslo, 1965.
- ALMEIDA, M.S.S. The Undrained Behaviour of the Rio de Janeiro Clays in the Light of Critical State Theories. *Revista Solos e Rochas*, v.5, n.2, p.3-24, 1982.
- ALMEIDA, M.S.S. Discussion of the Embankment Failure on Clay Near Rio de Janeiro; de Ortigão, J.A.R., Wemeck, M.L.G., e Lacerda, W.A.. *ASCE, JGEJ*, v.111, n.2, p.253-256, 1985.
- ALMEIDA, M.S.S. Propriedades Geotécnicas da Argila Mole do Rio de Janeiro à Luz de Estados Críticos e Correlações Empíricas. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. de*

- Fundações**, 8, v.8, p. 15-24, Porto Alegre, 1986.
- ARAGÃO, C.J.G. Propriedades Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole na área do Grande Rio. **Tese de Mestrado, PUC-RJ**, Rio de Janeiro, 1975.
- AZZOUS, A.S., BALIGH, M.M., LADD, C.C. Three-Dimensional Stability Analyses of Four Embankment Failures. In: **ICSMFE**, 10, v.3, p.343-346, Estocolmo, 1981.
- AZZOUS, A.S., BALIGH, M.M., LADD, C.C. Corrected Field Vane Strength for Embankment Design. **ASCE, JGED**, v.109, n.5, p.730-734, 1983.
- BERRE, T. Triaxial Testing at the Norwegian Geotechnical Institute. **Geotechn. Testing Journal**, v.5, n.1/2, p.3-17, 1982.
- BISHOP, A.W. The Strength of Soils as Engineering Material. **Geotechnique**, v.16, n.2, p.89-130, 1966.
- BJERRUM, L. Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays. **Geotechnique**, v.2, n.1, p.49-69, 1954.
- BJERRUM, L. Engineering Geology of Norway Normally Consolidated Marine Clays as Related to Settlement of Buildings. **Geotechnique**, v.17, n.2, p.811-118, 1967.
- BJERRUM, L. Embankment on Soft Ground. **Proc. ASCE Sp. In: Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures**, v.2, p.1-45, 1972.
- BJERRUM, L. Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. In: **ICSMFE**, 8, v.3, p.111-158, Moscou, 1973.
- BOYCE, J.R. Some Observations on the Residual Strength of Tropical Soils. In: **First Int. Conf. on Geot. of Tropical Soils**. v.1, p.229-237, 1985.
- BURLAND, J.B. On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays. **Geotechnique**, v.40, n.3, p.329-378, 1990.
- CHANDLER, R.J. The In-Situ Measurements of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane. **ASTM, STP n.1014**, p.13-44, 1988.
- CHARLES, J.A., SOARES, M.M. The Stability of Slopes in Soils with Nonlinear Failure Envelopes. **Canadian Geotechnical Journal**, v.21, n.3, p.397-406, 1984.
- COLLET, H.B. Discussão sobre ensaios de palheta de campo. In: **COBRAMSEF**, 6, v.4, p.86-88, Rio de Janeiro, 1978.
- COLLET, H.B., FERREIRA, C.S.M. A Pesquisa de Aterros sobre Solos Compressíveis do IPR: Atividades Desenvolvidas e Indicações para Consultas Bibliográficas sobre a Argila Cinza do Rio de Janeiro. In: **Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras**, p.4.133-4.170, Rio de Janeiro, 1988.
- COSTA FILHO, L.M., WERNECK, M.L.G., COLLET, H.B. The Undrained Strength of a Very Soft Clay. In: **ICSMFE**, 9, v.1, p.69-72, Tokio, 1977.
- COSTA FILHO, L.M., COLLET, H.B., ANTUNES, F. e FONTOURA, S.A.B. Características Geotécnicas de Argilas Moles do Rio de Janeiro. **Relatório de Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias**, Rio de Janeiro, 1976.
- COSTA FILHO, L.M., ARAGÃO, C.J.G., VELLOSO, P.P.C. Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole na área do Grande Rio de Janeiro. **Revista Solos e Rocha**, v.8, n.1, p.3-13, 1985.
- COSTA FILHO, GERSCOVICH, D., BRESSANI, L.A., E THOMAZ, J.E. Discussion of the Embankment Failure on Clay Near Rio de Janeiro; de Ortigão, J.A.R., Werneck, M.L.G., e Lacerda, W.A.. **ASCE, JGEJ**, v.111, n.2, p.259-262, 1985.
- COSTA NUNES, A.J. Foundation of Tank OCB-9 at Alemoa Santos. In: **ICSMFE**, 2, v.1V, p.31-39. Rotterdam, 1948.
- COUTINHO, R.Q. Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Santista. **Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ**, Rio de Janeiro, 1976.
- COUTINHO, R.Q. Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura sobre Solos Orgânicos-Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba. **Tese DSc., COPPE-UFRJ**, Rio de Janeiro, 1986.
- DIAZ-RODRIGUES, J.A., LEROUEIL, S., ALEMAN, J.D. Yielding of Mexico City Clay and Others Natural Clays. **ASCE Journal GED**, v.118, n.7, p.981-995, 1992.
- de MELLO, v.F.B. Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams. **Geotechnique**, v.27, n.3, p.281-354, 1987.
- de MELLO, v.F.B. Desafio no Desenvolvimento de uma Engenharia de Solos Autoctone Firmemente Enquadrada em Princípios Universais. In: **COBRAMSEF**, 7, v.8, p.49-135, 1982.
- de MELLO, v.F.B. Discussão do tema MS-1 Solos. In: **COBRAMSEF**, 8, v.8, p.95-97, 1986.
- FLODIN, N., BROMS, B. History of Civil Engineering in Soft Clay. **Soft Clay Engineering**, Elsevier Sc. Publ. Comp., p.27-158, New York, 1981.
- FUSARO, F. Análise de Comportamento de Células de Carga e dos Piezômetros de Contra-Pressão Fabricados pela COPPE. **Tese de**

- Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1983.
- GERSCOVICH, D.M.S. Propriedades da Camada Ressecada do Depósito de Argila Mole do Sarapuú. Tese de Mestrado, PUC-RJ, Rio de Janeiro, 1983.
- HANSBO, S. A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by the Fall Cone Test. *Swedish Geotechnical Institute Proceedings* n.14, Estocolmo, 1957.
- HANZAVA, H. Undrained Strength Characteristic of an Alluvial Marine Clay in the Tokio Bay. *Soils and Foundations*, v.19, n.4, p.70-89, 1979.
- IPT Ensaios de Deflexão em Trecho Experimental com Base de Solo de Arenito. *Relatório IPT* n.4948, para a CESP, 1969.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T., LANCELLOTTA, R. New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. In: *ICSMFE*, 9, v.1, p.57-153. San Francisco, 1985.
- KARLSSON, R., VIBERG, L. Ratio c/p in Relation to Liquid Limit and Plasticity Index with Special Reference to Swedish Clays. In: *Geotechnical Conference*, Oslo, v.1, p.157-164, 1957.
- KENNEY, T.C. Discussion of the Geotechnical Properties of Glacial Lake Clays. *ASCE, Journal SMFE*, v.85, n.SM3, p.67-79, 1959.
- KOUTSOFLAS, D.C., LADD, C.C. Design Strengths for an Offshore Clay, *ASCE, Journal GED*, v.111, n.3, p.337-355, 1985.
- KEZDI, A. *Handbook of Soil Mechanics*, v.1: Soil Physics. Elsevier Sc. Publ. Comp., Amsterdam, 1974.
- LACERDA, W.A. Discussão sobre Comportamento de Maciços de Terra e Enrocamento. In: *COBRAMSEF*, 6, v.4, p.86-88, 1978.
- LADD, C.C., FOOTT, R. New Design Procedure for Stability Of Soft Clays. *ASCE, Journal GED*, v.100, n.7, p.591-602, 1974.
- LADD, C.C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F.E., POULOS, H.G. Stress-Deformation and Strength Characteristics. In: *ICSMFE*, 9, v.1, p.421-494, 1977.
- LADD, C.C., ALDRICH JR., H.P., JOHNSON, E.G. Embankment Failure on Organic Clay. In: *ICSMFE*, 7, v.2 p.627-634, 1969.
- LARSSON, R. Basic Behaviour of Scandinavian Soft Clays. *Swedish Geotechnical Institute Report* n.4, 108 p. Linköping, 1977.
- LARSSON, R. Undrained Shear Strength in Stability Calculation of Embankment and Foundations on Soft Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, v.17, p.591-602, 1980.
- LEONARDS, G.S., ALTSCHAFF, A.G. Compressibility of Clay. *ASCE, Journal SMFD*, v.90, n.SM5, p.133-155, 1964.
- LEONARDS, G.S., GIRAULT, P. A Study of the One-Dimensional Consolidation Test. In: *ICSMFE*, 5, v.1, p.213-218, 1961.
- LEROUEIL, S., VAUGHAN, P.,R. The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks. *Geotechnique*, v.40, n.3, p.467-488, 1990.
- LINS, A.H.P., SANDRONI, S.S. The Development of Positive Pore Water Pressure in an Unsaturated Compacted Soil During Compression at a Constant Water Content. A ser publicado nos *Proceedings of the ICSMFE*, 13, 1992.
- MACCARINI, M. Laboratory Studies of Weakly Bounded Artificial Soil. *PhD Thesis*, University of London, 1987.
- MAYNE, P.W. Stress Anisotropy Effects on Clay Strength. *ASCE, Journal GED*, v.111, n.3, p.356-366, 1985.
- MASSAD, F. As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas. Tese de Livre Docencia, Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1985.
- MASSAD, F. História Geológica e Propriedades dos Solos das Baixadas - Comparação entre Diferentes Locais da Costa Brasileira. In: *Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras*, p.3.1-3.34, Rio de Janeiro, 1988.
- MASSAD, F., A.J. YASSUDA, M.S. XAVIER FILHO, S. NIYAMA. Desempenho de Piezômetros e Células de Carga de Pressão Total Desenvolvidos pelo IPT. In: *COBRAMSEF*, 7, v.6, p.66-81, Olinda/Recife, 1982.
- MESRI, G. Discussion on New Design Procedure for Stability of Soft Clays, by C.C. Ladd e R. Foott. *ASCE, Journal GED*, v.101, n.4, p.409-412, 1975.
- MIKASA, M. Determination of Soil Parameters from Consolidation Tests. In: *Geotechnical Aspects of Coastal Reclamation Projects in Japan*, 1981.
- NASH, D.F.T., POWELL, J.J.M., LLOYD, I.M. Initial Investigations of the Soft Clay Test Site at Bothkennar. *Geotechnique*, v.17, n.2, p.163-181, 1992.
- OLIVEIRA, H.G., R. T. MORI Fundações de Barragens e Enrocamento - Dispositivos de Observação e Controle. In: *Congresso Brasileiro de Grandes Barragens*, p.38-64, 1978.
- OLSEN, H.W., RICE, T.L., MAYNE, P.W., SINGH, R.D. Piston Core Properties and Disturbance Effects. *ASCE, Journal GED*,

- v.112, n.6, p.608-625, 1986.
- ORTIGÃO, J.A.R. Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro, Tese DSc, COPPE-UFRJ, p.715, 1980.
- ORTIGÃO, J.A.R., WERNECK, M.L.G., LACERDA, W.A. Embankment Failure on Clay near Rio de Janeiro. *ASCE Journal GED*, v.109, n.11, p.1460-1479, 1983.
- ORTIGÃO, J.A.R., COSTA FILHO, L.M. Discussão de Cam-Clay Predictions of Undrained Strength, de Mayne, P.W.. *ASCE, Journal GED*, v.108, n.1, p.181-183, 1982.
- PACHECO SILVA, F. Resistência ao Cisalhamento dos Solos. *Revista do Clube de Engenharia*, v. 20, n.150, p.25-32, Rio de Janeiro, 1949.
- PACHECO SILVA, F. Drenos Verticais de Areia na Variante Rio-Petrópolis. *Revista do Clube de Engenharia*, v.23, n.170, p.305-308, Rio de Janeiro, out. 1950. *Revista Politécnica*, v.46, n.157, p.31-35, São Paulo, jul. 1950. *Publicação IPT n.407*, 1950.
- PACHECO SILVA, F. Resistência ao Cisalhamento de um Depósito de Argila Mole. *Anais da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos*, v.1, p.42-50, São Paulo, 1951. *Publicação IPT n.442*, 1951.
- PACHECO SILVA, F. Controlling the Stability of a Foundation through Neutral Pressure Measurements. In: *ICSMFE*, 3, v.1, p.299-301, Zurique, 1953 a.
- PACHECO SILVA, F. Shearing Strength of a Soft Clay Deposit near Rio de Janeiro. *Geotechnique*, v.3, n.7, p.300-305, 1953 b.
- PACHECO SILVA, F. Célula Elétrica para Medida de Pressões Neutras. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*, 2, v.1, p. 341-344, 1958, Recife. *Publicação IPT no. 662*, 1958 a.
- PACHECO SILVA, F. Discussão na Sessão Pavimentos. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*, 2, v.II, p.143-144, Recife, 1958 b.
- PACHECO SILVA, F. Discussão de: Rate of Construction Embankments on Soft Foundation Soils. *Journal Soil Mech. and Found. Division*, ASCE, v.86, n.SM3, p.72-75, 1960.
- PACHECO SILVA, F. Uma Contribuição ao Conceito de Estabilização Granulométrica. *Publicação IPR*, 45-GTMS-62-02, Rio de Janeiro. *Publicação IPT n.790*, 1965 a.
- PACHECO SILVA, F. Panelist presentation in Session I - Soil Properties - General. In: *ICSMFE*, 6, v.3, p.281-282, Montreal, 1965 b.
- PACHECO SILVA, F. Neutral Pressure in Compacted Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, SM1, p.105-119, jan. 1966. *Publicação IPT n.794*, 1966 a.
- PACHECO SILVA, F. Considerações sobre Filtros de Proteção. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*, 3, v.1, p.20, Belo Horizonte, 1966 b.
- PACHECO SILVA, F. Poro-pressões e Recalques em Barragens de Terra. In: *Seminário Nacional de Grandes Barragens*, 8, tema 3, v.2, p.8, São Paulo, 1972. *Publicação IPT, n.982*, 1972.
- PACHECO SILVA, F. Uma Nova Célula de Medida de Pressões Neutras. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. de Fundações*, 4, v.2, tomo I, p.219-224, Rio de Janeiro. *Publicação IPT n.969*, São Paulo, 1970 a.
- PACHECO SILVA, F. Uma Nova Construção Gráfica para Determinação da Pressão de Prá-adensamento de uma Amostra de Solo. In: *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*, 4, v.2, tomo I, p.225-232, Rio de Janeiro, 1970. *Publicação IPT, n.968*, 1970 b.
- PACHECO SILVA, F. e OLIVEIRA, H.G. 1964. O Controle de Compactação e Observação de Recalques de Barragens de Terra. In: *Seminário Nacional de Grandes Barragens*, 3, São Paulo, 1964. *Publicação IPT, n.991*.
- PECK, R.B. Ninth Rankine Lecture: Advance and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Geotechnique*, v.19, n.2, p.171-187, 1969.
- PICHLER, E. Regional Study of the Soil from São Paulo. In: *ICSMFE*, 2, v.3, P.222-226, Rotterdam, 1948.
- PILOT, G. La Stabilité des Remblais sur Sols Mous. *Bull. de Liaison de Laboratoires de Ponts et Chaussées*. Numero Spécial II, p.83-106, 1976.
- PINTO, C.S. Influência da Granulometria na Capacidade de Carga de Areias Investigada por Meio de Modelos. *Tese de Doutorado*. Escola Politécnica, USP, São Paulo, 1966.
- RIBAS, J.B.M. Evolução de Células de Pressão Total e Experiências da COPPE. *Tese de Mestrado*, COPPE-UFRJ. Rio de Janeiro, 1980.
- RIOS, L., PACHECO SILVA, F. Foundations in Downtown São Paulo Brazil. In: *ICSMFE*, 2, v.7 p. 12-14, Rotterdam, 1948.
- RIOS, L., F. PACHECO SILVA Fundações no Centro de São Paulo. *Politécnica*, v.46, n.156, p. 1-4, São Paulo, fev. 1950. *Publicação IPT, n.392*, 1950.
- SANDRONI, S.S. Solos Residuais: Pesquisas Rea-

- lizadas na PUC-RJ. **Simpósio Brasileiro de Engenharia de Solos Tropicais**, v.2, p.30-65, 1981.
- SANDRONI, S.S. Stress Relief Effects in Gnaissic Saprolitic Soils. In: **Conf. on Geomechanics of Tropical Soils**, v.3, p.290-296, Brasília, 1985.
- SANDRONI, S.S., SILVA, J.M.J., PINHEIRO, J.C.N. Site Investigation for Unretained Excavation in a Soft Peaty Deposit. **Canadian Geotechnical Journal**, v.20, n.1, p.36-59, 1983.
- SANGREY, D.A. Naturally Cimented Sensitive Soils. **Geotechnique**, v.22, n.1, p.139-152, 1972.
- SANTOS, T.D.S., PACHECO SILVA, F. Correlação entre Pressões de Moldagem, Índices de Vazios e Coeficientes de Permeabilidade em Discos de Bronze. **Boletim da ABM**, v.10, n.36, p.231-240, São Paulo. **Boletim n.522 do IPT**, 1954.
- SCHOFIELD, A.N., WROTH, C.P. **Critical State Soil Mechanics**, McGraw-Hill, London, 1968.
- SCHMERTMANN, J.H., MORGENSTERN, N.R. Discussion of the State of the Art Report Stress-Deformation and Strength Characteristics, by C.C. Ladd et al.. In: **ICSMFE**, v.3, p.356-360, Tokio, 1977.
- SCHMERTMANN, J.H., OSTERBERG, J.G. An Experimental Study of the Development of Cohesion and Friction with Axial Strain in Saturated Cohesive Soils. **ASCE, Spec. Conf. on Shear Strength of Soils**, p.643-694. Denver, 1961.
- SILVEIRA, I. On Consolidation of an Underplaced Clay Layer, Suppor of Staticaly Indetermined Constructions. In: **ICSMFE**, 2, v.7, p.12-14. Rotterdam, 1948.
- SILVESTRI, v., ALBERTIN, M. Anisotropy and In Situ Vane Test., **ASTM, STP n.1014**, p.88-1-3, 1988.
- SKEMPTON, A.W. Vane Test in the Alluvial Plain of the River Forth near Grangemouth. **Geotechnique**, v.1, n.2, p.111-124, 1948.
- SKEMPTON, A.W. Discussion of 'The Planing and Design of the New Hong Kong Airport', by H. Grace e J.K.M. Henry. In: **Institution of Civil Engineers**, v.7, p.305-307, 1957.
- SKEMPTON, A.W., HENKEL, D.J. The Post-Glacial Clays of the Thames Estuary at Tilvury and Shellhaven. In: **ICSMFE**, v.1, P.302-308, Zurich, 1953.
- TERZAGHI, K. Influence of Geological Factors on the Engineering Properties of Sediments. **Economic Geology, Fiftieth Anniversary Volume**, p.557-617, 1955.
- TRAK, B., LA ROCHELE, P., TAVENAS, F., LERQUEIL, S., ROY, M. A New Approach to the Stability Analysis of Embankments on Sensitive Clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v.17, p. 526-544, 1980.
- VARGAS, M. Building Settlement Observations in São Paulo. In: **ICSMFE**, 2, v.4, p.13-21. Estocolmo, 1948.
- VARGAS, M. Homenagem a Francisco Pacheco Silva. In: **COBRAMSEF**, 5, v.4, 438-445, 1970.
- VARGAS, M., PACHECO SILVA, F., TUBIO, M. Residual Clay Dams in the State of São Paulo. In: **ICSMFE**, 6, v.2, p.578-582, Canadá, 1965.
- VAUGHAN, P.R. General Report: Mechanical and Hydraulic Properties of In Situ Residual Soils. In: **First Int. Conf. on Geomechnics of Tropical Soils**, v.3, p.231-263, 1985.
- TAVENAS F., LEROUEIL, S. Effects of Stress and Time on Yielding of Clays. In: **ICSMFE**, 9, v.1, p.319-326, Tokio, 1977.
- VILLIBOR, D.F., NOGAMI, J.S. Características e Desempenho de Pavimentos Rodoviários com Base de Argila Laterítica. **Anais da 24ª Reunião Anual de Pavimentação**, v.1, p.291-304.
- WROTH, C.P. 1984. The Interpretation of In Situ Soil Tests. **Geotechnique**, v.34, n.4, p.449-489, 1990.

Recebido em 17/11/92.
Discussões abertas até 31/03/93.