

**DESAFIOS NO DESENVOLVIMENTO DE UMA ENGENHARIA DE SOLOS AUTÓCTONE
FIRMEMENTE ENQUADRADA EM PRINCÍPIOS UNIVERSAIS**

PROFESSOR VICTOR F.B. DE MELLO
• Presidente da I.S.S.M.F.E.

OFERECE
VICTOR F. B. DE MELLO

1. INTRODUÇÃO

É indiscutível a existência de princípios básicos universais na Engenharia Geotécnica: recordemo-nos inclusive da façanha da extrapolação de investigações e de comportamentos de solos para as condições de apoio e de traficabilidade na face da lua.

Por outro lado, é igualmente indiscutível a particularização da engenharia geotécnica a condições locais, geológicas, meteorológicas, e da sociedade humana. Isto por motivos tanto técnicos, práticos e teóricos (se tal subdivisão jamais tivesse mérito), como principalmente pelos motivos dominantes de razão econômica.

Não constitui novidade tal reconhecimento.

No entanto, como seres humanos temos necessidade de descontinuidades para adquirir consciência de um contínuo. "O Homem e seus Símbolos": necessitamos símbolos para nos nortear e animar em nosso caminho. Estamos no limiar de uma tomada de consciência.

No tocante às obras realizadas e em curso, estamos numa fase de tomada de consciência perante o fim da época de euforias desmesuradas. No tocante à Geotécnica internacional, preparamo-nos para as celebrações do Jubileu de Ouro do 1º Congresso Internacional (Harvard) quando da realização do 11º Congresso Internacional, São Francisco 1985, ocasião em que de todos os rincões e em diversos tópicos especializados de maior interesse técnico imediato haverá apreciações do Passado, Presente e Futuro. Em solo Pátrio entramos numa fase de desafios especiais diversos, pelo avanço das necessidades da Engenharia Civil e da Mineração, particularmente na região de solos lateríticos e saprolíticos tropicais da Amazônia, e bem assim a profundidades de escavações e a portes-alturas de maciços à escala de 200 a 300 metros, compreendendo assim, em seu todo um desafio técnico insolito internacionalmente. Ora, perante qualquer destes desafios técnicos atinentes à engenharia geotécnica, é indispensável reconhecermos que a sanidade econômica de regiões e países está inexoravelmente atrelada aos custos iniciais, que em qualquer cronograma financeiro passam a pesar imperdoavelmente ao longo de toda a vida, como se fossem a carga genética; isto, seja em termos econômicos, através dos juros sobre o capital dispendido, seja em termos mais latos, em razão do esforço menos rentavelmente consumido, que atua em seleção natural inexorável, nas competições entre competências.

Resulta portanto proveitosa e necessária uma apreciação histórica, sob um prisma consciente de buscar a descontinuidade simbólica. Toda e qualquer apreciação histórica é inescapavelmente subjetiva e arbitrária, porque nossa percepção de história está presa a, e delimitada por, eventos formais, como descontinuidades. Acima de tudo devemos reconhecer a natureza intrinsecamente subjetiva do que se considere notável, por ser notado. Não apenas vivemos numa Era de Incerteza, mas também forjamo-la pela promoção simultânea de uma multiplicidade de idéias, fatos, descobertas. Volta

mos, através dos milagres da comunicação, ao estado de atordoamento que deve ter acompanhado os nossos antepassados através da história de suas tentativas de encarar as complexidades da Natureza. Julgo que o período de certezas (determinismos e positivismos) deve ter sido bem curto na trajetória das sociedades humanas, porque está acoplado a uma relação bem restrita de idéia dominante comparada com habilidade de difundí-la convincentemente: tal relação se instabiliza demasiado facilmente alterando quer o número de idéias à procura de predomínio, quer as capacidades respectivas de se difundirem, tomarem raiz, e vingarem.

Acredito, portanto, e submeto como minha mensagem, que ao invés de buscarmos o conforto ilusório da homogeneização, devamos aprender e derivar prazeres e recompensas especiais na própria heterogeneidade e em nossas diferenças honestamente conscientizadas. Promovamos a fertilidade e fertilização cruzada de idéias, acatando prazerosamente a seleção natural que, levando à multiplicidade de especializações colaterais equivalentemente competentes, constitui o teste e a demonstração da realidade em qual quer assunto ligado à Natureza. Que todos vejam em minha presente tarefa nada mais do que um exercício pessoal, destinado a estimulá-los a privilégio e obrigação análogos, condicionados e dirigidos diferentemente, por imbuídos do mesmo propósito inescapavelmente pessoal.

Começo por esclarecer minha posição relativa a termos, e termos de referência. Reporto-me à distinção entre Engenharia, Ciência da Engenharia, Tarefas e Habilidades Analíticas, Capacidades Computacionais dentro de determinada hipótese de trabalho, e, finalmente a Prática de Tarefas de Engenharia sob condicionamentos sócio-econômico-legais. Tem ocorrido uma confusão cada vez maior neste assunto. A sociedade impõe exigências cada vez maiores de grandes números de trabalhadores da Engenharia, incumbidos de tarefas específicas programadas e cumpridas dentro de rotinas temporariamente aceitas inquestionadas. Mas os números não deveriam prejudicar nosso entendimento. Todas as facetas supra tem importância colateral análoga, tal como órgãos diversos sustentando um corpo vivo: o importante é que as proporções dos diferentes órgãos e atividades sejam balanceadas. Provavelmente a maioria dos colegas geotécnicos esperariam que eu passe diretamente a dar atenção à chamada Mecânica dos Solos convencional, de análise-síntese. De minha parte, porém, sinto-me obrigado a respeitar a ordem de prioridade que considero significativa, que é:

- a) Engenharia inventiva ou engenhosa;
- b) Engenharia por Receitas, complementadas por Correlações;
- c) Teorização e engenharia de análise-síntese. (Memo A de palavras-chave).

2. ENGENHARIA INVENTIVA OU ENGENHOSA - FUNDAÇÕES E OBRAS DE TERRA

Nossas discussões da história da Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica começaram, quase sem exceção com Terzaghi, cerca de 1923. Tal fato em si pareceria enfatizar a relevância do trabalho analítico, com certa redução da posição realmente importante da criatividade em Engenharia.

Reconheçamos a validade do provérbio que nos lembra que quando estamos numa floresta não nos apercebemos senão dos troncos das árvores. Estamos na era de Terzaghi: esta a nossa primeira realidade. Cabe-nos porém extrair lições adicionais da observação. Existem razões importantes pelas quais a engenharia inventiva é minorada em relevância. Principalmente, preocupamo-nos por grandes números de trabalhadores da engenharia a serem entregues a tarefas, e somos dominados por necessidades de comunicação, de teorias, regras, procedimentos, que os outros devam aplicar inquestionáveis. Assim somos influenciados no subconsciente em nossa apreciação da profissão pela prevalência de tarefas provenientes do meio acadêmico. A engenharia geotécnica passa a ser o que pode ser ensinado e aprendido, e não o que pode ser feito. Ademais, devemos reconhecer que enquanto que profissionais anteriores a cerca de 1940 partiam das universidades com muito pouca subjugação subsequente à produção acadêmica, na época atual o ritmo de produção de informação adicional e a intensidade do desenvolvimento tecnológico da comunicação aumentaram a tal ponto, que o domínio subconsciente da atividade acadêmica sobre a vida profissional se perpetua através de toda a vida. Somos eternos estudantes, porém, atualmente, o somos muito menos da vida, do que da enchente de publicações de professores. Imperceptivelmente permitimos que os processos de informação tenham passado a ocupar a maior proporção do espaço da educação e das profissões,

com prejuízo para a formação. Sem enfatizá-lo demasiado, recordemos que pode estar implícito na palavra "understand" nada mais do que "stand-under"; ora, um pouco menos - contudentemente, quando nós compreendemos, "prendemos junto".

Criatividade não é criada com frequência, nem é geralmente ensinada. É difícil institucionalizar uma estrutura acadêmica pela qual alunos criativos sejam instigados a questionar, discordar, desafiar, e a propor soluções presumivelmente mais elegantes. Porém, não podemos negar a preeminência da criatividade de engenharia como uma visualização física de uma solução que afasta ou domina um conjunto de problemas de forma tão elegante e superabundante, que na maioria das vezes cálculos e análises começam por ser plenamente dispensáveis.

No passado os desafios da engenharia viram-se acompanhados de uma relativa afluência da relação possibilidades/requisitos, indubitavelmente porque os requisitos - sempre foram relativamente modestos. Em tal condição o progresso foi sempre promovido por um "breakthrough" (um salto para frente), estatisticamente bem adiantado com respeito às rotinas: sendo experimentado, e tendo alcançado sucesso, passou a ser imitado pelo homem, animal eminentemente imitador que passou a incorporar o avanço cultural através da política de "copiar o sucesso". Sucessos notáveis dignos de imitação sempre foram conservativos no sentido de que geraram uma solução bem melhor do que necessária para atender ao requisito imediato. Progresso inventivo ocorre intrinsecamente por saltos ou degraus, cada desenvolvimento abrindo uma possibilidade que leva tempo considerável para ser consumida pelas demandas gradativamente crescentes. Assim é que a boa engenharia, quer em projeto quer em construção, definitivamente se afasta - de ser encurralada, de uma posição de afluência de idéias engenhosas, para uma posição de ser representada por uma melhora de procedimentos de cálculo ou um labor mais consciencioso. (Memo B)

2.1. Perspectiva Histórica

Muitas invenções elegantes herdadas do passado tendem a ser aceitas como óbvias por grosseira falta de apreciação do grau de criatividade em jogo na época. Por exemplo, entusiasmano-nos com os desenvolvimentos recentes do uso de reforço geotextil de tração (conjugado com drenagem), mas o emprego de "estiva ou faxina" (lastro de bambu e/ou galhos) remonta a história antiga. Em certo sentido o emprego de estacas cravadas como fundação foi uma notável invenção anônima que tomamos por óbvia, enquanto que arquitetos e engenheiros estruturais salientam a relevância da invenção do arco e da abóbada de alvenaria para compressões, e da ponte pensil para emprego otimizado de materiais de elevada capacidade de tração. Documentos recém encontrados demonstram - que os Romanos empregaram para um farol uma fundação ("off-shore") marítima, elegante mente executada; encheram um barco com os cimentos hidráulicos da época e flutuaram-no até a posição desejada, a seguir afundando-o. Em tempos bem mais recentes temos que reconhecer como notável o conceito do emprego de ar comprimido para trabalhar "a seco". De forma análoga temos que reconhecer como deveras engenhosa a invenção do Dr. Edgard Frankignoul (Bélgica) da estaca tipo Franki que conjugava os benefícios da estaca cravada, com os do avanço do tubo por tração e da recuperação final do mesmo, e com os do emprego de concreto moldado in loco.

Quando terá sido usado pela primeira vez o conceito da fundação flutuante para edifícios? Teria tal invenção dependido da engenharia geotécnica ou do ensino da Mecânica dos Solos convencional? Nossos colegas mexicanos bem sabem o quanto os estudos da Mecânica dos Solos contribuíram para aprimoramentos subsequentes da idéia; porém, eles próprios são os primeiros a reconhecerem ab initio o valor da própria idéia inventiva inicial, que não foi de um geotécnico.

2.2. Produtos e Procedimentos modernos de Engenharia Inventiva

A última década tem sido fértil em soluções inventivas, mais potentes do que a produção sistemática da análise-síntese da Mecânica dos Solos convencional. Algumas abriram avenidas novas de grande importância para a Engenharia Geotécnica.

Em justificativa de minha apreciação da valia comparativa das duas facetas de atividades da engenharia, permito-me mencionar o caso da concorrência internacional - de há cerca de 6 anos para uma solução global, projeto-construção, para sanear a problemática da Torre de Pisa. Obviamente só participaram as maiores companhias internacionais, apoiadas pelos melhores serviços de consultoria geotécnica disponíveis. Por

razões diversas a concorrência não foi julgada, o contrato não foi celebrado, e as soluções não foram divulgadas: uma conferência sobre a comparação, mesmo esquemática, das soluções, constitui uma lição magistral sobre a engenharia civil. Face a um problema realmente sério, foram apresentadas essencialmente tantas soluções fisicamente distintas quantos foram os concorrentes, a despeito de que o problema se apoiava em documentação mais ampla e cuidadosa do que jamais se encontra em projetos. Sempre que enfrentam um problema de elevada responsabilidade/viabilidade, não é através de melhor trabalho analítico que engenheiros buscam soluções, mas sim, através de diferentes soluções físicas, universos estatísticos diferentes que almojam pôr de lado em definitivo o possível histograma de graus de comportamento menos desejável.

A electrosnose, e o precarregamento de solos compressíveis saturados por vácuo, foram desenvolvimentos bem inventivos que porém, não foram suficientemente promovidos por seus entusiastas. A estabilização por lamias bentoníticas em estacas perfuradas e em diafragmas, constituiu um outro degrau inventivo que recentemente se estendeu para o campo de túneis em couraça. A injeção química seletiva de fundações aluvionares de barragens de terra foi empregada em viabilizar a construção da grande barragem de Serre Ponçon há cerca de 25 anos, e uma publicação recente sobre 20 anos de observação cuidadosa do comportamento confirma uma melhora da impermeabilidade da cortina com o tempo. Em sucessão rápida houve criações adicionais tais como gabiões, terra armada, geotexteis, drenos verticais de fibras, estabilização mediante colunas de agregados e de solo-cal, estacas-raiz, estacas CCP, compactação profunda dinâmica, etc. Não podemos senão louvar tais desenvolvimentos pois que em sua essência configuram a engenharia inventiva. Porém, poderíamos nos permitir alguma especulação, numa tentativa de analisar a tendência e seu significado? (Memo C).

A necessidade gera a invenção, afirma o ditado: portanto poderemos inferir algo do fato de que as origens de muitos destes desenvolvimentos se encontram na Itália, França, Suécia, etc. Além de fatores culturais intervenientes, poderíamos postular que a maior fertilidade de tal produção se associa com regiões obrigadas a se manterem taco-a-taco com os grandes, porém um tanto menos favorecidas economicamente? De minha parte prefiro recordar a afirmação do Dr. Land quando descreveu a invenção da máquina fotográfica Polaroid de revelação instantânea, e declarou que são duas as componentes de uma invenção, a primeira, dar brida solta a seus sonhos desejosos, e a segunda, trabalhar arduamente para realizá-los.

Não constitui menosprezo pela "engenharia persistente" ("engine engineering"), da Mecânica dos Solos a colocação de Engenharia inventiva intuitiva como prioritária na maioria de tais desenvolvimentos. Alguns exemplos notáveis em sentido aparentemente contrário serviriam de exemplos de exceções que comprovam a regra, ou mesmo de exemplos de aberturas criativas baseadas em teorização existente. Um belíssimo exemplo inicial estaria configurado na brilhante solução de Nabor Carrillo para o problema de subsidências ("Subsidence in the Long Beach-San Pedro, Cal., Area: The effect of a tension center", 1949), através da análise matemática de mudanças tensão-deformação em meio elástico; quanto à evolução altamente proveitosa do assunto mediante a idéia da recarga de poços para estancar a subsidência (e mesmo, no caso de poços de petróleo, para otimizar a produção), classifiquemo-la como demonstração da interação fértil entre as ferramentas teóricas disponíveis, e as aberturas providas pela intuição.

Meu próprio ensaio inicial na direção de trabalho inventivo (1946/48), compreendido em minha tese de doutoramento (e consequente patente conjunta de invenção, EE.UU) foi concebido sob raciocínios teóricos de que a "solidificação" de argilas seria mais eficientemente alcançada através de uma troca cationica com um cátion monomérico e a polimerização subsequente; assim se buscava reforçar as ligações entre partículas via cátion absorvido e cadeia polimerizada. Em certo sentido, o meu teria sido o Acrylic Monomer nº 1, AM-1, um acrilato de cálcio, e desenvolvimentos sucessivos levaram a muito trabalho do M.I.T. e ao produto de injeção de solução polimerizável, AM-9, empregado em condições especialmente difíceis.

Em retrospecto, sinto-me feliz em ter resistido na época à sedução da novidade, pressentindo os problemas de custos e as perspectivas modestas de praticabilidade da aplicação do invento; finda a minha tarefa direta, retirei-me do projeto. Sob análise mais pormenorizada poderíamos mesmo postular que os benefícios da estabilização em questão resultam precipuamente da polimerização da solução intersticial, essencialmente sem uma complementação perceptível, teoricamente antecipada, de ligações, via cá

tions adsorvidos.

Uma outra iniciativa inventiva, teoricamente vislumbrável, que seria muito proveitosa, técnica e economicamente, sugere, a busca de soluções monoméricas cuja polimerização pudesse ser catalisada seletivamente em função de velocidades de percolação e algum efeito eletroforético possível. A questão básica prende-se ao fato de que em barragens e estruturas hidráulicas o uso de injeções a partir de uma fileira de furos inclui um princípio válido (onde a água pretenda encontrar seus caminhos preferenciais possivelmente um outro líquido também o fará, e este poderá ser selecionado de tipo que solidifique nas fendas), mas acompanhado de dois fatores de ineficiência e custo: primeiro, a série de furos numerosos pretendendo cruzar os caminhos preferenciais futuros, e segundo, a injeção por pressão interna emanando a partir de furos, condição inteiramente diferente da de água da represa. É bem reconhecida a eficiência e economia da ação selante de siltagem, material que colmata sob a própria ação da pressão da água. Polimerizações poderiam ser induzidas a gerar um crescimento de tamanhos de "siltagem", para atender às aberturas das fissuras, colmatando-as. Aparentemente já estão em curso desenvolvimentos em tal linha.

Tais exemplos são apenas mencionados como sugestão de casos do tipo da atividade inventiva orientada mencionada pelo Dr. Land, compreendendo a interação entre a engenharia engenhosa e a trabalhosa (Memo C).

Na engenharia de fundações um exemplo destacado é o desenvolvimento das estacas Pilotes Control, mais uma demonstração Mexicana de quão arrojada pode ser a solução gerada por engenharia inventiva quando a necessidade é ponderável.

2.3. Conceito de Engenharia Inventiva em geotecnia, e futuro presumido

Lado a lado com a euforia de tal criatividade para engenharia civil, que reflexões deveríamos extrair relativas à mecânica dos solos convencional? Parece-me que devemos alertar e sabiamente obviar ao risco de sermos desviados de nosso caminho por dois fatores de interveniência gradativamente crescente: um que decido denominar o ónus de equipamentos pesados e especiais, e o outro, os requisitos excessivamente exigentes da sociedade moderna para com o engenheiro geotécnico.

Durante os últimos 35 anos a tendência tem sido de aumentos de pesos e capacidades tão exponencialmente aumentados de equipamentos construtivos e industriais, que não se poderia evitar graves influências sobre aspectos diversos de geotecnia. Não de sejo repetir o óbvio: que o Homem geotécnico tem literalmente movido montanhas e dilacerado a face da terra. O nosso interesse estaria em examinar algum tanto da psicologia por detrás de tais empreendimentos. Enquanto que nossos mentores, tais como Terzaghi, Taylor, Casagrande, Skempton e Peck, nutriam amor e respeito apaixonado pelas fragilidades delicadas dos solos, a tendência atual está passando a ser a de desprezar os solos brutalmente como se fossem um aborrecimento a ser dispensado. Algumas das soluções da engenharia de fundações e de obras de terra são superabundantes ao ponto de conseguirem os comportamentos desejavelmente iguais a ou melhores do que necessário, independentemente do solo. "When in doubt, grout: if still in doubt grout throughout" exemplifica jocosamente uma realidade frequente. A que custo? Não perguntamos: porque é que o mundo está ficando insuportavelmente caro, para todos, em toda parte? Foi inquestionável a vitória do desenvolvimento da capacidade de enfrentar os gigantescos projetos: o problema está em pretender projetar e construir projetos de escala pequena a média como se fossem projetos-gigante minguados.

Ademais, nas áreas industriais os desenvolvimentos sistemáticos tem sido verdadeiramente espantosos, dos quais muitos tem felizmente produzido proveitos para a engenharia civil. Quando ponderamos sobre os desenvolvimentos exponenciais em eletrônica, permitimo-nos algum orgulho indisfarçável no progresso que se consegue forjar a través do esforço conjunto: muitos centros serão lembrados, porém o principal exemplo concede-se ser o Japão. Resulta óbvia a conclusão de que em tais campos industriais - em que se manipula com materiais de elevada relação benefício/custo, as tendências de crescimento continuarão a ser fabulosas em comparação com a modéstia das manipulações com condições de subsolo.

Assim, uma crescente proporção de problemas poderá passar a ser encarada sob o prisma de soluções a despeito das condições de subsolo. A ênfase alterou-se de modo desconcertante: abandona-se o interesse direto prioritário em conhecer o solo, ou mesmo no que realizar com ele, e dirige-se a atenção para o que fazer-lhe, ou mesmo o que fazer a despeito dele.

Rodamos presentemente num ciclo vicioso. A produção industrial altamente desenvolvida conjuntamente com seu controle de qualidade exigente, oferece possibilidades fantásticas, porém impõe exigências cada vez mais severas sobre os geotécnicos. Temos que garantir fundações que não recalquem mais do que um par de milímetros não obstante combinações insólitas de cargas, temperaturas, vibrações, etc...: pedem-nos que se garanta contra qualquer risco de fissuramento sob riscos hipotéticos de eventos sísmicos indefiníveis. E assim por diante. E, sem confessarmos a nossa relativa insatisfação com as nossas soluções convencionais disponíveis, insuficientemente precisas, garantidas, ou económicas, temos recorrido a soluções que essencialmente dispensam a preocupação pormenorizada pela personalidade e as excentricidades do solo. O próprio produto industrial fornece-nos os meios para tais soluções.

O Homem no desenvolver da civilização não pode resistir a agredir a Natureza, para moldá-la a seus desejos. A que custo social e ecológico? (Memo D).

3. RECEITAS (PRESCRIÇÕES) E HIPÓTESES DE TRABALHO

Segundo minha opinião, numa análise crítica do desenvolvimento da engenharia geotécnica o segundo lugar de importância tem que ser dado a Receitas, tanto para projeto e construção como para atividades anteriores e posteriores tais como investigações, ensaios, especificações, critérios de aceitação de comportamentos, etc. Nenhuma outra ferramenta fundamental de nosso procedimento racional na corrente tecnológica sofre de tanta incompreensão e deturpação: RECEITAS o mais frequentemente não são reconhecidas como tal, sendo quer promovidas ao nível de dogmas, princípios e teorias, ou pareadas com CORRELAÇÕES, ou mesmo ridicularizadas como "fatores de cozinhamento" do profissional prático. No entanto conforme se resume no Memo E, é indiscutível que todo o processo de projeto e de aquisição de experiência na Engenharia Civil baseia-se em Receitas e Correlações.

Indiscutivelmente todo e qualquer geotécnico reconhece que o uso de critérios - CBR para projeto de pavimentos não passa de uma indisfarçável Receita. Mas quantos concederiam que em maior ou menor grau toda e qualquer prática de projeto ou construção é analogamente uma receita ou hipótese de trabalho?

Poderíamos começar pela afirmação geral de que todas as nossas obras são projetadas para um fator de Segurança FS contra rutura, ou para respeitarem uma certa deformação limite. Existe por acaso algo além de mera RECEITA para justificar tal adoção de FS > 1,5 (digamos) ou deformação admissível ϵ x mm (ou distorção de não mais do que 1:500)? Se tais critérios finais de decisão "sim-não" não passam de receitas, todos os passos que levam a tais decisões não podem ser muito diferentes nem melhores.

Assim, como segundo passo poderíamos listar itens específicos pertencentes a nossas principais obras, limitando-nos aos que incorporam algumas das decisões de projeto mais significativas, para não nos delongarmos até acabar incluindo todo e qualquer item de projeto:

Ex: Barragens

- Tratamentos de injeções e de drenagens de fundações.
- Disposição de elementos filtro-drenantes no maciço da barragem.
- Vazões aceitáveis de percolação.
- Critérios para filtros e materiais de transições.
- Taludes externos, análises de estabilidade típicas, e deformações.
- Critérios de compactação, e comparação de procedimentos de laboratório vs. campo.
- Plasticidade aceitável do material de núcleo.
- Deformações geradoras de fissuras, limites toleráveis.
- Critérios de liquefação, comportamento sísmico e riscos.
- Aterros hidráulicos para barragens, hipótese de homogeneidade/isotropia.

Fundações

- Escolha do tipo mais recomendado, considerando viabilidades, preferências, e riscos de defeitos, danos e deteriorações.
- Pressões admissíveis em sapatas.
- Cálculos de recalques usando ensaios edométricos.
- Previsões de recalques a partir de ensaios de placa, e extrapolações para

- dimensões de sapatas.
- Pressões e cargas admissíveis em tubulões.
- Cargas de trabalho de estacas, cravação, penetrabilidade e negas.
- Cargas de trabalho e de rutura de estacas baseadas em fórmulas estáticas/ e/ou ensaios penetrométricos.
- Estacas escavadas: contribuições de atrito lateral e da base.

Escavações Profundas

- Diagramas de pressões de empuxos sobre valas escoradas e/ou ancoradas.
- Diagramas comparativos sobre paredes-diafragma.
- Estabilidade de período construtivo, e deformações nas escavações de pa redes-diafragma estabilizadas por lamas.
- Deformações dos maciços terrosos assim escorados, e das fundações que ne les se apoiam.
- Rutura de fundo de valas no caso de solos genéricos (c' , ϕ').
- Escolha do processo de rebaixamento, viabilidades, preferências, riscos, e deformações consequentes.
- Estabilização do subsolo (injeções, etc...) e benefícios resultantes.

Fundações de Máquinas

- Projeto e dimensionamento para atenuações de vibrações ou impactos.
- Previsões de comportamentos devidos a vibrações.
- Estimativas de efeitos de vibrações transmitidas pelo solo.

Túneis

- Estabilidade da face.
- Tijela de recalques produzida à superfície.
- Influência da tijela de recalques e deformações sobre fundações adjacenetes.

E assim por diante:

Como mero exemplo consideremos um pouco mais amiude o primeiro dos itens listados. Discussões mínimas análogas poderiam e deveriam aplicar-se a todos os demais í

Quando aceitamos que rochas fraturadas que dão coeficientes de perda d'água maiores que 1 Lugeon (como ensaiadas? como calculados? como interpretados?) devam ser injetadas, tal critério seria algo mais do que uma receita das mais rudimentares? Teríamos nós qualquer capacidade de prever o comportamento de tal fundação rochosa se a) não a injetássemos; b) a dita rocha se caracterizasse por coeficientes de 0,1 Lugeons; c) que critérios existem, se algum, para decidirmos distribuir furos de drenagem ou alívio, ou como mudariam tais critérios nas situações comparativas do emprego ou não de injeções?

E assim por diante. Como bem reconhecemos, estamos longe de poder formular previsões racionais causa-efeito sobre tratamentos comparativos: aceitam-se as práticas divulgadas por rotina receituária. Se já é bem difícil divulgar o emprego de determinada receita, como é imensamente maior a dificuldade de revogar tal receita depois que a onda epidêmica tenha espalhado, se /quando porventura temos necessidade de corrigir ou melhorar.

Conforme exporemos mais amplamente no ítem 4, na maioria de tais itens, poderemos mesmo encontrar um volume considerável de publicações indicando (sob determinadas hipóteses) como analisar, por exemplo, no ítem em menção, toda diversidade de subpresões, vazões de percolação, os gradientes de percolação, etc., na fundação em apreço.

Porém, como qualquer engenheiro junior consciencioso justificadamente se queixará, depois de todos os cálculos (frequentemente por vários procedimentos distintos) terminados,

- a) nem ele estará sequer remotamente confiante do realismo de seus cálculos;
- b) nem ele se encontrará sequer liminarmente apoiado em seu julgamento e decisão de como usar o resultado do cálculo.

"Their's not to reason why, Their's but to do and die" (Charge of the Light Brigade, Tennyson).

"A eles não compete raciocinar porque, cabe-lhes apenas fazer e morrer" (Carga da Brigada Ligeira).

Tal é intrinsecamente a natureza de uma RECEITA, e pertence à condição do paciente tomar o remédio em confiança paciente.

Na tríade CURIOSIDADE-ESFORÇO-EXPERIÊNCIA que em proporções variantes definiria a evolução da juventude, através da adolescência, até a maturidade, tanto nas pessoas como nas tecnologias que elas manejem, sendo que todas as três são indispensáveis ao progresso, reconhecemos obviamente que as Receitas empregadas sem sabedoria infelizmente matam todas as três.

Receitas pretendiam minimizar (os custos de) esforço, especialmente do esforço infrutífero. Lamentavelmente porém, o que mais conseguem é:

a) afastar as condições para a aquisição de experiência, pois Receitas são soluções tipo Guarda-chuva;

b) matar a curiosidade. Esta é realmente a consequência mais daninha na prática pois entre experiência, esforço e curiosidade, a mais importante é curiosidade. Para alguns espíritos privilegiados, o mundo favorece manter perene a chama da curiosidade, da juventude. Pesquisa não é uma atividade, e sim uma atitude que se instila em qualquer ocupação. Se reconhecemos que a juventude se caracteriza como um período em que é desproporcionalmente elevada a relação de coisas novas e desconhecidas comparadas com coisas já dominadas, um fator afortunado que deriva da agressão exponencial do mundo tecnológico é o fato de que este nos mantém perenemente como crianças. Ninguém negará, outrossim, que no mundo da engenharia geotécnica nossa posição, humilde porém entusiasmante, de principiantes é mantida mais acentuadamente do que na maioria dos demais domínios profissionais.

Finalmente, observemos que a consequência geral deriva do sofisma de que experiência só é adquirida na atividade específica exercida. Se a atividade for de recurso a Receitas em atitude de curiosidade abafada e de fuga a qualquer esforço, o vetor de experiência meramente consagra o subproduto indesejável de uma ferramenta de trabalho indispensável à Engenharia. No emprego de receitas eficazes podemos estar usando um Guarda-chuva tão amplo que resulte um dimensionamento exageradamente seguro. A Sociedade não paga tão somente o preço imediato mais elevado: o preço maior, encoberto, acumula com o tempo. Procura-se sempre defender o prestígio. Condições de rutura são difíceis de se quantificar com precisão razoável, e Fatores de Segurança estão sendo submetidos a intenso debate, mas rutura é grandemente temida e tem que ser afastada; reconheçamos honestamente que não temos condições de adquirir experiência estatisticamente quantificável de ruturas, e dos fatores de Segurança nominais mal compreendidos. Se um histograma de comportamentos sob uma determinada receita não cruza, pelo menos ocasionalmente, as fronteiras do que admitimos ser indesejável-desejável, perdemos a oportunidade de ganhar experiência para um dos Princípios de Projeto que considero (e propuz, cf. Rankine Lecture, 1977) como fundamental, i.e:

Princípio de Projeto nº 5 "Para cada comportamento desejado e admitido, verificar mentalmente o que ocorreria de significativo, se o comportamento não se comprovar!"

Qual é o dominante insucesso das soluções Guarda-Chuva de superdimensionamento, a não ser o de custos exagerados, e a consequência sobre o custo de vida? Observe-se ademais que o abominável de tal tendência só aumenta, na engenharia geotécnica, de uma forma trágica se as Receitas e Soluções Guarda-chuva abdicam da obrigação de serem locais e específicas: tal é imperceptivelmente, a tendência escravizadora da exagerada comunicação internacional de livros e publicações de autoridades, não obstante as excelentes intenções de tal divulgação.

Nem tudo leva ao pessimismo, porém. O fato de termos alguma solução, mesmo de receita, já demonstra que reconhecemos também o problema. Isto já significa termos dado dois passos para frente: um primeiro grande passo, o de conhecer o problema; um segundo, de degrau de apoio temporário, o de conhecer pelo menos uma solução transitória aceitável.

4. TEORIZAÇÃO E ANÁLISE-SÍNTESE

Enquanto que criatividade ocorre episodicamente, e receitas facultam o fazer da engenharia, a ciência da engenharia tem por missão acumular. Aí está o nosso interesse e a nossa preocupação no momento.

Procurarei dar a minha interpretação, a despeito do risco e da certeza de colidir com outras interpretações, igualmente válidas. Após termos caminhado algum tanto, o que importa principalmente é avaliar o avanço incremental de acordo com o esforço -

incremental segundo uma determinada direção, segundo cada direção de nossas avaliações individuais. O que devemos afastar definitivamente é o movimento Browniano.

4.1. Interpretação pessoal de marcos relevantes

Nossa Mecânica dos Solos convencional deveu seus primeiros passos do sucesso ao fato de se ter cortado o nó Gordio das complexidades e qualificações vagas da geologia da época, conduzida como uma das Ciências Naturais; adotou o modelo mental fértil de determinismo quantitativo baseado em ensaios judiciosos e análise matemática acompanhante. O ensaio edométrico e o seu uso em cálculos de recalques nada mais configurou do que uma idealização modelo-protótipo. A teorização da Mecânica dos Solos era racional na base de relações causa-efeito de pares de parâmetros simples. A classificação dos solos baseou-se na fase dominante, os sólidos. A interferência da água (presenças "neutras") tinha que ser separada, subtraída. A maioria dos parâmetros e ensaios criados e em uso foram conscientes ou subconscientemente dirigidos no sentido de serem dominantes, dicotômicos: coesivo, não-coesivo; (c, ϕ) como $(c, 0^0)$ ou $(0 \text{ t/m}^2, \phi)$; permeável, impermeável; compressível, incompressível; plástico, não-plástico; estático; dinâmico; empuxos ativos, passivos; e assim por diante. Até certo ponto nos apercebemos que a pseudo-dicotomia que ainda persiste entre problemas de rutura vs. recalques, e amostras indeformadas vs. amolgadas (esquecendo os adjetivos inexoráveis, parcialmente indeformadas vs. completamente amolgadas) decorreram inevitavelmente da consciência prevalescente na época.

Em resumo, favorecendo o progresso rápido inicial de racionalização na Mecânica dos Solos, a experimentação direta foi empregada em solos ideais homogêneos, e essencialmente sobre cada problema individual causa-efeito referido a um par de parâmetros. Os solos eram saturados, sedimentados, e muito jovens (principalmente quaternários, cerca de 5000 anos).

Numa comparação com as atitudes das ciências naturais colaterais, e da saúde e medicina, etc. poderíamos postular que o engenheiro (estrutural) introduziu na jovem Mecânica dos Solos uma proporção maior da atitude de realizar, o síndrome da solução, ademais do contexto de causa-efeito da Resistência dos Materiais, e da preocupação prioritária com rutura (acompanhada de diretiva de investigação através de ensaios destrutivos). Enquanto isto as ciências naturais, Saúde, Medicina, etc., de grande relevância para o progresso de nossa sociedade, se desenvolveram espantosamente bem a despeito da restrição à observação e aos ensaios não-destrutivos, pois que ensaios destrutivos são praticamente impossíveis em campos geológicos e são tabu nos campos biológicos. Sob a imposição de observação contínua de milhares de unidades do universo estatístico de múltiplos diminutos causas-efeitos intervenientes simultaneamente, e auxiliados, sem dúvida, por retro-análises dos múltiplos casos de insucesso final (morte inexorável), os campos das tecnologias biológicas recorreram à aplicação mais intensa de ferramentas estatísticas de regressões multiparamétricas, análises multivariantes, análises fatoriais, observações agrupadas em teoria de regressões, etc.

Mereceria interesse a avaliação das relações de investimento social e pesquisa dor nas duas avenidas, e correspondente às relações comparativas benefício/custo das duas tecnologias a serviço da sociedade, através da engenharia civil e a médico-sanitária. Fato é que a geotecnia in situ se assemelha muito mais às condições da Natureza, de múltiplas pequenas influências simultâneas; assim, em certos aspectos a cultura dos sucessos do engenheiro-fazedor dominante com sua atitude determinística e as subsequentes correlações de parâmetros únicos (frequentemente pseudo-correlações, de estatística a esmo), poderá agora pagar o preço das frustrações face às heterogeneidades (Memo F).

A fase do reconhecimento respeitoso das sensibilidades de condições naturais, e das dificuldades intrínsecas em cada caso como distinto de todos os demais, penetrou na Mecânica dos Solos inicial em seguida aos primeiros avanços rápidos, possivelmente à medida que problemas de engenharia consultiva sobre vicissitudes aumentaram em relevância e proporção: poderemos denominá-la a fase da visão-problema-heterogêneo da engenharia geotécnica. Passou a enfatizar a experiência, o que era excelente e inevitável; deixou porém uma impressão íntima de que os caminhos para a aquisição e confirmação da experiência eram difíceis de se mapear.

Tendo postulado as duas tendências iniciais supra, submeto que a classificação dos solos na base de curvas granulométricas completamente desintegradas era óbvia, dada a dominância aceita dos sólidos (grãos) e o interesse em sedimentos recentes. Os sucessos iniciais ulteriormente retardaram o reconhecimento da importância das formas

das curvas granulométricas e das formas dos próprios grãos, etc., estas últimas aguardando procedimentos racionalizados de medição, classificação e de relacionamento com comportamentos. Salientamos que nas vastas regiões de solos tropicais e saprolíticos e de solos insaturados, indurados, e parcialmente cimentados, a atual incapacidade de se ensaiar e definir um "tamanho significativo de nucleação granular e estrutura" como base para a classificação apropriada de comportamentos geotécnicos, passou a ser uma das dificuldades liminares para o ajuste da Mecânica dos Solos convencional à engenharia geotécnica.

O reconhecimento de que nos solos finos (siltos-argilosos) os comportamentos plásticos assumiam preeminência na classificação constituiu um outro passo significativo-inicial. Os ensaios-índice (Atterberg-Casagrande) sobre comportamento de solos plásticos difundiram-se por toda parte por causa de sua simplicidade; foram bastante úteis, porém as críticas tem-se acumulado continuamente; em parte porque os ensaios dizem respeito aos solos quando totalmente amolgados e plastificados, e em parte porque os ensaios foram padronizados em forma relativamente grosseira, e estão atualmente bem entrancheirados. Algumas pesquisas laboratoriais do período 1958-70 ofereceram racionalizações sedutoras, referidas à mineralogia, ao Índice de Atividade da fração argila, à sucção, à resistência não-drenada, etc.: pertencem ao período de procura por um entendimento dos comportamentos de materiais ideais, sintéticos, amolgados. Foi proposta até uma teorização elegante sugerindo a revisão dos ensaios de limites de liquidez e de plasticidade para corresponderem a dois ensaios-índice de resistências não drenadas (da ordem de $0,017 \text{ kg/cm}^2$ para o W_p e cerca de 100 vezes este valor para o W_p) tudo baseado na Envoltória do Estado crítico de solos amolgados (cf. Schofield and Wroth 1968, Wroth and Wood, 1978, etc.). Em minha discussão sobre CORRELAÇÕES aborda rei a questão discutindo a possível razão pela lentidão na aceitação da racionalização presumida.

Cabe-nos aqui atribuir grande relevância ao reconhecimento de Estrutura e Sensibilidade das argilas. No transplantar de resultados laboratoriais para elementos de solos "indeformados" in situ, as quatro consequências seguintes resultaram automáticas: a) o início de esforços para a amostragem "indeformada", e pesquisa sobre efeitos de perturbação/amolgamento; b) esforço colateral na direção de ensaios in-situ; c) ênfase nos ensaios "triaxiais" que se presumiam dirigidos à pesquisa da investigação-tensão-deformação-resistência segundo trajetórias de tensões realísticas; d) a consciência incipiente de valores K'_0 variados aplicáveis à definição de estados de tensões in situ de elementos de solo.

A fase de pesquisa respeitosa sobre as frágeis sensibilidades das argilas gerou um período delongado de esforços referidos aos argilo-minerais, aos efeitos químico-coloidais, thixotropia, efeitos e estabilizações por traços diminutos, influências sobre a estrutura das argilas, etc. Embora tendo contribuído para a compreensão, pelo próprio pesquisador, de comportamentos intrínsecos, para os leitores das publicações - os efeitos podem ter sido dos mais variados por causa das muitas hipóteses (em série) em correlações simplificadas, e as condições idealizadas; o efeito prático para a especialidade pode ser avaliado como tendo sido de uma minúscula relação benefício/custo.

Foram importantes marcos de nossa trajetória os conceitos de engenharia e as soluções respectivas que puseram de lado pelo período de uma geração os problemas de rutura por entubamento e de liquefação de areias (filtros e critérios de filtro por um lado, e índices de vazios críticos por outro, este último configurando a sempre-presente solução engenhosa de fugir do problema de difícil equacionamento).

As notáveis investigações sobre as Argilas de Londres levaram a avanços consideráveis no conhecimento de fundamentos da resistência ao cisalhamento das argilas, inclusive as fortemente preadensadas e as fissuradas. Ademais, enquanto se promovia persistentemente os ensaios triaxiais segundo trajetórias de tensões, o marco principal foi o do reconhecimento de tensões in situ determinadas por valores K'_0 já bem diferenciados dos presumidos $K'_0 \approx 1 - \tan \phi'$ (que se aplicam às condições de argilas normalmente adensadas).

Indubitavelmente foi a Conferência de Pesquisa em Resistência ao Cisalhamento - de Boulder Colorado, ASCE 1960, um dos marcos principais do amadurecimento da Mecânica dos Solos. Os critérios de rutura (Mohr, relação de tensões efetivas na rutura em contraposição à tensão máxima desviatória), os ensaios predominantemente a deformações controladas, a análise por tensões efetivas (vs. pressões totais) ganharam campo tão convincentemente, que possivelmente esteja agora em curso um certo retorno do

pêndulo; por exemplo em casos especiais de comportamento colapsível, sugerem-se os ensaios a tensão-controlada, carregamento por "carga-mole", e análises por tensões totais. Reconheçamos definitivamente que o ajuste de casos de escorregamentos de taludes a valores de $FS = 1,00$ em ruturas circulares constituiu um exagero determinístico que ainda transmite de forma pouco amortecida suas influências indesejáveis no pensamento e na prática da engenharia geotécnica.

Numa linha colateral cabe assinalar as catástrofes da barragem de Malpasset - (1959) e da represa de Vajont (1963), e assim o impulso à conscientização da Mecânica das Rochas e da descontinuidade fraca.

No dimensionamento de fundações por sapatas rasas a conscientização de que de formações constituem a principal preocupação havia sido camuflada sob os coeficientes reduzidos N^*c , $N^*\gamma$, N^*q de capacidade de carga (Terzaghi, etc.) de "rutura local" em materiais compressíveis. Gradativamente porém tal prática foi sendo abandonada e todas as atenções se concentraram em procurar cálculos de recalques mais realísticos, a serem empregados conjugadamente com RECEITAS de limites toleráveis de deformações. No campo das fundações profundas um marco de destaque terá sido a Conferência de Londres sobre Estacas Escavadas de Grande Diâmetro, na qual se enfatizou a diferenciada participação das componentes carga-recalque da resistência de atrito e da de base, e, de novo, tomaram precedência os critérios de aceitação baseados em deformações em comparação com as formulações de análise-limite de capacidade de carga. A virada mais significativa provavelmente se reconhecerá ter ocorrido com as apresentações de Paris 1961 das provas de carga sobre estacas em modelos à escala prototipo no laboratório IRABA Chevreux, quando se demonstrou serem grandes as limitações das formulações teóricas rígido-plásticas do aumento de capacidade de carga de fundações com a profundidade (Memo G).

As análises por elementos finitos, e uma plêide de soluções analíticas elásticas e elasto-plásticas de comportamentos de massas terrosas e de interações solo - estrutura constituem indubitavelmente a produção dominante dos últimos 15 anos. Poderemos estimar que a capacidade de computação para campos de tensões-deformações está seguramente adiantada em algumas décadas relativa às capacidades de fornecermos dados geotécnicos de entrada, e de aproveitarmos dos resultados computados para tomarmos decisões judiciosas. Naturalmente no bojo destes rápidos avanços computacionais vieram e vem as propostas de equações constitutivas de comportamentos geotécnicos.

Ao longo de todo esse período de cerca de 3 décadas de esforços mundiais de aplicação de Mecânica dos Solos convencional, registram-se mui significativos:

a) desenvolvimentos de ensaios in situ (ênfatisados mais à medida que se amplia a o questionamento do ciclo de amostragem-indeformada-mais-ensaio-laboratorial);

b) listagem e relatos sobre solos peculiares, insaturados, cimentícios, fissurados, expansivos, colapsíveis (loesses, etc.), saprolíticos, lateríticos, argilas ultrasensíveis, etc., que conclamavam a uma teorização mais generalizada.

No que tange a esforços de pesquisa e de ensaios, ocorreu durante a última vintena de anos um crescimento do emprego de estatística rudimentar para atender a problemas de heterogeneidades. Merece assinalar-se a baixa rentabilidade e mesmo a influência nociva do mero esforço bruto a alimentar estatísticas questionáveis ou até espúrias.

Finalmente merecem menção especial as observações de campo e os históricos de casos. Terzaghi desde cedo enfatizou a importância de observações de prototipos, mas transparece que os registros de casos observados eram encarados como advertências das vicissitudes que exemplificassem a importância de "experiência", mais do que a coleta sistemática de documentação de histogramas de comportamentos naturais quantificáveis - em função dos quais a verdadeira experiência é adquirida. Nos esforços pela PREVISÃO de comportamentos, que marcam um outro passo significativo, as frustrações tem sido repetidamente expostas durante a última dezena de anos. A despeito de ensaios meticulosos segundo trajetórias (presumidas) de tensões, complementados por computação sofisticada, a conclusão desconcertante e persistente tem sido de nossa incapacidade de previsão. Algumas das frustrações tem sido atribuídas a questões de tensões in-situ, à de-estruturação dos corpos de prova em condições típicas de amostragem-ensaio, à adulteração de deformações específicas e particularmente das pequenas deformações mesmo - quando as tensões de rutura continuam relativamente imunes a tais efeitos deletérios; e assim por diante. Abriu-se uma grande avenida para o emprego de previsões probabilísticas, e para aplicações da teoria da decisão: cabe assinalar todavia, que em tais aplicações pioneiras as intuições tem merecido muito mais louvor do que quer os méto-

dos empregados, ou os resultados, ou principalmente as alegações.

A mais notável linha de desenvolvimento recente está associada à instrumentação observacional. A primeira meta tem sido a de confirmar teorias e dimensionamentos de projeto, e assim tem configurado um mixto de apoio e de camisa de força. Reconheça-se porém que as possibilidades sensoriais modernas são incalculáveis: por exemplo, já se registram tendências de sucesso em alertar quanto a limiares de danos e rupturas através do registro sofisticado da geração de emissões microacústicas, e assim por diante (Memo H).

4.2. Correlações dominantes de primeiro grau de aproximação

Temos advertido reiteradamente que a maioria das correlações propostas na Mecânica dos Solos para ajudar na prática da geotecnia realmente se estabeleceram em inter-relações perceptíveis, mas quando examinadas mais cuidadosamente nem satisfazem em conceito nem são o suficientemente úteis na prática para as quantificações das estimativas presumidas.

As críticas principais recaem sobre o fato de que, tendo sido extraídas de experimentação laboratorial idealizada, elas: a) foram pseudo-correlações entre pares de parâmetros simples sem o mínimo reconhecimento de ao menos um segundo parâmetro significativo interveniente; b) foram geralmente estabelecidas por ajuste visual de retas presumidas, sem considerações da significância das dispersões; c) tendo sido estabelecidas à base de ensaios sobre corpos de prova amolgados, não incorporam a mínima ressalva quanto a condições da natureza que incluem efeitos de "estrutura", tempo, cimentações, compressões secundárias, etc. (Fig.1).

Na realidade por detrás destas críticas persiste uma liminar conceitual, de que nunca se aplicou o mínimo esforço em interligar umas correlações a outras perante as quais os mesmos dados teriam implicações teóricas inescapáveis. A causa estaria provavelmente na psicologia determinística de pares independentes de relações dominantes causa-efeito; e, provavelmente interveio em parte a pressão psicológica pela urgência em publicar, segundo o COMPLEXO EUREKA gerado pela política "publica ou perece" do mundo acadêmico.

Consideramos a título de exemplo apenas algumas correlações relativas a argilas amolgadas, porquanto pelo menos nestas deveria ocorrer uma boa repetitividade de ensaios e portanto dispersões deveriam alertar quanto a tendências definitivas, impondo o recurso a regressões múltiplas, etc.

a) Índice de compressão virgem. Argilas amolgadas. -

A correlação muito simples $C_c = 0,007 (W_L - 10)$ requer ajustes inescapáveis, já pela própria condição básica da classificação dos solos argilosos plásticos. Reconhecendo, ab initio, que para cada dado W_L existe uma grande gama de valores de I_p possíveis em solos de variadas composições mineralógicas refletidas nos índices e limites de plasticidade, tal como transparece do próprio Gráfico de Plasticidade (classificação de Casagrande), é realmente incompreensível que a correlação não tenha introduzido o I_p como o mínimo de um segundo parâmetro colateralmente interveniente. Existe uma intuição de que entre diversos solos de dado W_L , os de valores I_p mais elevados deveriam dar valores C_c perceptivelmente maiores: existe qualquer comprovação de tal intuição? e que correlação minimamente aprimorada poderia ser oferecida para $C_c = F(W_L, I_p)$?

Concomitantemente poderemos imediatamente raciocinar que deveriam intervir influências também da granulometria (conteúdos de inertes) e do índice de vazios inicial da suspensão-sedimento, pois racionalmente nada nos levaria a esperar que tais parâmetros físicos bastante influentes passassem a ter efeitos inteiramente análogos tanto sobre os ensaios de Índices Plásticos, e sobre a compressibilidade virgem (Fig. 2).

Anotemos portanto a mudança significativa de atitude que se exige. Na Natureza, tudo é sempre maravilhosamente diferente a não ser que provado aceitavelmente semelhante, e todos os fatores, infinitos, intervêm, a não ser que provados suficientemente incosequentes (em função do problema). Enquanto isso, para os pioneiros investigadores foi importante poder concentrar-se sobre cada questão singular de interesse imediato, a fim de não se perderem nas dispersões. O problema é que "os novos estudantes não conhecem as velhas lições" e os velhos estudantes (porque somos todos estudantes-perenes) nutrem um certo desprezo da intimidade pelos velhos problemas. O alastramento da geotecnia de análise-síntese já alcançou círculos relativamente insensíveis aos

comportamentos fundamentais e às simplificações convencionais. Nossos grandes mentores dos primórdios da engenharia geotécnica enfrentaram com humildade as complexidades dos problemas que exigiam quantificação, e fizeram o esforço para forjar as correlações nominais correntes, que eles bem reconheciam serem convencionais, idealizadas, e simplificadas; assim, ao aplicarem uma simplificação sempre se encontravam imbuídos da sabedoria dos que começam do espanto perante a realidade infinita e penosamente alcançam a capacidade de destilá-la até as essências de simplicidade necessária para resolver o problema. Uma nova geração de geotécnicos recebeu os ensinamentos das soluções simplificadas como se as equações expressassem a realidade, e as dispersões se devessem a possíveis erros, tudo sem estar acompanhada de ênfase adequada nas hipóteses; assim a simplicidade racional das racionalizações acabou por seduzir, e por suprimir toda a humildade perante a Natureza.

b) Coeficientes de empuxo em repouso $K'o$, argila amolgada e indeformada

Um segundo exemplo que escolho para discutir diz respeito à sugestão de que em argilas "típicas" normalmente adensadas, a equação convencional $K'o \approx 1 - \sin \theta'$ seja substituída pela regressão linear $K'o \approx 0,44 + (0,42) \frac{I_p}{100}$ para a gama $20 < I_p < 80$, e isto essencialmente sem distinguir em função do estado "amolgado" ou "indeformado" (fig. 4B).

Em primeiro lugar seria desejável substituir a dicotomia amolgada indeformada - por valores variáveis de Sensibilidades parciais $S_{p, e}$, e, na medida do possível, aplicar ajustes pelas qualidades variáveis de amostragem-ensaio através de algum procedimento de extrapolação buscando uniformizar para uma condição nominal que pudesse representar o comportamento do elemento de solo intacto (Memo I, Fig. 3). Presentemente dirige-se cada vez maior atenção à importância do comportamento do elemento intacto in situ sob pequenas deformações específicas, por causa das reconhecidas frustrações com que se defrontaram todas as tentativas de previsão de pequenas deformações das obras geotécnicas. Ademais, reconheçamos que para a aplicação de nossa "experiência" de projetos anteriores, teremos que fazer todo o esforço possível para ajustar os parâmetros geotécnicos citados, conforme tenham sido deduzidos das condições de amostragem-ensaio inextrinavelmente diferenciadas através do tempo em regiões distintas. O esforço para o aprimoramento das técnicas de amostragem e ensaio tem sido intenso e persistente: assim um dos erros de julgamento que se reconhece ser inaceitável é o de se presumir que possam ser associados num mesmo universo estatístico os dados de resistências e deformabilidades de uma dada argila (ex. a de Londres) segundo publicados num trabalho de 1952 e num trabalho contíguo de 1982.

Em condições de descarga (ou de empuxos ativos) podemos nos encontrar do lado conservador se empregarmos conclusões de obras associadas aos dados dos anos 1950 ou 1960, mas ipso facto estaremos trabalhando contra a segurança nas situações de carregamentos (ou de empuxos passivos): em tais casos os comportamentos teriam sido correlacionados com resistências erroneamente baixas e deformabilidades erroneamente altas, e assim com a melhora dos parâmetros associados a amostras modernas melhores, seremos induzidos a um ciclo de dimensionamentos mal sucedidos.

De qualquer forma, existem repetidas indicações que não deveríamos aceitar cegamente a hipótese $\theta'_{ind} \approx \theta'_{amolg.}$; e todos os fatores fortemente afetados por compressibilidade sob cisalhamento (u_{rur} , etc) serão inexoravelmente bem diferentes nos estados indeformado e amolgado. Assim, como não estranhar que um parâmetro in situ indeformado (em repouso) possa ser correlacionado com um índice estritamente empírico (I_p) do solo totalmente amolgado, e que ademais se postule não ocorrer em tal parâmetro qualquer efeito da diferenciação radical indeformada-amolgada, nem mesmo nas argilas - extremamente sensíveis? (Fig. 4B).

A questão não é acadêmica, e sim da maior importância prática: citando Wroth, 1975, Relatório do Estado-da-Arte "Medições in situ de tensões iniciais e de características de deformação", Conferência ASCE, "focaliza-se a atenção sobre a incerteza relativa a toda e qualquer medição de laboratório de $K'o$ (coeficiente de empuxo de terra em repouso) e sobre a dificuldade em se efetuar medições corretas in situ, no campo". Limitemo-nos portanto humildemente a consideração tão somente de argilas amolgadas.

Já existem, no presente, muitas soluções analíticas propostas, além de equações estritamente empíricas formuladas, e mesmo algumas deduções que empregam indiscriminadamente uma mistura de equações analíticas acopladas com as correlações empíricas correntes entre parâmetros unitários. A sugestão complementar ora submetida (Fig. 4B) pre

tenderia meramente mostrar que os mesmos dados citados em publicações recentes continuariam a plotar muito satisfatoriamente relativamente a regressões não lineares que estariam mais afinadas com as tendências teóricas bem reconhecidas. Começamos por adotar relações exponenciais de exatidão de β' em função de I_p tais como tem sido intuitivamente aceitas (Fig.6), e mesmo corroboradas experimentalmente, não-obstante a grande dispersão perfeitamente compreensível e justificável (demais parâmetros razoavelmente intervenientes). Procuramos também não menosprezar as indicações relativas aos valores extremos dos parâmetros supra inter-relacionados, tais como o valor de $K'o$ normalmente adensado $\approx 1 - \text{sen } \beta'$ correspondente a $\beta' \approx 30^\circ$ para $I_p \approx 5$, admitido, e correspondente a $\beta' \approx 5^\circ$ para um $I_p \approx 350$ admitido para bentonita-sódica, e, finalmente a tendência presumidamente assintótica ao valor $K'o \rightarrow 1,0$ para $\beta' \rightarrow 0^\circ$. A conceituação básica é a de que não devemos sacrificar o reconhecimento intrínseco de $K'o$ (normalmente adensado, em "repouso", presumivelmente respeitando condições de elasticidade) como tendo sido gerado em função de tensões cisalhantes e portanto incorporando um coeficiente de segurança com relação aos limites da resistência ao cisalhamento.

Assim, resumimos na Fig.5 uma indicação de métodos pelos quais os que se dedicam à prática profissional adiantam hipóteses de trabalho com base no conjunto de teorização presumida aceita, acoplada a um pouco de observação pragmática. No topo (fig. 5A) resumem-se as equações encontradas repetidamente em livros de texto. Mediante a comparação direta da expressão simplificada $K'o(nc)$ com o critério de rutura Mohr-Coulomb, sugere-se que as condições $K'o$ estão associadas a um fator de segurança $FS \approx 1 + \text{sen } \beta'$. Assim, a variação do $K'o(nc)$ com I_p deveria ser correlacionada com a de $\beta' = f(I_p)$. Por sinal, parece bastante razoável que condições $K'o$ se considerem associáveis a um $FS = 1,5$ para um material de $\beta' = 30^\circ$, pois é frequente observar-se em tais materiais um comportamento linear tensão-deformação até cerca de 2/3 da tensão máxima desviatória de rutura: observe-se porém que para materiais de baixo β' chegamos à conclusão desconcertante e ilógica de que a condição de "repouso" (admitida-elástica) prevaleceria até coeficientes de segurança bem menores (Figs: 5A, 5B, 4C).

Poderíamos brincar um pouco mais ao longo da mesma linha de raciocínio, agora para valores $K'o(OCR)$ associados a diferentes condições de relação de sobreadensamento OCR. Numa argila preadensada começaríamos por considerar a envoltória completa de resistência, incluindo o trecho com coesão; a seguir poderíamos arbitrariamente manter constante a relação FS admitida entre a condição "de repouso/elástica" e as tensões de rutura da envoltória; assim poderíamos determinar trigonometricamente a faixa de coeficientes $K'o(OCR)$ possíveis ao longo do trecho do preadensamento.

Quanto aguardaremos para que alguma pesquisa laboratorial questione o grau de aplicabilidade de tais hipóteses de trabalho? Não estaríamos nós sofrendo do fato de que muita da pesquisa realizada em instituições mais ricas tem dispensado a necessidade de começar por formular uma hipótese de trabalho; sobre a qual programar os ensaios, inclusive com a gama de variação indispensável para a dissecar, e comprovar ou expor. Mais uma vez, para comparar diferentes argilas aplicaríamos raciocínios semelhantes aos valores de β' diferenciados em função de I_p (reconhecimento atual, embora parco). Obviamente na contra-arguição verificaremos que outros parâmetros e mesmo raciocínios aparecerão interferindo como mais dominantes. O que estarece porém, é nos perguntarmos como podemos ficar docilmente satisfeitos, sem sequer questionar "o método em nossa loucura" (Shakespeare)? (Figs. 4C, 5C).

c) Resistência não-drenada, coesão

Um dos parâmetros-índice do maior interesse para a Mecânica dos Solos primitiva era a coesão das argilas. Materiais muito argilosos eram automaticamente associados a coesões elevadas; a coesão da época era tomada como aproximadamente metade da resistência à compressão simples. A seguir vieram os ensaios triaxiais rápidos - rápidos (UU ou Q) e os adensados-rápidos (CU ou Q), visualizados com o fito de recuperar uma parte da coesão que se reconhecia ter-se perdido inexoravelmente nas aguras da amostragem-ensaio, através: a) do alívio da pressão total; b) da perda da pressão de (pré)adensamento.

Inevitavelmente advieram os avanços da pesquisa de resistência triaxial ao cisalhamento, passando a relacionar-se a resistência não-drenada diretamente à pressão de (pré)adensamento. Enquanto isto foi proposta uma "correlação" estritamente empírica, que foi de tal utilidade para inúmeros problemas práticos que passou a ser repetida - por toda parte; foi uma relação de C_u com p_a , intervindo em tal correlação simplória

apenas o índice I_p . Argilas eram automaticamente relacionadas com "plasticidade", e portanto era preconicionado admitir-se a quantificação do grau de argilosidade com o índice de plasticidade (o indicador da plasticidade). Curiosamente as equações empíricas são de tal natureza (cf. Fig. 8B) que quanto mais alto o I_p maior deveria resultar a coesão para uma mesma pressão de adensamento.

Muitos foram os geotécnicos que já dedicaram algum questionamento quanto à tendência postulada, que pareceria ser diretamente contrária à que seria previsível em função da teorização convencional corrente: entre outros devemos citar Bjerrum e Simons, 1960, na Conferência de Pesquisa de Resistência ao Cisalhamento, Boulder. As tendências deduzíveis a partir da teorização convencional estão refletidas nas Figs. 6, 7 e 8. O que seria a explicação pela discrepância?

As primeiras suspeitas e questões seriam levantadas com relação aos valores de C_u e de p_a usados, especialmente se foram obtidos de amostras ditas "indeformadas". A questão está em hibernação enquanto a correlação encontra uso frequente na prática. Para um dado valor de limite de liquidez W_L existe uma grande gama de valores de I_p possíveis (gráfico de plasticidade). As deduções simplísticas apresentadas nas Figs. 7 e 8 tem por finalidade mostrar a importância de se investigar regressões de su/p_a com relação ao par de parâmetros de plasticidade (W_L, I_p). Admitimos para tais deduções - que podemos atribuir tendências intuitivas da provável interferência do segundo parâmetro, até o presente nunca incluído nas correlações citadas na bibliografia, $C_c = f(W_L)$ e $\beta' = f(I_p)$.

No gráfico da Fig. 8A concluiríamos que ao redor da linha-A a resistência não drenada su no limite de plasticidade W_p variaria ao redor de 8 kg/cm^2 (um valor aparentemente demasiado elevado de acordo com a experiência geral), e que valores tão baixos quanto $1,7 \text{ kg/cm}^2$ (Wroth e Wood, 1978) deste valor su no W_p só poderiam corresponder a argilas de muito baixa plasticidade, bem abaixo da linha-A. Enquanto isto, na Fig. 8B vê-se que ocorreria apenas uma pequena gama de coincidência de su/p_a com C_u/p_a , isto é para argilas ao redor da linha-A com (W_L, I_p) de cerca de (100,60); para a maioria das combinações de (W_L, I_p) viáveis, ocorreria uma diferença bem grande entre C_u/p_a e os valores de su/p_a simplisticamente deduzíveis.

Porque é que as argilas acima da linha-A são "gordas" e "difíceis de esmagar"? Suspeitamos que a razão pela qual tendências teóricas presumidas resultam invertidas, pode estar no fato de que C_u é mais fortemente influenciado por "tensões intersticiais" do que imaginamos segundo nosso modelo mental. Ademais da tensão capilar (pressão neutra negativa) podem intervir atrações e repulsões mineralógicas intercoloidais que ajudem a reter a energia de compressão. Possivelmente um índice quantitativo de tal tendência possa advir da análise do laço de histerese entre os C_c e C_e de cada material. A área de tal laço não pareceria aumentar consistentemente na direção do aumento de C_c (e portanto de W_L e/ou I_p) mas aparentaria ter uma forma de tijela passando por um mínimo em condições moderadamente silto-argilosas.

Quanto tempo aguardaremos para que tais questões venham a ser investigadas e clarificadas?

d) A Teoria unificada-simplificada proposta para os índices de plasticidade das argilas

Tem-se recorrido a conceitos derivados da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos para se propor uma teorização para a significância dos teores de umidade dos limites de liquidez e de plasticidade das argilas (amalgadas)...(cf. Wroth e Wood, 1978). De fato, como os ensaios dos limites de Atterberg tem sido justificadamente criticados - como ensaios-índice grosseiramente empíricos, captura-nos a imaginação ver que dois valores absolutamente independentes possam ser aproximadamente relacionados através de alguma teoria unificada. Assim se encontra a proposta de que "os parâmetros-índice de plasticidade sejam logicamente redefinidos simples e diretamente em termos da resistência não-drenada do solo", e que "seja adotada a racionalização para a redefinição do limite plástico como o teor de umidade que gera um aumento centuplicado (100 vezes) da resistência ao cisalhamento associada ao limite de liquidez".

Como é maravilhoso que as intuições de há tantas décadas, Atterberg 1911, tenham encontrado apoio na lógica fria da resistência ao cisalhamento, num modelo geomecânico tão moderno quanto o da teorização dos estados críticos da argila *Cum-clay*! E no entanto, perante as necessidades da engenharia cotidiana, estaremos nós realmente avançando a prática profissional através da proposta da supremacia da lógica de um parâmetro-único como substitutivo pelos ensaios de "classificação" da plasticidade no

minal ?.

Se examinamos um pouco mais detidamente, comprovamos que as deduções lógicas dependem fortemente de simplificações admitidas e de condições médias (cf. Mello, Sydney, 1979) e são geradas em função do complexo de desejo por uma teoria unificada de comportamento. Seria realmente constante a resistência não-drenada das argilas no limite líquido, s_w ? Definitivamente não (Youssef et al, 1965; Wroth e Wood, 1978); a variação de 25 para 13g/cm² para $30 < W_L < 180$ seria pequena, em resistências, mas não nas porções respectivas; e aparentemente tal variação é consistente. Seriam as "resistências" indicadas pelos ensaios W_L e W_p realmente nada mais do que as resistências ao cisalhamento não-drenadas sob condições diferenciadas de e e p_a ? Uma argila siltosa não sofre alguns efeitos dinâmicos no problema de "instabilidade de talude" configurado no ensaio W_L ? Não poderíamos antever que uma bentonita-sódio possa, ao contrário, evidenciar um efeito em sentido contrário de maior "resistência cisalhante efetiva" sob os "impactos" do ensaio ?.

Muitas questões de tal sorte poderão ser levantadas até que os profissionais geotécnicos adquiram confiança de que uma gama de variação adequadamente lata de tipos de argilas tenha sido abrangida pela elegante nova teoria, afim de decidirem passar o bastão na corrida de revezamento de teorias em competição.

Porém, o principal ponto que nós nos permitiríamos levantar concerna especificamente o intuito. Será que nós não reconhecemos que a "personalidade plástica" (mesmo a molgada) dos solos argilosos é representada por uma grande variedade e número de "taxa"? Será que não se reconhece que identificação e classificação tem por intuito salientar as "taxa" diferenciáveis? Então, a demonstração de que uma única teoria matematicamente simplificada possa descrever "todas as argilas" não seria uma intenção diametricamente oposta à de identificação e classificação de diferenças?

Definitivamente deveremos pretender aprimorar as técnicas de ensaios para diminuir os erros erráticos; mas nunca pretendamos suprimir as diferenças consistentes, não importa quão pequenas. Minha busca e queixa (cf. Sydney, 1979) quanto à Carta de Plasticidade como um retrato de solos diferenciais é a de que o gráfico está mal concebido, porque comprime todos os solos numa moldura demasiado apertada.

De novo, não podemos senão enfatizar o quanto há de campo para trabalho e desenvolvimento, mesmo num problema tão básico.

4.3. Correlações pseudo-estatísticas, e as necessidades da engenharia

É muito importante na engenharia o lugar das CORRELAÇÕES como sequência ao em prego de RECEITAS para as soluções de trabalho. RECEITAS fornecem as SOLUÇÕES GUARDA CHUVA do lado seguro, fazendo-nos exercer a decisão e a ação da engenharia de uma forma de garantir que a solução seja melhor do que "o mínimo necessário". Este o motivo pelo qual tenho enfatizado que na Engenharia Civil e Geotécnica, a experiência é acumulada principalmente da "maioria silenciosa de casos" que não convidam a qualquer publicação; assim, não devemos nos desiludir demais com nossa relativa incapacidade de prever o que deve ou deveria acontecer, porquanto geralmente é suficiente prever o que não irá acontecer. Todavia, a economia na Engenharia Civil, e principalmente na Engenharia Geotécnica, é de importância crucial para a sociedade e seu custo de vida; o que mais importa são os primeiros custos, e os primeiros custos enterrados, que a tuam como o primeiro prêmio de seguro sobre tudo o que sobre eles se apoia daí para cima e daí em diante.

Assim temos a importância das CORRELAÇÕES: estas devem nos ajudar a avançar mais perto das fronteiras da impunidade, através de uma melhora da capacidade de antevermos o que provavelmente deverá acontecer.

Obviamente correlações tem que ser estatísticas. A Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica tem progredido a tal reconhecimento apenas muito lentamente. Porém, mesmo com relação às aplicações de estatística que já se difundem, poderemos nós realmente nos complacermos de estamos deduzindo e empregando as correlações estatísticas de uma forma satisfatória?

A resposta mais geral é um ribombante NÃO. As aplicações estatísticas via de regra nem convencem aos entendidos em estatística (matemática) nem satisfazem quer aos geotécnicos experientes quer aos jovens que busquem apoio para aquisição de experiência. Os experientes via de regra conseguem estimar as "probabilidades prévias" (Bayesianas) e "probabilidades posteriores" (Método Observacional de engenharia geotécnica quantificável) tanto de parâmetros significativos como dos resultados calculados, den-

tro de faixas de incertezas mais apertadas do que se depreende das publicações e dos "dados" nelas oferecidas; os jovens geotécnicos se encontram via-de-regra perante grande dificuldade ante a necessidade de tomarem decisões de responsabilidade a despeito de faixas tão largas de dispersões.

Publicações recentíssimas são prolíferas no fornecimento de equações de regressões e gráficos tais como os que selecionamos a esmo (Figs. 9,10,11) para reprodução, apenas para ilustrar uns pontos básicos de discussão genérica. Limitamo-nos a frizar os seguintes quatro pontos sobre tais "regressões a esmo entre parâmetros-unitários".

a) Em grande número de casos as dispersões são muito maiores devidas aos dados-de ensaios do que ocorreriam em situações reais da natureza. "Natura non facit saltus" as erraticidades da natureza geralmente não são radicais, tendem a seguir variações moderadamente gradativas (Note-se porém, que quando a geologia apresenta uma descontinuidade abrupta, ela não é aleatória, não é uma dispersão, e sim um efeito definitivo de uma causa determinística... mesmo que nós em determinado grau de conhecimento não o tenhamos suspeitado ou reconhecido). Por outro lado, por causa da escala diminuta da maioria dos ensaios geotécnicos, e por causa da capacidade destrutiva de homens e suas máquinas, os ensaios costumam sofrer e apresentar variações bem mais erráticas do que as finalmente observadas nos protótipos.

Para ilustrar tal fato bastará apenas referir-se aos dados reproduzidos de publicações notáveis, e bem representativos das dispersões de comportamentos de sapatas sobre areias (Fig.13) e/ou de parâmetros de estacas perfuradas e cravadas em horizontes dos mais completamente investigados do mundo (Figs.14,15). As dispersões parecem francamente frustrantes. Todavia, a maioria silenciosa das fundações, bem sucedidas a despeito de investigações e pesquisas muito menos meticulosas não confirmariam as probabilidades tenidas de recalques diferenciais acentuados.

b) Praticamente a maioria das publicações fornecem as equações das regressões a penas entre as médias dos valores de X vs.Y. O mínimo que poderia e deveria exigir-se como complemento é que fossem e sejam fornecidas as faixas de confiança (%) ao redor das médias. Uma RECEITA só pode ser interpretada como recomendação de um limite inferior ou superior, conservativo, a empregar com grande porcentagem de confiança; portanto, sempre que quizermos substituir uma RECEITA por uma CORRELAÇÃO, logicamente deveremos empregar uma equação de um limite superior ou inferior de uma faixa de % de confiança. (cf. indicação na fig.9)

Ademais, é deveras importante distinguir em conceito entre tais faixas de confiança em torno de médias, em comparação com as faixas de % de confiança para eventos unitários. Para um engenheiro incumbido da construção de 1000 casas populares para venda ulterior, será bastante apropriado trabalhar com faixas de confiança ao redor de médias; lamentavelmente porém, para o engenheiro responsável pela construção isolada de uma só casa para determinado cliente, seria absurdo discutir-se o que quer que fosse senão as probabilidades de um evento individual.

c) Por motivo de inúmeros fatores, incluindo os supra citados, observa-se com preensivelmente que um determinado grupo de investigadores especialmente dedicados tem se esforçado por coletar grandes números de dados na esperança de melhorar correlações. Se o universo estatístico fosse razoavelmente assegurado de ser constante, o aumento considerável de dados indiscutivelmente ajudaria, mas isto principalmente com respeito a médias e faixas de confiança de valores médios. Porém é absurdamente utópico admitir que universos estatísticos representados por apenas um par de parâmetros não incorporem outros parâmetros significativos que tornarão o universo tão variável de local a local que cheguem a restringir seriamente o justificado proveito de qualquer correlação. Por exemplo, se tentamos correlacionar valores de CPT ou SPT contra dados de provas de carga de placas, indubitavelmente encontraremos que as interferências de variações de precompressões OCR e de coeficientes K'o etc. de local a local aumentarão a dispersão de pontos individuais ao redor da regressão média ao invés de diminuí-la.

d) Finalmente, devemos ressaltar que cada correlação de trabalho específica a um local inevitavelmente tende a se tornar espúria quando transplantada para outros locais, por causa da impossibilidade de se inserirem ajustes para compensar pelos muitos outros parâmetros relativamente significativos que não se encontram explicitados. Nisto reside a mais frequente fonte de erro e de frustrações na engenharia geotécnica

atual. Se um autor tenha demonstrado existir uma razoável correlação $X = f(Y)$ em alguns locais e solos, outros geotécnicos poderiam bem aproveitar da indicação do tipo de correlação oferecida (se justificável), mas não deveriam passar a usar a equação específica (etc.) sem alguma tentativa(s) de aplicar coeficientes de ajuste, oxalá razoáveis. Lamentavelmente quanto mais sério e crente o geotécnico, tanto mais ele incorre na probabilidade de se tornar o instrumento de uma importação inquestionada de equações desadaptadas e não adaptáveis.

Haverá necessidade de se comentar a sedutora tendência do uso de gráficos log-log para linearizar regressões e para disfarçar as verdadeiras larguras das faixas de dispersões? (Figs.9,10,11).

5. APRECIÇÃO CRÍTICA DE ALGUMAS "SOLUÇÕES PRÁTICAS DA ENGENHARIA"

Como nosso interesse se prende à prática da engenharia geotécnica, limitar-nos emos à discussão de apenas uns poucos casos de ditames dominantes da prática corrente para avaliarmos o grau alcançado e a necessidade real de revisões candidas.

5.1. Núcleos argilosos de barragens terra-enrocamento. Plasticidade no núcleo

Reconhece-se e ressalta-se por todo lado que uma das preocupações principais de barragens de terra-enrocamento mais altas reside na possibilidade de fraturamento transversal do núcleo devido a recalques diferenciais, distorções. Ressalte-se que são esparsas as referências bibliográficas que frizam a verdade de que só nos preocupamos o fissuramento em tração (que só pode ocorrer junto ao topo, onde as tensões totais e efetivas são baixas) porquanto deslocamentos ao longo de planos cisalhantes geralmente tornam tal plano mais impermeável e não ao contrário: admitamos porém que tal restrição do âmbito do problema seja do conhecimento geral. O requisito padrão qualitativamente citado para obviar ao problema é o do emprego de um "núcleo plástico".

É este um exemplo, patente e importante, de algumas das confusões que devem ser expurgadas, frequentemente geradas meramente a partir de associações irracionais de termos quando um termo é definido vagamente (Fig.12).

O que realmente se deseja é um "comportamento plástico" sob tensões confinantes baixas, isto é, a capacidade de sofrer grandes deformações específicas sem "fissurar" isto é, "sem abrir fraturas de tração".

Uma primeira associação questionável de palavras ocorre com a transformação do requisito supra para um comportamento de grandes deformações específicas até a ruptura em ensaios triaxiais: questionável, porém aceitamo-la porque na comparação entre curvas tensão-deformação "friáveis" vs. "plásticas", é nas primeiras que tende a ocorrer o fissuramento aberto.

É no próximo passo da sequência de raciocínio que se depara com a confusão chocante, pois o comportamento plástico é confundido com o índice de plasticidade. Este índice representa uma potencialidade, a essência do "ser" de um solo argiloso, a gama de variação de teores de umidade dentro da qual o solo pertence ao denominado "estado plástico". Em contrapartida, a meta diz respeito a um comportamento plástico numa determinada condição (temporária), i.é. digamos, o "estar" plástico na umidade da compactação, digamos ao redor da umidade ótima da compactação Proctor. A experiência a qual sugere que nos solos de elevado I_p , a compactação de campo moderna tem que ser executada a umidades bastante inferiores ao "limite plástico" W_p por causa de problemas inerentes à compactação, traficabilidade, etc. Assim, segundo alguns dados (ex: Mello, ICOLD, Madrid, 1973) somente nos solos de valores intermédios de I_p , (aproximadamente $7 < I_p < 22\%$) é que existe a tendência a que as umidades ótimas de compactação Proctor tendem a ser mais úmidas do que o respectivo W_p . Ressalta-se que não se pode comparar as duas umidades em casos de solos com significativa fração de inertes entre as peneiras nº 04 (retirada no ensaio Proctor) e a nº 40 (excluída nos limites de Atterberg).

De qualquer forma, não há qualquer lógica nem remota na associação de palavras-entre índice de plasticidade e comportamento tensão-deformação plástico na umidade de compactação do aterro(fig.12).

5.2. Sapatas e fundações rasas sobre areias

Embora se reconheça generalizadamente que recalques em areias são muito menores do que os de solos argilosos, espalhou-se o reconhecimento generalizado de que no ca

so de fundações rasas sobre areias, é o problema de recalques diferenciais que condiciona o projeto. Areias são frequentemente (nem sempre) associadas a depósitos mais turbulentos, e portanto erráticos, e, portanto, em tais casos (nem todos) os recalques diferenciais máximos quase não diferem dos próprios recalques máximos.

A engenharia de fundações vem se degladiando com o problema desde há muito, em dois estágios: a) Correlacionar ensaios-índice com "sapatas modelo", provas de carga sobre placas; b) estabelecer métodos de extrapolação de placas para sapatas, relações modelo-protótipo.

A Fig.13 (apud D'Appolonia et al.1968,1970) resume o estado da-arte que se pode afirmar constituir a melhor formulação oferecida até o presente ao engenheiro geotécnico projetista. Podemos nos contentar com uma gama tão lata de dispersões ?.

Sabemos que uma areia precarregada praticamente não expande quando descarregada, portanto um precarregamento tem que ter efeito marcante em reduzir recalques e recalques diferenciais. Obviamente, porém, os diminutos incrementos de densidades de cada elemento de solo dx, dy, dz não podem exercer influência perceptível sobre a resistência. Haveria então razão para se estranhar que um índice de resistência não possa facilmente refletir diminuições da compressibilidade? Admitindo mesmo que sejam apenas duas as incógnitas dominantes que influem (o arranjo grão-a-grão inicial refletido no ângulo de atrito, mais o precarregamento OCR), poderemos nutrir esperança de resolver duas incógnitas dispondo de apenas uma equação? Não deveríamos procurar melhorar nos meios para chegar a previsões de projeto através de perfilamentos diferenciais múltiplos, afim de empregar maior número de equações simultâneas, de maior sensibilidade, para resolver as incógnitas necessárias?.

5.3. Fundações por estacas

Os problemas de dispersões nas previsões de projeto não são menores no caso da maioria das fundações por estacas. Como exemplo oferecemos as Figs.14 e 15 reproduzidas de um relatório CIRIA, magnificamente documentado, sobre estacas nos estratos de calcáreo (giz).

Obviamente de novo uma parcela significativa da dispersão pertence aos ensaios; e, até certo ponto, no comportamento de fundações-protótipo, os fatores de segurança e os efeitos de média suscitados em grupos de estacas concorrem para gerar o grande número de casos bem sucedidos.

5.4. Túneis em terrenos moles

O progresso na engenharia poderá ser sintetizado na seguinte frase descritiva-explicativa: "fazemos primeiro, a seguir começamos a explicar e compreender, e enfim gradativamente precisamos e devemos quantificar".

Nada de estranho, portanto que durante 3 a 4 décadas os progressos da arte de construção de túneis (metrô, etc.) em solos, mesmo em condições de grande responsabilidade e eventual consequência, tenha progredido através de tecnologias engenhosas - sem recurso aos avanços da teorização paralela da Mecânica dos Solos. Não nos detemos neste assunto pois que foi objeto de um trabalho recente (Março 1981, Seminário-sobre Túneis) publicado em São Paulo.

Julgamos porém indispensável mencioná-lo sob o prisma de que uma das maiores autoridades da Mecânica dos Solos, R.B.Peck, atendeu em 1969 a uma solicitação muito especial, na elaboração do relatório do Estado-da-Arte sobre o assunto (Congresso Internacional, ISSMFE, México). Pois lembremo-nos do estado adiantado a que chegara a Mecânica dos Solos em comprovar a absoluta necessidade de entender e formular todos os problemas da engenharia geotécnica em função de pressões efetivas e comportamentos de resistência expressos em tais pressões (Conferência de Boulder, 1960). De que forma foram formuladas as principais recomendações de projeto (NECEITAS) em 1969, i.é 46 anos após enunciado o fertilíssimo dogma da equação de pressões efetivas de Terzaghi?

Consideremos sumariamente os dois principais problemas que condicionam o projeto e a construção de túneis em terrenos menos consistentes.

a) Estabilidade da face

O problema da estabilidade da face que anteriormente (c.1946) era apenas qualitativamente estimado em função de intuições de um "tempo de auto-suporte" já havia evoluído ao ponto de se formular um Número de Estabilidade relacionado com a coesão não-drenada C_u , pois já havia inúmeras formulações de "estática" de escavações verti

cais demonstrando que sô seriam estáveis solos com coesão. Esqueceu-se o fenômeno transitório de uma estabilidade de curto prazo (tempo de auto-suporte). Realmente, por tanto, o modelo teórico, imaturo, só serviu para retardar o processo de análise de situações realísticas. A pseudo-formulação de equilíbrio estático só pôde basear-se em pressões totais, obrigando a cometer uma afronta à engenharia geotécnica que já na época contava com uma vintena de anos de consagrada demonstração de como levar em conta o lençol freático, as redes de percolação, e as pressões neutras, no assunto paralelo de empuxos sobre muros de arrimo. Não se vislumbra portanto como considerar solos arenosos, nem solos genéricos de envoltórias com coesão e atrito; nem, em particular, se pode fazer jus a benefícios de drenagens apropriadamente programadas, caso que o engenheiro de túneis bem sabe ser o ponto chave da questão. Finalmente o próprio benefício da pressão de ar comprimido só pode ser levado em conta através da hipótese de uma força de superfície aplicada sobre membrana.

Examinando pormenorizadamente os casos aduzidos por Peck para "comprovar" o Nível de Estabilidade, deparamos com a surpresa de que para os perfis de subsolo as condições de lençol freático e de drenagem para a própria face do túnel nem são citadas. Não teria cabido, na época, ao mínimo mencionar que as análises apropriadas deveriam fazer-se através de equilíbrios baseados em pressões efetivas, portanto, tendo em conta as condições de pressões neutras, mas que perante a incapacidade (transitória) de tal teorização se recorria ao menos a uma formulação como hipótese de trabalho, baseada em pressões totais, sendo resistidas pela "coesão" (e que em solos genéricos algo semelhante à resistência ao cisalhamento in situ poderia ser tomado como equivalente a uma coesão aparente, transitória)?

Já hoje estamos saindo da condição de retardo acima mencionada. Quanto tempo de morará, porém, até que os geotécnicos jovens menos corajosos ou mais influenciados pelas palavras de "autoridades" consigam reconhecer que a formulação de Peck-1969 não passava de uma receita bem intencionada, porém demasiado grosseiramente caseira?

Considerando o trabalho já publicado em nosso meio, limitamo-nos a apresentar apenas uns desenhos ilustrativos (Fig. 16 a 24):

a) de que o traçado de redes bidimensionais de fluxo para a face (admitida extensa na terceira dimensão) teria sido fácil; b) alguma análise super simplificada de eventuais superfícies de escorregamento em condição bidimensional teria sido possível, e uma obrigação para enunciar o conceito e o caminho, por comparação com o que na época se fazia com relação a taludes, a empuxos sobre muros de arrimo, e mesmo a capacidade de carga de fundações; c) a seguir teria cabido aplicar "coeficientes de ajuste" do caso bidimensional para o tridimensional, tanto para as redes de percolação como para a estática do equilíbrio-limite, tal como sempre se fez na engenharia civil e geotécnica, e ainda hoje persiste nas fórmulas de capacidade de carga (e se incorpora subrepticiamente nos coeficientes de segurança FS no caso de taludes e de empuxos). Em fim, finalmente, achamos indispensável ressaltar a figura (20) na qual está tabelada em ordem de grandeza a enorme diferença que faz, nos diversos casos, ter-se em conta de alguma forma, por preliminar que seja, as condições de água do subsolo e de drenagens.

Cabe ainda um comentário final sobre o problema da estabilidade da face, no que tange ao aspecto inexoravelmente associado dos recalques. Como é bem sabido, as deformabilidades aumentam significativamente à medida que decresce o FS; de fato, a rutura final nada mais é do que a condição limite de deformações exageradas. A pseudo-formulação com que se contentou o estado-da-arte em 1969, e que ainda persiste, peca não só perante o problema da estabilidade da face, mas também, ipso facto, perante a coleta interpretativa de dados sobre recalques produzidos pela perfuração de túneis. Não temos conhecimento de quaisquer dados de provas de descarga-deformação de placas verticais encostadas contra faces escavadas (análogas a observações de convergências de diâmetros de túneis). Quando tais dados vierem a ser coletados poderão bem ser plotados de forma análoga ao que foi feito na Fig. 22 onde resumimos os dados (inversos) de provas de carga de placa rotineiramente executadas para casos de fundações diretas nos solos de São Paulo. Serve apenas de lembrete ilustrativo: já que nos problemas em questão é frequente recorrer-se a formulações da teoria de elasticidade, seria lógico oferecer-se ao geotécnico, praticamente, alguma idéia de como decrescem os módulos de elasticidade à medida que decresce o FS perante a rutura eventual.

b) Previsão da tijela de recalques

Perante este segundo problema primordial do projeto de túneis em zonas urbanas, postulamos que a RECEITA oferecida por Peck poderia ter servido por algum tempo, mas teria que ser prontamente afastada in limine, por prejudicar a condição de coleta de experiência quantificável.

Para coletarmos dados, precisamos possuir um modelo mental; no caso, precisamos afastar in totum urgentemente a associação da tijela de recalques a uma curva de Gauss, pois tal modelo mental não está associado ao mínimo de teorização e assim passa a constituir um beco-sem-saída, sem qualquer fertilidade de idéias. Constitue mais um exemplo de coleta de dados estatísticos e de regressões a esmo.

A presumida curva Gaussiana é realmente a curva de deslocamentos pseudo-elásticos e/ou plásticos dentro do maciço semi-infinito. É indispensável incorporar os bem reconhecidos parâmetros geotécnicos intervenientes (incluindo as condições de percolação de água subterrânea), mesmo que de alguma forma simplificada. A hipótese da curva Gaussiana decorreu de uma formulação de Litviniszyn que procurou analisar o problema - de colapso de uma cavidade (subterrânea) em loess admitindo que o loess (fissurado em cubos) se comporte analogamente a um conjunto de esferas rígidas de diâmetro igual, no qual uma(s) esfera(s) do interior fosse(m) removida(s).

Dadas as hipóteses físicas e matemáticas, não podia deixar de resultar uma solução probabilística, Gaussiana: o resultado era matematicamente inevitável. Porém, o que é que isso tem a ver com solos e túneis em solos? Dois ou mais fenômenos que sob hipóteses idealizadas levem à mesma equação, não passam, por tal motivo, a ser fenômenos iguais nem semelhantes.

O fato mais curioso é que a promoção da RECEITA infeliz da curva Gaussiana predomina no meio das mesmas empresas Projetistas que são as primeiras a insistir em análises por elementos finitos para o mesmo problema a qualquer momento em que a forma da cavidade diferir da circular e/ou haja oportunidade de ressaltar a importância de tensões internas no maciço (em Mecânica das Rochas: e porque não também dos Solos?).

O caso de túneis é interessante em comparação com os demais mencionados. O estado de Receitas grosseiras estendeu-se até uns anos após o advento, intensamente difundido pela indústria de Computação (1966-70), das análises por elementos finitos em que cada caso é sofisticadamente tratado como distinto de todos os demais. Assim ocorreu, e lamentavelmente persiste, que este campo profissional, importantíssimo, ficou privado de uma fase fundamental para o aprimoramento de coeficientes de ajuste (estatísticos) de CORRELAÇÕES a aplicar em decisões de projeto: isto porque não se permitiu coletar dados de histogramas de razoável sentido teórico-prático, de comportamentos - aquém-rutura ao longo de cada túnel (como universo estatístico distinto) enquanto variavam os parâmetros teorizáveis. Reconhecendo tratar-se de um tipo de obra em que são fortemente condicionantes os efeitos construtivos ("execution effects") o raciocínio do pesquisador imporia liminarmente que se buscasse excluir a interferência não quantificável de tal fator através da prática indiscutível de mantê-lo constante (i.é., obter dados em cada túnel, com seu equipamento e processo executivo constante, examinando a variação, ao longo da longitudinal, dos fatores analíticos de 1º grau de aproximação, FS, u, E, etc. que refletem a interveniência dos parâmetros geotécnicos). Ao invés disto o que é que se passou a fazer, face à RECEITA supersimplificada, autoritativa, em época tecnológica anacrônica?

Passou-se a extrair um dado (um ponto gratificado !) de cada túnel, um de Chicago 1938, um de Londres 1938, um de Londres 1965, e assim por diante, todos para o mesmo gráfico: tal tipo de pseudo-estatística leva a qualquer resultado que se desejar, pois é análoga à coleção de qualquer índice a esmo (ex: relação de altura para peso de todas as espécies bípedes do mundo).

Sem dispor de qualquer índice mensurável (nem de ensaio sugerido para tal) de auto-suporte (vs. tempo) para os solos diversos, nem qualquer associação a condições de instabilidade de face e de circunferência aliviadas, nem qualquer associação a deformabilidades sob alívios de tensões admitidos, é óbvio que vislumbrar condições de progresso em previsões de projeto constitui franca ficção.

A engenharia engenhosa continua realizando e desenvolvendo, sob compreensão de tendências inexoráveis de comparação do que seja favorável com o que seria deletério: de novo, parte-se primeiro da decisão do que fazer; mas fica remota a possibilidade de prever o quanto compete exigir para cada resultado admitido necessário.

5.5 Comportamentos de solos residuais e rochas sãs, compactados em barragens

Considerando o emprego cada vez mais difundido, necessário e exigente, de aterros argilosos e de materiais pedregosos compactados em obras de terra, e a necessidade de se antever os comportamentos previsíveis em função da qualidade do material de empréstimo (tipo de solo) e das condições de compactação a exigir nas especificações construtivas (condições do solo, definidas em função dos parâmetros de compactação) submeto um resumo crítico de ponderações decorrentes de ensaios e de observações in situ de obras de aterros compactados, incluindo principalmente as barragens de terra-enrocamento e os grandes volumes de terraplenos compactados para indústrias.

Uma análise bibliográfica, extensa, revela que historicamente sempre se considerou o solo compactado como um material homogêneo de propriedades melhoradas, essencialmente em analogia à comparação de areias densas vs. areias fofas. Tal modelo mental ainda perdura na grande maioria das situações quer de projeto, quer de pesquisas laboratoriais, quer de interpretações de observações de campo. Assim, por exemplo os principais parâmetros geotécnicos num solo compactado são pesquisados e definidos (ex: c , c' , ϕ , ϕ' , B , E) para todos os estados de tensão dos elementos de solo como se referindo ao mesmo material, homogêneo, seja denso (compactado) seja mais fofo (menores graus de compactação).

Atualmente podemos afirmar que um modelo mental mais realístico, e único aceitável no grau de precisão aprimorado a que chegamos e as obras atuais exigem, é bem diferente. Um solo compactado é um solo pré-comprimido, pré-adensado até uma certa pressão (dependendo do rolo, da energia de compactação, do grau de compactação, etc.) e portanto incorpora alguns aspectos fundamentais:

a) uma "pressão de pré-adensamento", e compressibilidades (e resistências) reconhecidamente diferenciadas nos universos estatísticos "abaixo da pressão de pré-adensamento", e, no trecho de compressão virgem, isto é, acima da pressão de pré-adensamento;

b) a diferenciação de tais comportamentos, pré-adensado e acima do pré-adensamento, depende obviamente da capacidade do solo de reter parte da energia aplicada de compactação (em função da histerese compressão-descompressão);

c) um elemento de solo num maciço compactado não só tem um registro de pressão máxima do pré-adensamento sofrido, mas também retem uma certa proporção desta, na forma de tensões residuais internas: isto é, o comportamento de um elemento de solo no maciço começa com um estado de tensões residuais inexoravelmente de pressão horizontal maior do que a vertical, e não como um corpo de prova triaxial corrente, com tensões desviatórias partindo da condição isotrópica inicial;

d) admitindo uma mesma energia de compactação, diferentes solos são relativamente "homogeneizados", em comparação uns com os outros, até a pressão de pré-adensamento, dependendo da histerese e do comportamento na recompressão. Acima da pressão de pré-adensamento, porém, prevalecem comportamentos mais diferenciados, de acordo com cada tipo de solo. O processo de compactação é obviamente um processo homogeneizador. Porém, ipso facto, um maciço homogeneamente compactado só se comporta como razoavelmente homogêneo até alturas inferiores às da pressão de pré-adensamento: em maciços de grande porte, a compressão devida ao peso de terra, mais significativa acima da pressão de pré-adensamento, torna inexorável o comportamento heterogêneo, variado com a profundidade, num maciço homogeneamente compactado.

Os ensaios convencionais de classificação dos solos (granulometria defloculada ao máximo, e limites de plasticidade do solo plastificado ao máximo) teriam duas bases de justificativa. Primeiro, em grande parte seriam aplicáveis como realísticos nos casos de solos sedimentares saturados recentes, nos quais cada partícula unitária erodida, transportada em suspensão, e sedimentada, teria tido condição razoável de desenvolver a contento sua própria liosfera, etc. Segundo, a engenharia civil tem muita razão em frequentemente adotar um procedimento de pesquisa da condição-limite, investigando não só a provável condição muito desintegrada e individualizada das partículas, mas também a condição de máxima desagregação, defloculação, e dispersão a que alcançaria.

Cabe ressaltar, porém, que sob circunstância nenhuma se pode ainda admitir as

práticas intrinsecamente erradas de preparo de amostras para ensaio empregando o secamento ao ar e destorroamento-peneiramento. Desde os primórdios de Mecânica dos Solos (década dos '30) são enfáticos e reiterados os trabalhos publicados mostrando a histerese de comportamento provocada por secamento-destorroamento na maioria dos solos (salvo nos totalmente inertes, tais como areias de sílica). Assim, como a intenção é sempre ensaiar o solo o tão próximo quanto possível a suas condições naturais, nunca se admite provocar no preparo das amostras alterações de umidade além do necessário para as próprias moldagens desejadas: quaisquer separações de fragmentos grosseiros são obrigatoriamente realizadas em condição úmida, usando os dedos para uma separação de passagem delicada pela peneira em questão. Muitas "Normas" de ensaio estão liminarmente erradas e inaceitáveis no tocante a pormenor tão simples e óbvio.

De qualquer forma, embora existam pequenas inconsistências internas, históricas, nos parâmetros-índice convencionais de classificação (granulometria e limites), como é inevitável em toda a tecnologia que avança rapidamente em função de significativo empirismo, inegavelmente tais ensaios e parâmetros atenderam e atendem a problemas de solos sedimentares recentes.

As investigações de caixas de empréstimo limitavam-se a determinações de umidade natural, para comparar com a umidade ótima de compactação.

Um grande avanço foi introduzido pela execução de ensaios tipo Hilf que (com as devidas correções por evaporações, etc.) facultam a determinação direta do desvio de umidade relativo à umidade ótima, sem incorrer nos erros de uma subtração de valores separadamente determinados: também gozam de vantagem de serem os ensaios utilizados na fiscalização da construção.

Ocorreu porém uma seqüência lógica muito relevante a enfatizar que o desvio de umidade é um índice demasiado indireto, insatisfatório para aferir a compactabilidade dos solos argilosos. O que se compacta é o ar dos poros (dependendo da pressão neutra do ar, por sua vez função do diâmetro da bolha de ar): os grãos e a água intersticial são ambos incompressíveis. Portanto o que mais interessa investigar diretamente é o Grau de Saturação S_r in situ (no empréstimo) e a porosimetria respectiva. O fato que trouxe este problema à tona foi o grande aumento da potência das escavadoras. Em quanto que anteriormente com equipamentos mais leves a exploração de empréstimos ficava restrita a solos de baixa consistência, fofos, porosos, modernamente é fácil escavar um solo denso, saturado, com umidade semelhante à do Proctor ótimo: em tal condição não se estaria compactando, e sim amolgando. É o que acontece em muitos dos casos de argilas rijas com elevado horizonte de saturação capilar, como parece corrente na Inglaterra.

Ressalte-se mesmo não ser incomum uma argila dura saturada encontrar-se no empréstimo com umidade in situ inferior à ótima de Proctor. Em tal caso a prática impenhada corrente mandará adicionar água para a compactação: mas o solo não deixará de continuar saturado, e será meramente amolgado, e não compactado, passando inexoravelmente a gerar elevadas sobrepressões neutras construtivas (escola Inglesa).

No controle da compactação continuam a ser usados os índices da Porcentagem de Compactação $GC\%$ e de Desvio de Umidade $\Delta h\%$, enquanto que realmente o parâmetro fundamental de interesse será a Deformabilidade (Compressibilidade). Podemos provar facilmente que tanto os equipamentos de terraplenagem (pesados, modernos) como os de compactação, excluem a necessidade de investigar a resistência ao cisalhamento (em carregamento rápido, construtivo) do solo. O tráfego impõe uma condição de capacidade de carga de placa superficial que na maioria das situações modernas serve de pré-teste da adequação da resistência do solo compactado.

Interessa-nos, portanto, dedicar atenção prioritária aos problemas da compressibilidade dos solos compactados, em associação aos índices presumidos de $GC\%$ e $\Delta h\%$.

A conclusão inescapável, de primeiro grau de aproximação é que o índice de Compressão C_c de dado solo pode ser aceito como essencialmente constante para dado solo, independentemente de variações de parâmetros de compactação.

Parece perfeitamente compreensível que os benefícios da compactação sejam tão mais pronunciados quanto maior a histerese compressão-descompressão, e por tal motivo as rochas uniformes angulares são de litologia mais esmagável nos contactos de área infinitesimal devem assinalar pressões de preadensamento de compactação tão marcantemente quanto as argilas compressíveis insaturadas (Fig. 25).

Na Fig. 26 resumo os resultados de regressões da relação entre o índice de com

pressão C_c e o W_L , empregando resultados de ensaios edométricos sobre 168 blocos indeformados. Entende-se sem dificuldade porque é que nos solos (residuais, remanipulados) de elevado W_L o comportamento se distancia acentuadamente do caso (cf. Terzaghi Peck) de argilas sedimentares. Em parte julgamos que o fenômeno confirma a observação que reiteradamente consignamos, de que os solos de empréstimos mais argilosos não se encontram in natura numa condição "totalmente plastificada" (na qual ocorrem as argilas sedimentares); o solo de empréstimo, e a seguir o mesmo solo na condição compactada, não alcança nem remotamente tal condição, de desenvolvimento total das liosferas das partículas unitárias, corretamente associada a sedimentos saturados e implícita nos ensaios de W_L e W_p . Em parte cabe também ter em mente o fato de que a rotina de ensaio de W_L frequentemente incorpora a separação da fração arenosa (acima de determinada peneira), o que elevaria os valores de W_L , enquanto a compressibilidade C_c diminuiria.

Reconhecendo que a densidade aparente seca de Proctor é um excelente parâmetro de classificação do solo, com a vantagem de não depender da plastificação total, nem de volumes totalmente díspares de amostra com alguma separação de fração grosseira, resolveu procurar uma regressão direta de C_c em função de γ_d máx.

As regressões em função de γ_d máx. são muito melhores do que as referidas ao W_L (Fig. 27) a ponto de que, a nosso ver, perca interesse para o caso de classificação de materiais de empréstimos, a execução de ensaios de W_L . Ambas as regressões, usando apenas as curvas edométricas consideradas muito boas $C_c = 0,2542 (2,6688 - \gamma_d \text{ máx})$ e usando todas as curvas disponíveis $C_c = 0,2117 (2,70 - \gamma_d \text{ máx})$ indicam uma dispersão (comparem-se também os coeficientes de correlação estatística) um tanto quanto menor do que as regressões em função de W_L .

Como veremos adiante, as obras apresentam recalques bem uniformes; configura-se portanto que a maior parte da dispersão é de amostras e ensaios e não do comportamento médio do aterro. Merecerá interesse também o fato curioso de que as regressões puramente estatísticas indicaram uma condição fisicamente realística de que com uma eventual densidade aparente seca máxima equivalente à densidade dos grãos (portanto no limite de porosidade tendendo a zero) o índice de compressão se reduz a zero.

Correlações estatísticas decorrentes destes mesmos 168 blocos indeformados em saídos em compressibilidade edométrica permitem também avaliar as pressões de pré-adensamento de compactação em função do grau de compactação GC , com alguma variação em função do tipo de solo: os valores se situam em ordem de grandeza da ordem de 4 a 8 kg/cm^2 , perfeitamente justificável em função de transmissão de pressões aplicadas à superfície da camada. Só existem dados bibliográficos referentes a pressões aplicadas por pneumáticos; porém, cabe raciocinar que outros rolos, que provocam efeitos semelhantes (na densidade compactada) tem que ter aplicado tensões equivalentes em média.

Até o presente discutiu-se os parâmetros de compressibilidade deduzidos de ensaios laboratoriais sobre blocos indeformados dos aterros compactados. O que interessa, obviamente é estabelecer os coeficientes de ajuste para CORRELAÇÕES com comportamento de obras.

Aceitando a tese do pré-adensamento como função primordial da compactação resulta indispensável analisar os comportamentos pressão-recalque de uma forma que favoreça a determinação das pressões de pré-adensamento. É clássico o reconhecimento da Mecânica dos Solos de que a determinação da p_a só se torna evidente quando é usado o gráfico e vs. $\log \sigma$: bem se reconhece ser difícil em qualquer gráfico detectar ligeiras inflexões em curvas, enquanto que é fácil determinar um ponto como intersecção de retas não paralelas; este o sentido e mérito do uso convencional do gráfico semilog. Na Fig. 28 (a) plotamos em primeiro passo os gráficos semilog das deformações específicas (%) contra pressão nominal do aterro sobrejacente, empregando-se a rotina adotada em publicações internacionais, o valor σ_{nat} sobre o ponto como equivalente à pressão. Este cálculo porém é errado pois o acréscimo de aterro transmite pressões $1,2\sigma_{\text{nat}}$. Veja-se comparativamente as curvas em função de $1,2\sigma_{\text{nat}}$ na mesma Fig. 15 (A). Na Fig. 15 (B) procede-se a uma plotagem análoga empregando como pressão somente os valores mais prováveis $1,2\sigma_{\text{nat}}$ a partir de abacos da teoria de elasticidade, utilizando dados de um ponto em que o aterro na vertical respectiva salienta melhor as diferenças. Uma das consequências é obviamente favorecer ainda mais a determinação de p_a por tornar mais íngreme o "trecho virgem".

A outra função, de relevância prática muito importante, é corrigir impressões erradas de que ocorrem acentuados incrementos de recalques mesmo após cessada

a sobrecarga (isto é, cessada a subida de aterro na vertical sobre o ponto). Tal impressão levava a maiores preocupações quanto a "recalques secundários" (continuação por longo prazo, secular, de recalques, após estacionado o carregamento).

No tocante à compressibilidade observada em barragens compactadas comparada com a prevista por ensaios de laboratório deparamos com a necessidade de inserir um pronunciado coeficiente de redução.

Na fig. 29 e 30 reunimos todos os dados pertinentes referentes a um solo dos "mais compressíveis", a argila porosa vermelha de basalto decomposto empregada para a construção das barragens de Salto Osório, Salto Santiago e Itaúba. Incluem-se ensaios edométricos, ensaios de compressibilidade em amostras de 4" de diâmetro realizados em câmara triaxial (com tensão anisotrópica) e os ensaios Ko. Incluem-se amostras especialmente moldadas em laboratório, para controle de parâmetros de compactação, e também amostras talhadas de blocos indeformados extraídos do aterro compactado.

As evidências são simples e confirmam as intuições ditadas pela experiência na Mecânica dos Solos aplicada. Primeiramente, em todos os ensaios a dispersão de resultados de corpo de prova a corpo de prova é muito grande: assim, para fins práticos reconhecendo a variabilidade do maciço compactado à escala das dimensões dos corpos de prova, não tem sentido realizar ensaios pretendendo detectar diferenças de compressibilidade em função de condições de moldagem. Da mesma forma observa-se que a faixa de resultados é essencialmente a mesma para todos os tipos de ensaios; portanto, para fins práticos, bastaria realizar ensaios edométricos por serem os mais correntes e práticos. Em ambas estas afirmações cabe salientar que a dispersão de resultados não preocupa perante um problema de compressibilidade, portanto o comportamento do maciço é determinado pela estatística de médias: o que interessa é realizar um mínimo de 10 a 12 ensaios, superpô-los todos num gráfico, e determinar o comportamento médio. A seguir discuto a necessidade de ajuste, muito importante, do próprio ensaio edométrico à realidade.

A mais importante conclusão resulta da comparação da curva de compressões registradas no campo. Estas curvas têm que ser traçadas em função de $\log \sigma$ a fim de assinalarem a pressão nominal de pré-adensamento. Ao extrapolar os resultados de medidas, de pressões baixas para pressões altas, é indispensável ter em conta a distinção entre os dois universos, o de pré-adensamento e o normalmente adensado. Outra conclusão extremamente importante é que a compressão no campo é significativamente menor do que a deduzida a partir de ensaios de rotina: pelo menos nas pressões baixas até um pouco acima da pressão nominal de pré-adensamento este fator é muito significativo. Neste particular o comportamento não difere muito do que se tem registrado no tocante a recalques de argilas pré-adensadas de fundação, nas quais os recalques observados têm sido da ordem de 1/3 a 1/5 do que seria estimado diretamente a partir do trecho inicial da curva edométrica (devido a efeitos inexoráveis de a mostragem e talhagem etc.): autores diversos recomendam o emprego mais apropriado de indicações da curva de recompressão após um, dois, ou mais ciclos de carga-descarga no ensaio edométrico.

Cabe salientar que em ensaios moldados em laboratório, ocorre a tendência de uma desintegração e plastificação maior dos núcleos granulares do solo, em função do que as moldagens dos c.p. e as compressibilidades resultam desfavoráveis em comparação com os blocos indeformados do campo.

Com relação à observação da pressão de pré-adensamento nos dados de compressão do campo, cabe notar a necessidade da escolha de uma escala conveniente.

Finalmente salientamos que os recalques observados nas três obras foram muito uniformes, confirmando a interveniência de um comportamento médio.

Obviamente ao recomendar o recurso ao ensaio edométrico não se perde de vista os grandes Coeficientes de Ajuste que se tem que introduzir. Parece-me difícil a justar uma técnica de moldagem do corpo de prova e de ensaio de laboratório que tenha sentido: se o problema principal decorre da diferença de grau de desintegração-plastificação da compactação de campo com a moldagem-compactação de laboratório, muito dependerá das condições de empréstimo in situ e de quais os equipamentos de terraplenagem que venham a ser empregados (todos satisfazendo as Especificações - Índice baseadas em $CC\%$ e $\Delta h\%$). Se couber ainda alguma tentativa de pesquisa para um coeficiente de ajuste mais plausível do que as proporções da ordem de 1:7, talvez caiba

no mínimo adaptar o molde de compactação de laboratório de modo que o anel edométrico seja atarrachado dentro do próprio molde de compactação, minimizando assim os alívios e perturbações do corpo de prova a apenas a talhagem do topo e base. Julgo porém, que para a fase de projeto o preferível será continuar aprimorando a coleta de dados sobre blocos indeformados extraídos de aterros compactados anteriores, para continuar ajustando as regressões de $C_c = f(\gamma_d \text{ máx})$ e de $p_R = f(GC \%)$. Neste mister é indispensável, porém, reconhecer como indispensável em solos compactados, argilas rijas e duras, etc... ajustar o próprio procedimento do ensaio edométrico para reduzir estes novos coeficientes de ajuste a proporções aceitáveis. Como exemplo cita-se o esforço desenvolvido pela escola de Stuttgart para melhorar cálculos de recalques de fundações diretas de grandes edifícios sobre as argilas pré-adensadas (respectivas (cf. E. Schultze, publicações diversas): as amostras indeformadas em blocos passaram a ser rotineiramente ensaiadas em diversos ciclos carga-descarga, e o módulo de elasticidade aplicável nos cálculos de recalques mais realísticos determinou-se ser o do terceiro a quinto ciclo de recarga aproximadamente: nunca os do emprego direto do ensaio edométrico convencional (desenvolvido para argilas moles indeformadas).

Na Fig. 25 ressaltou-se a maior semelhança de enrocamentos uniformes angulares compactados, com argilas compactadas, do que com materiais intermediários (siltes, areias, pedregulhos). Observaram-se aparências de pressões de pré-adensamento (Fig. 30) de uma forma bem insinuante. E um resultado que não se suspeitava mas que foi francamente comprovado nas barragens de Foz de Areia e de Emborcação foi o de módulos de compressibilidade-recalque não muito diferentes nas argilas e nos enrocamentos são de rochas excelentes (Fig. 31).

Para finalizar, cabe uma breve menção de pressões neutras de período construtivo, que tem absorvido enormes gastos de nenhuma rentabilidade em nossas obras. Foi um dos fatores temidos como condicionante no tocante à limitação de altos teores de umidade de compactação: merece porém uma apreciação qualificativa.

a) historicamente todas as pressões neutras observadas no campo por células tipo Bureau e Londres eram liminarmente erradas no sentido de exageradamente altas sob baixas sobrecargas de aterro, por motivo do encharcamento d'água que ocorria na imediação da célula, logo depois de instalada, no próprio procedimento de saturação das tubulações de transmissão da pressão.

b) ainda hoje a quase totalidade de medidas tanto de campo como de rotinas de laboratório é errada na fase inicial: automaticamente dissipam e não registram as inevitáveis sucções.

c) mesmo perante preocupações de instabilidade possível, a condição crítica com equipamentos modernos, pesados, passou a ser a traficabilidade, condição de solitação cisalhante maior do que a de taludes correntes de barragens de terra.

Em resumo, portanto, o assunto de pressões neutras de período construtivo não preocupa. Porém, cabe ainda assim assinalar a que ponto as próprias pressões neutras de ensaios laboratoriais e de observações de campo deixam de seguir as previsões associadas ao material "fortemente argiloso", inclusive quando compactado "do lado úmido".

Na Fig. 32 apresentamos as curvas de μ medidos em diversos tipos de ensaios triaxiais, desde o convencional até alguns mais sofisticados com anisotropia e condições especiais de carregamento. Observa-se diretamente que no tocante a este por menor, ademais de ocorrerem variações apreciáveis em função do tipo de ensaio, o erro liminar reside na própria condição de "instalação" do corpo de prova fazendo com que ocorram pressões neutras positivas desde o início do carregamento. Em contraposição, na obra ocorre em significativo período "leituras erráticas" ao redor de zero e essencialmente constantes independentemente da subida do aterro, até cerca de 4 kg/cm². Quando ultrapassado um tal limiar as leituras passam a ser mais consistentes, subindo com o acréscimo de pressão.

Todos os valores observados em obra são muito inferiores aos previstos por ensaios de laboratório. O realmente importante é, porém, reconhecer-se a pressão neutra negativa inicial. O desenvolvimento $\Delta\mu/\Delta\sigma$ pode ser estabelecido razoavelmen

te no trecho consistentemente definido de pressões positivas: para aquilatar as magnitudes das pressões neutras negativas o melhor procedimento é extrapolar para trás reconhecendo a variação $\Delta\epsilon/\Delta\sigma$, e, inclusive a diferença de tal compressibilidade - nos dois universos de comportamento, o de recompressão até a pressão de pré-adensamento de compactação, e o de compressão virgem subsequente.

Na Fig. 32 reúnem-se os dados das duas barragens cuidadosamente observadas que empregaram materiais dos "mais argilosos" jamais empregados no mundo e que se suporia deverem gerar altas pressões neutras construtivas. O emprego de coeficientes B (Bishop) para cálculos de estabilidade é totalmente errado e extremamente desfavorável (oneroso) para projetos de obras pequenas, tanto por não incorporar um valor negativo inicial, como por linearizar um comportamento que é côncavo para cima. Comprova-se que não obstante o grau de argilosidade do solo, se o grau de Saturação respectivo era suficientemente baixo para permitir a compactação sem problema de traficabilidade, os elementos de solo pré-testados (e pré-comprimidos) pela pressão dos rolos e dos equipamentos de terraplenagem (pesados modernos) nada tem com o problema historicamente muito enfatizado, de sobrepressões neutras construtivas.

5.6 Alguns problemas de estabilidade de taludes de barragens

Nun apanhado tão amplo não podemos nos deter em mais um assunto também amplo, embora seja de primordial importância. Repete-se porém a observação de que a Ciência dos Solos, acadêmica, concentrou atenção em aprimoramentos de pormenores de cálculo "estático" do equilíbrio-limite do corpo sólido rígido, e se afastou da realidade de condições de obras geotécnicas. Aceitamos pois, ab initio, que as análises da estática já chegaram a um grau de aprimoramento tal que não tem o mínimo sentido discutir coeficientes de segurança FS (todos nominais) de um procedimento comparado com outro, enquanto não progredirmos na questão dos dados de entrada, e, muito mais ainda, no entendimento do significado físico a atribuir aos FS nominais calculados quando situados na gama aproximada de $0,9 < FS < 1,5$.

Por teorização insofismável, e por farta prática profissional, cabe-me ressaltar como princípios fundamentais os dois pontos seguintes: a) muito mais apropriado e preciso do que calcular a estabilidade de um talude é calcular o grau de instabilização ΔFS a que o talude fica sujeito sob cada nova ação, quer de longa duração (de piora da resistência ou piora gradativa de pressões neutras de infiltrações), quer súbita (incrementos de tensões aplicadas). Não existem na vida profissional casos em que uma instabilidade potencial tem que ser estimada partindo de uma condição inicial hipotética de tensões isotrópicas; b) o que nos falta é informação de deformabilidades cisalhantes incrementais associáveis (através de histogramas de comportamentos observáveis aquém-rutura) determinadas condições ΔFS , a fim de que possamos estabelecer o limite de aceitação de FS nominal pelo reconhecimento indiscutível de que um deslizamento configura um limite extremo de deformações cisalhantes que se vão acentuando bem antes.

Limite-me a ilustrar o assunto mediante apreciação de taludes de enrocamentos compactados, pois que na maioria das barragens o volume incremental calculado como necessário a mais do que os "taludes de repouso" de cerca de $LV : 1,3H$ tem significado um ônus sério apoiado numa presumida teorização, realisticamente indefensável, da Mecânica dos Solos convencional transplantada para os enrocamentos.

Apresento na Fig. 33 uma seção simplificada da barragem de enrocamento com face de concreto de Foz de Areia, que em muitos aspectos consitue um record mundial-atual: frizo porém, que em questão de taludes externos de propósito não se adotaram as inclinações mais usadas que a experiência de várias barragens antiga permitiria, em contraposição a lacunas de pseudo-teorização inserida por acadêmicos da Mecânica dos Solos. Basta-nos frizar que não pode ser muito feliz a tentativa de progresso ou de combate à inflação se um País se permite o luxo de executar, sem debate técnico de interesse objetivo, barragens de 50 a 100 metros de altura com taludes do mesmo enrocamento de basalto entre 1:1,6 e 1:1,8, enquanto que a de altura record de cerca de 160m é simultaneamente executada sem qualquer risco ou insatisfação, em taludes de 1:1,25 a 1:1,4. O erro da intromissão acadêmica no assunto de enrocamentos soltos e compactados foi o de estudar publicações de hipóteses teóricas ao invés de colher observações de estoques e de obras de enrocamentos.

Enrocamentos soltos e compactados foram erroneamente idealizados como se nada mais fossem do que areias uniformes de granulometria avantajada. Em primeiro lugar, a estabilidade de um talude de material puramente não-coesivo ($s = \text{tg}\phi$) foi facilmente analisada através da hipótese clássica do deslizamento de um corpo sólido sobre um plano inclinado, dando $FS = \text{tg}\theta/\text{tg}\phi$. Teoricamente tão perfeito quanto as hipóteses de que: a) exista o material de comportamento puramente linear e uniforme $s = \text{tg}\phi \pm 0$; b) o escorregamento analisado seria de um volume $dv \rightarrow 0$ a superfície (que suscitaria preocupação também tendente a zero). Ninguém ponderou que na natureza e na prática - profissional não se registram deslizamentos de grandes volumes de enrocamentos (angulares, drenados) e que quando porventura ocorre um desprendimento de um ou poucos blocos superficiais do talude, o que remanesce não tem tendência a prosseguir arrastando volume deslizado maior, significativo.

Consideremos os taludes de uma pilha de estoque de enrocamento, obrigatoriamente levando em conta sua própria construção. Na Fig. 34 resumo os dados que a meu pedido foram meticulosamente levantados em obras tais como Salto Santiago, nas quais as pilhas alcançaram alturas de 40-50 metros, portanto alturas mais que suficientes para estabelecer critérios de estabilidade de talude. Começamos por reconhecer que devido a variações acentuadas das formas angulares das pedras (o que não ocorre em areias) existe uma inexorável variação de ângulos de atrito (ou ângulo de repouso) das pedras que determinam um talude; isto é, umas seções topográficas meticulosas revelam (a cada grupo de não menos do que 8-12 pedras) ângulos de talude de repouso um tanto diferenciados. Teremos um histograma de ângulos de repouso.

Observemos, a seguir, que durante a construção, o estoque de enrocamento estabelece como talude de repouso a condição suficientemente estável para que a pedra mais instável, em movimento (seja despejada de caminhão basculante, seja empurrada por tractor) parasasse seu movimento. O talude é definido pela pedra mais instável, e pela condição de um movimento parar. Lembremo-nos do atrito dinâmico comparado com o atrito estático (maior) da física de nossa infância.

Observemos a seguir que num material não-coesivo, com superfície crítica de estabilidade coincidente com a superfície do talude, a obliquidade de tensões crítica ocorre já durante a própria subida do talude. A trajetória de tensões é a própria trajetória crítica de tensões (junto ao talude). Assim, como veremos adiante, nas definições diferenciadas que proponho reconhecemos em Fatores de Segurança, no caso de um talude de aterro de ponta de enrocamento lidamos com uma condição pré-testada (salvo por eventuais sollicitações sísmicas, etc., que inclusive poderiam induzir-se se tal preocupação merecesse atenção da engenharia ao invés da dos fariseus da ciência da engenharia), isto é, lidaríamos com um Fator de Garantia em lugar de Fator de Segurança.

Finalmente, na Fig. 34 observamos que os taludes típicos de escavação da mesma pilha de estoque que dera um talude típico de IV:1,3H na subida, ficam situados ao redor de 1:1 e mesmo (em bancada de aparência subvertical superior de dezena de metros) IV:0,88H. É este conhecimento que faz com que os operadores de retroescavadoras escavem os estoques de enrocamento carregando os caminhões sem qualquer preocupação de que um grande desmoronamento os soterrasse. Ângulos de repouso do mesmíssimo estoque passam a ser muito mais íngremes na escavação. Pensemos na histerese. Ou pensemos no fato de que a estabilidade de volume significativo (excluída uma e outra pedra que role) do enrocamento na escavação é condicionada pela pedra mais estável, imbricada, e pela necessidade de que tal pedra parada seja induzida a movimentar-se. Um histograma de taludes de repouso vindo do outro extremo, da pedra mais estável parada ter que movimentar-se, em comparação com o da pedra mais instável, em movimento, conseguir parar! Como poderiam ser iguais, salvo num material "sintético", uniforme, de laboratório, tal como a Areia de Ottawa, pela pura coincidência de que a dispersão seria zero?

Apenas para comparações indiretas assinalo na mesma Fig. 34 os taludes de pilhas de agregados britados da mesma rocha. Deixamos de comentar o assunto salvo no fato de que um primeiro raciocínio, errado, diria que podemos modelar um enrocamento com pedras britadas da mesma rocha. Parando para raciocinar veríamos que ipso facto, o que vale é o inverso. Se fragmentos rochosos provenientes de uma mesma rocha e submetidos a um mesmo histórico de esforços (esmagamentos) resultam em agregados de tamanhos diferentes, o que ficou constatado e demonstrado pela "seleção natural" é que os agregados de 2" de diâmetro são mais resistentes do que os de 6" (todas as fraturas potenciais mais fracas que ainda permaneceriam no agregado maior já foram eliminadas para sobrar o cerne de 2"); porém, a estabilidade do "talude" não é determinada pela incompressibilidade petrográfica, e sim mais pela homogeneização, arredondamento, pressões neutras da água (de britagem e de infiltrações) nos poros, etc.

Na Fig.35 mostramos de uma forma mui sintética como as observações de deslocamentos nos taludes externos de enrocamentos podem servir para nos orientar quanto a eventuais tendências instabilizadoras quando do acréscimo de solicitações na subida do maciço.

Num assunto tão simples, e de tão profundo significado, quanto o da estabilidade de taludes de enrocamentos, ocorre imediatamente perguntar: se existem, inexoravelmente, dois histogramas distintos, de ângulos de atrito, qual deles, o de aterro-carregamento, ou o de escavação-alívio, seria o que se aplicaria a um eventual deslizamento a analisar relativo a um maciço já construído, já existente?

O jovem geotécnico já sabe, rechaça a própria pergunta como descabida, pois estuda livros: quanto mais conscienciosamente estuda os livros e os artigos, menos olha a taludes para vê-los. Professor ... disse: Se o USBR, ou Prof.X ou Y "sugerem" realizar ensaios laboratoriais substituindo fragmentos grossos por outros pequenos da mesma rocha, é isto que "mandam", e está certo. No entanto, quando se dirige a mesma pergunta a um Bishop ou Janbu, a reação é uma cândida confissão "eis aí uma pergunta sobre a qual não refleti. Eu não sei", acompanhada de um sorriso alentador!

Quando chegaremos à sabedoria simples de que para criarmos uma geotecnia autoctone satisfatória, temos que adquirir os conhecimentos já disponíveis no exterior, mas sem abrir mão do catalista fundamental que é a atitude infantil de curiosidade aberta, indagando da própria Natureza e não de livros?.

5.7. Empuxos de terra sobre paredes-diafragma de escavações escoradas

Repete-se mais uma vez a situação pela qual o engenheiro geotécnico dedicado à prática profissional se apoia, com gratidão, nas RECEITAS providas por Terzaghi e Peck (1967) e Peck (Estado-da-arte,1969). Durante os últimos doze anos, com o aumento exponencial de projetos que requerem escavações profundas, principalmente urbanas de grande responsabilidade, levantaram-se muitas questões importantes, tais como: como ajustar as receitas referentes a empuxos a perfis típicos de sub-solo com suas variações-estratificadas, como ajustar a valores diferentes de K_0 e, principalmente, deformabilidades (preocupação deveras relevante), como ajustar os diagramas de empuxos aos casos de paredes-diafragma (rígido-contínuas e, portanto, funcionando à base de médias, dispensando, ipso facto, a necessidade de considerar a envoltória de condições mais desfavoráveis locais, tal como foi o caso, cf.Peck, para escoramentos de estacas isoladas com pranchada intermediária)?

Porém, deixemos de lado mesmo tais questões de suma relevância! A questão básica verdadeiramente desconcertante, levantada por qualquer geotécnico profissional remonta às próprias raízes de Mecânica dos Solos convencional, tensões efetivas vs. totais, com dilação drenada vs. não-drenada: a pergunta desarmante a que atender é, "como é que as RECEITAS levam em conta o lençol freático, a percolação, as pressões neutras?"

Da análise do relatório de Peck,1969, resulta a resposta "elas não os levam em conta"! Dos 23 perfis escavados apresentados nas figuras,17 não tem qualquer indicação do N.A.enquanto 6 o indicam; em nenhum caso se encontram explicitadas as condições de drenagem e de pressões neutras admitidas.

Obviamente podemos e devemos avaliar o intuito de uma Receita antes de espalharmos sua aplicação sem cuidado relativo a condições locais variadas e a desenvolvimento do conhecimento global da geotecnia. Os dois problemas a considerar em separado são: a) a carga total de contenção das estroacas, necessariamente subdivididas em pressão efetiva de empuxos e pressão do empuxo d'água; b) a distribuição das pressões sobre a parede. Através de retroanálise a partir de cargas observadas em estroacas obtemos (Peck) uma quantificação global para a), porém sem a subdivisão em suas componentes e poderíamos avaliar b) razoavelmente. É bem compreensível que numa escavação escorada por estacas e pranchada, temos que trabalhar com uma envolvente porque qualquer ruptura local poderia levar a efeito catastrófico de castelo de cartas. Acontece que a RECEITA corresponde aproximadamente a 1,3 vezes a carga de empuxo ativo adotado. Por sinal, um coeficiente de segurança da ordem de 1,3 geralmente ajusta o projeto a condições de deformações suficientemente baixas.

Portanto, o mínimo de ajuste da Receita que poderia se sugerir como obrigatório seria o de calcular para cada situação o E ativo respectivo, e aplicar-lhe o multiplicador de 1,3. Assim, para a determinação do E ativo poderíamos recorrer aos melhores de nossos conhecimentos de métodos de cálculo baseados em pressões efetivas de empuxo de terra, e pressões neutras. A Fig.36 pretende apenas ilustrar esquematicamente os ordens de grandeza dos coeficientes de ajuste que podem estar em jogo mesmo que nos restrinjamos (supersimplificadamente) a considerar os efeitos da água apenas através do artifício das forças neutras de superfície aplicadas às curvas de análise da estática no estado limite de equilíbrio ativo. Dispensa-se comentar como podem ser grandes -

os coeficientes de ajuste perante a aplicação direta, cega, das RECEITAS de Peck, pois perante coeficientes de segurança usuais de projeto da ordem de 1,5, tanto podem o correr grandes superdimensionamentos, como, em casos opostos, podem bem ocorrer ruturas.

Em resumo, tanto nestes exemplos como em muitos outros, cabe-nos enfatizar com todo o profundo respeito e gratidão pelas contribuições profícuas que nos ajudaram a chegar ao ponto presente, que faz parte do glorioso destino da fruta, de vê-la amadurecer, cair e apodrecer, para que de sua semente nasça outra árvore para frutificação adicional.

6. NECESSIDADES PREMENTES DA ENGENHARIA GEOTÉCNICA

A questão refere-se à aplicação de nossos esforços para a maior relação benefício/custo. Óbvio e afortunadamente existem muitas e variadas opiniões e idéias. Seria desastroso se mais do que uns poucos dos colegas ilustres tivessem idêntica opinião sobre o que se presume desconhecido; já é alegremente difícil encontrar muitos que concordem com o que se presume conhecido. Na pesquisa e nos desafios da vida aprendemos e nos deleitamos com diferenças. Assim é que me arrisco a oferecer minhas impressões muito pessoais, tal como já tenho feito em ocasiões diversas.

Inicialmente permitam-me explicar que para mim o produto industrial da educação em engenharia civil, e da atividade colateral de pesquisa e desenvolvimento, deve ser reconhecido, com orgulho, como sendo PROJETO E CONSTRUÇÃO DE OBRAS CIVIS. Pesquisa e publicação são realmente meios (parciais) para tal fim, e nota-se com pesar que mui frequentemente tal nota pragmática e digna tem sido esquecida, no meio do próprio afã das lides acadêmicas por auto-justificação e auto-promoção.

6.1. Definições revistas de Fatores de Segurança Nominais

Aparecem continuamente muitas discussões profícuas sobre os significados dos Fatores de Segurança, mas todos reconhecem que eles são e continuarão a ser meramente nominais. Não podemos escapar da necessidade psicológica de calcular Fatores de Segurança. Porém, reconhecemos realmente que a necessidade psicológica é da convicção, certeza (determinística) de segurança. Já tive ocasião de frizar que no caso da elaboração de projetos de obras civis de grande responsabilidade e consequência, um princípio desejável de se respeitar seria o princípio do pré-teste, isto é, sujeitar os elementos de solo durante o período construtivo a estados de tensão iguais ou maiores do que os mais críticos temidos para o período operacional. Isto posto, ocorre a necessidade imediata de distinguirmos entre o Fator de Segurança Convencional, e o que chamei de Fator de Garantia, nominal. De fato, numa primeira aproximação grosseira, tive ocasião de propor reconhecemos no mínimo três Fatores Nominais, o de Segurança (convencional), e os de Garantia e de Seguro. Se não distinguirmos entre os três em toda a nossa coleta de observações de experiência, na pesquisa subsequente de comportamentos correremos o risco de gerar dispersões e confusões.

Na Fig. 37 postulo que quando as resistências são sabidas só poderem ser maiores do que determinado valor pretestado (histograma truncado) a relação de resistência/solicitação máxima prevista não mais é um Fator de Segurança e sim um Fator de Garantia. Na Fig. 38 resumo esquematicamente os casos de estacas cravadas, por impacto ou por reação de macaco, até a "nega" ou parada do recalque (penetração), casos em que a truncagem favorável do histograma de resistência (à penetração) estabelece um tal Fator de Garantia em comparação com o tradicional Fator de Segurança definido como $(\text{Resistência} + \text{erro}) / (\text{solicitação} + \text{erro})$. Ademais, no outro extremo existem situações sabidas em que o histograma de resistências só pode ser menor do que determinado valor ideal (ex: o da amostra intacta): em tais casos o coeficiente FS de rotina se transforma num Fator de Seguro (Factor of Insurance, FI). Na Fig. 38 indicam-se esquematicamente algumas situações tais como as de estacas escavadas e os problemas de perfuração de túneis em couraça, situações em que frequentemente estão em jogo valores de FI e não de FS.

Por razões psicológicas inatas e óbvias, nossa coleta de informações sobre comportamentos admissíveis vs. inaceitáveis, continuará a requerer associação a Fatores nominais de "quão distante de uma condição limite estaria a condição crítica pré-visível".

6.2. Atenção concentrada sobre histogramas de comportamentos significativos a quem- rutura

Devemos reconhecer claramente a distinção, em dois passos, de atividade, primeiro em estabelecer o histograma do contínuo de comportamentos aquém-rutura gradativamente piores, e, segundo, em aplicar a decisão sim-não de truncagem de tais histogramas de acordo com os sistemas de valores individuais, inexoravelmente diferenciados. Temos gasto demasiado tempo e esforço na procura infantil pelo "estouro e alarde" da rutura catastrófica súbita: era compreensível, mas "quando era criança falava como criança ..." e já passou da hora de crescermos para atitudes adultas. Por exemplo, se queremos investigar aterros sobre solos moles deveremos observar o comportamento gradativamente deteriorante à medida que, sobre uma espessura constante de argila mole, a altura do aterro aumente: isto de forma análoga ao que fazem os médicos que acompanham a variação da temperatura ou das análises de sangue do paciente. Para início de conversa deveremos escolher conscientemente o que observar, seja deformações, seja emissões microacústicas, etc., de tal forma que a observação seja significativa, abra um espectro lato de medidas para fácil discernimento, e, preferivelmente, seja fácil e barata.

Por exemplo, ao discutirmos recalques diferenciais admissíveis (ou inaceitáveis) em edifícios, longe de pretendermos acompanhar o aparecimento "da primeira fissura" (obviamente bastante quimérica), o que deveríamos observar é a velocidade de alteração do fissuramento com a variação de recalque diferencial (e distorção), conforme a seguir postulo. É muito barato e tecnologicamente muito mais significativo, observar a evolução de uma fissura após ela ter-se evidenciado: imediatamente se instrumenta os dois pilares que determinam o vão no qual apareceu a fissura, e assim se relaciona a $\Delta(\text{fissura})$ contra o $\Delta(\text{recalque diferencial consequente})$. Ademais, como as deformações diferenciais entre duas colunas adjacentes inevitavelmente se atenuam de andar para andar, um universo estatístico significativo, merecedor de análise, com preceia a análise de andares diversos do mesmo edifício. Convenhamos que na verdade o 10º andar funciona para o 11º da mesma forma como a fundação (enterrada) funciona de apoio para o térreo: porque motivo não conseguimos, neste assunto de suma relevância, nos libertar do complexo de discutir todo o edifício como entidade estrutural única e o recalque diferencial como apenas as diferenças de recalques observadas no topo da fundação? Por não sabermos cortar o cordão umbilical do que nasceu, há 30 anos, como uma preocupação perfeitamente legítima entre duas especializações da profissão, o engenheiro de fundações, e o engenheiro-arquiteto do edifício (superestrutura) (1956) trabalho que compreendeu reunir edifícios de Hong Kong, Chicago, São Paulo, Londres, etc. num mesmo conjunto, significou essencialmente reunir num mesmo universo estatístico edifícios de códigos, projetos e construção enormemente diferenciados meramente porque todos pertenciam à palavra-chave "edifício".

Realmente não é este o único exemplo. Após uma análise mínima dos conceitos de projeto-execução de várias obras, vemos quão frequente tem sido o erro de se englobar, como pertencentes a um mesmo universo estatístico, obras nitidamente diferenciáveis e diferenciadas, meramente por causa da associação de uma palavra-chave: ex.. barragens de enrocamento, sem distinguir entre as de enrocamentos soltos "de ponta", e os compactados por camadas delgadas!

Porque será tão difícil corrigir tamanho absurdo? Por causa tanto dos Engenheiros como dos Clientes. Como é difícil projetar e construir uma mesma barragem (ou estrada) longa, com o mesmo talude propositadamente feito de inclinações diferenciadas ao longo da longitudinal, digamos, com um trecho em 1:2, outros 1:2,2 ; 1:2,5 ; e 1:2,8 a cada poucas centenas de metros: isto apenas para coletar informação consciente sobre comportamentos diferenciados aquém-rutura. Como quereremos empurrar um pouco para diante nossas definições das reais fronteiras da impunidade? Que fabuloso volume de economias estará em jogo para uma País que apenas desperta para sua adolescência tecnológica?

É difícil desraizar os complexos da CIÊNCIA EXATA, da CERTEZA, e do temor pela perda de PRESTÍGIO perante a dicotomia hipotética do CERTO-ERRADO!

6.3. Observações criteriosas de incrementos de ações vs. consequências

Um dos erros mais correntes na tecnologia experimental e observacional é não reconhecer os erros de observação e de conclusões em situações próximas do zero. São inúmeras e inexoráveis as causas: demasiados fatores tendem a zerar simultaneamente, e, enquanto isso, se os fatores tendentes a zerar ocorrem nos denominadores de fun

ções relevantes, as dispersões teoricamente podem explodir ao infinito. Permitam-me resumir o conceito lembrando a linda frase pela qual o jovem adolescente Byron ganhou uma famosa competição de ensaio sobre o tema sorteado "o milagre da transformação de água em vinho nas bodas de Canaã"; em comparação com dezenas de páginas de prosa dos outros competidores, estudantes mais adiantados, a sentença ganhadora foi poeticamente concisa "A água viu seu Senhor e corou". No momento em que decidimos instrumentar, o ponto instrumentado foi singularizado, e "cora". Perto do zero de qualquer parâmetro as dispersões e os erros abundam. O que temos que fazer é concentrar nossos esforços na observação de $\Delta(\text{comportamento})$ vs. $\Delta(\text{ação})$: a seguir poderemos extrapolar para trás, para perto de zero, se quisermos.

Voltamos ao caso de fissuramentos de edifícios para exemplificar. Se deixamos de lado o eventual interesse no começo de uma primeira fissura, o que implica em organizarmos um amplo e dispendioso sistema de instrumentação e de observação para pegarmos "o bingo", sem termos anteriormente a mínima noção de onde ocorreria o início de tal fissuramento, estaríamos muito folgada e economicamente aguardando que primeiro ocorresse tal fissuramento inicial. Todos os empregados júnior ou todos os residentes do edifício seriam nosso sistema de monitoramento voluntário, gratuito... todo o mundo tem grande interesse no aparecimento de uma trinca, ou pode ser facilmente induzido a tal interesse. Imediatamente a seguir poderemos instalar os pontos de observações dos movimentos das colunas adjacentes, e assim, de uma forma econômica e bem significativa passaríamos a observar os $\Delta(F)/\Delta(\Delta p)$ onde F = fissura e Δp = recalque diferencial, conforme já mencionei acima. O ponto fundamental é que a sequência de dados será o tanto quanto possível sobre o mesmo universo físico (o mesmo edifício, e diversos andares do mesmo).

A pesquisa laboratorial levou a conclusões muito férteis porque liminarmente sempre respeitou a obrigação de investigar um par de parâmetros de cada vez, todos os demais mantidos constantes; e bem cedo reconheceu a necessidade de corrigir erros de "instalação e de assentamento inadequado" perto do zero.

No laboratório realmente importante da observação de protótipos tem sido lamentavelmente olvidadas ou descartadas as leis básicas da pesquisa tecnológica. Instrumenta-se a esmo em situações em que variam simultaneamente grande número de parâmetros significativos. Esforço e dinheiro jogados aos ventos. Precisamos instrumentar em posições em que a obra atenda propositadamente a condições controladas, variando apenas um par de parâmetros de cada vez. Não pretendamos aprender "tudo" em cada obra. Se cada obra se limitar a nos ensinar apenas um ponto, encaixável em teorização apropriada que permita interpolações e extrapolações (módicas), ao final de um certo número de obras não nos encontraremos perdidos como atualmente estamos, perdidos em tanto gasto e nenhum proveito.

6.4. Ensaios in situ e perfilamentos geotécnicos múltiplos

Já se discutiu mui resumidamente a problemática da amostragem indeformada (item 4.2b), e da representação do "elemento intacto", bem como do fato de que a rapidez das evoluções em sentidos contrários (de cuidados de amostragem-ensaio no extremo acadêmico, e de desenvolvimento de equipamentos construtivos que dispensam e mesmo violentam o solo no extremo das executoras de obras pesadas) tornou muito difícil "fechar o ciclo de experiência" associado a determinado conjunto de técnicas. Passamos a depender cada vez mais de ensaios in situ, e de perfilamentos múltiplos para melhor definir a personalidade do solo.

Os ensaios in situ inicialmente teriam decorrido de um certo raciocínio indireto da tentativa de obviar a amolgamentos associados à amostragem e aos manuseios de amostras laboratoriais. A associação de idéias poderia até ser um tanto ilógica:

amostras \rightarrow perturbação e amolgamento
.. não-amostrar = não amolgar
.. ensaios in situ não amostrariam
.. ensaios in situ = não-perturbação .. inquestionáveis.

Historicamente de fato tardou muito a que se reconhecesse alguma interferência de perturbações também nos ensaios in situ.

Outro raciocínio-base de muitos ensaios in situ foi o da avaliação de condições modelo-protótipo. É extensa a relação dos ensaios em que se baseiam nossos projetos: os ensaios de penetração dinâmica SPT (e de barra-mina), o penetrômetro está

tico CPT e seus desenvolvimentos (incluindo o atrito lateral local, AL, para favorecer identificação do tipo de solo, e especialmente o CPTU como perfilador múltiplo - fornecendo inclusive indicações de coeficiente de adensamento pela dissipação de pressões neutras provocadas pela penetração), o recente dilatômetro plano de Marchetti, o ensaio de palheta, o pressiometro com suas múltiplas aplicações, o perfilamento de K'o (ex: pelo camkometer), os ensaios de permeabilidade in situ por técnicas de bombeamento de injeção ou extrativo, e, mesmo os ensaios de carga-deformação de placas em várias profundidades, constituem uma listagem apenas dos mais correntes. As investigações submarinas offshore têm recorrido muito mais a perfilamentos múltiplos, e bem poderiam estar mais adiantadas se reconhecessem mais realisticamente os erros, tanto consistentes quanto erráticos, dos ensaios convencionais da Mecânica dos Solos, perante os quais tem se sentido obrigadas a se aferirem.

Lamentavelmente na maioria dos casos as bases iniciais de teorização foram de tal forma simplificadas que as ilusões têm sido expostas gradativamente. O grande problema enfrentado é o do desenvolvimento de métodos para avaliar quantitativamente as qualidades dos serviços. A aceitabilidade de resultados de ensaios in situ tem sido discutida à base do resultado final complexo observado de comportamento final das obras prontas. Porém, como não ocorrem dois casos suficientemente semelhantes, as dispersões têm sido grandes, sendo também demasiados os passos e fatores intervenientes que introduzem quer compensações quer ampliações dos erros das investigações iniciais.

Não tenho conhecimento de quaisquer obras ou pesquisas de campo em que determinado ensaio in situ (ex: CPT ou CPTU) tenha sido repetido várias vezes lado a lado, a distâncias da ordem de 2 metros, para avaliar dispersões. Nem tão pouco se encontram registros de conjuntos de ensaios diferentes comparados lado a lado. Em comparação com ensaios de laboratório uma lacuna importante atual dos ensaios in situ reside no fato de eles não terem sido empregados tanto antes quanto depois de determinado carregamento, para conferir a sua capacidade de refletir as variações de condições que são significativas em obra.

6.5. Revisão resumida crítica de hipóteses super simplistas

Aceitando os conhecimentos teóricos já bastante adiantados, postulo que na Mecânica dos Solos associada a condições da Natureza alguns dos principais fatores a merecerem mais atenção no futuro imediato serão a Estrutura (nucleações), cimentações, porosimetria, poros com ar, e efeitos de tempo. Muitas das discrepâncias e dispersões não explicadas da geotecnia atual decorreriam de desconhecimentos sobre estes fatores. Desnecessário reenfatizar o desconhecimento relativamente sério de tensões in-situ: há longos anos que venho insistindo no fato de que não só as tensões in situ afetam toda a estrutura racional dos fundamentos da conceituação de ensaios e de cálculos seguindo as trajetórias tensão-deformação-tempo, mas também na maioria das situações da Natureza, em que lidamos com tensões (superficiais) baixas e coeficientes de segurança muito próximos de 1,00 (item 8), estamos fadados a trabalhar justamente nas proximidades da condição (0,0) que acima ressaltéi como sendo a bominada por qualquer tecnologia. Ora, precisamos nos dedicar intensamente à investigação de tensões iniciais, in situ, não só para compreensão dos comportamentos dos solos e das amostras, mas para tentarmos reduzir as dispersões de muitos de nossos cálculos de projeto em que lidamos, não com obras pesadas, mas com taludes naturais, múltiplas obras de pequeno porte, variações de condições de solo para solo, etc. Uma das incógnitas de grande relevância neste assunto é a secção, seja geral do solo acima do lençol freático, seja de prováveis variações significativas localizadas nos horizontes insaturados. Temos que reconhecer que as dispersões não são apenas as de amostragem e ensaio, mas tem origem liminar na rejeição do próprio conceito de uma condição natural homogênea in situ: não somente os valores médios de γ_z e γ'_z verticais (geostáticos) tem que refletir consideráveis variações localizadas devidas a deformabilidades diferenciadas e a redistribuições de tensões (durante a própria formação do horizonte), mas também encontraremos variações significativamente variáveis (dentro da gama de tensões desviatórias viáveis) nas tensões horizontais, que até o presente tem escapado a investigações sistemáticas bem sucedidas. Na interpretação histórica do desenvolvimento de quaisquer depósitos ou horizontes é indiscutivelmente mais realístico presumimos a tendência a que os materiais contíguos se ajeitem dentro de um princípio de deformações semelhantes (tendência à eliminação da deformação diferencial, através de fissuras, etc.) do que dentro da presunção clássica de

tensões uniformes (isto tudo, porém, obviamente, sob a ação predominante da pressão - geostática, e de pressões de percolação).

Nunca se vê caracterizado qualquer perfil geotécnico com lençol freático, no qual a pressão efetiva logo acima do N.A. é dada como maior do que a pressão total (por motivo da sucção): o modelo mental sistematicamente transmitido é da inexistência de sucção. Grave erro, afetando principalmente miríades de obras de pequeno porte. Outrossim, no primeiro capítulo de todos os livros de texto, quando se demonstra a validade da pressão total de peso de terra como γZ , é frizada a hipótese de que as tensões cisalhantes entre prismas contíguos seja zero: ipso facto nasce, e se nutre e perpetua, o modelo do horizonte homogêneo, de tendências absolutamente idênticas à deformação sob peso próprio (ou demais tensões formativas). Como dógma do jardim de infância da Mecânica dos Solos era indispensável a simplificação: porém, perante o reconhecimento da Natureza, sabemos que o Zero é o mais difícil de jamais existir (a tensão cisalhante nula entre corpos contíguos).

Postulo pois que teremos que submeter à reapreciação mais aprofundada alguns dos dógmas liminares e parâmetros respectivos, tais como a aceitação automática da equação de pressões efetivas de Terzaghi, as análises granulométricas tradicionais, etc. Solos insaturados, porosimetrias, sucções, poros com ar, etc.etc. afetam grandes proporções da geografia e geologia do mundo, e, nas obras de terra, o que importa para a compactação é a porosimetria de poros insaturados.

Em caricatura poderíamos dizer que num período inicial a Mecânica dos Solos se interessou principalmente com os sólidos (sólidos individuais) como o xerife; a seguir adveio o período de dedicação quase exclusiva à pesquisa da fase líquida, o banido; parecerá razoável que agora se dedique algum interesse ao conhecimento da fase gasosa, favorável, o "mocinho".

7. CONSIDERAÇÕES ESPECÍFICAS PARA O BRASIL. DOIS EXEMPLOS

7.1. Aterros hidráulicos e barragens de aterros hidráulicos

É evidente que vastas áreas de suma importância para todo nosso desenvolvimento deveriam empregar aterros hidráulicos, mormente considerando os custos de terraplenagem motorizada, seus problemas de traficabilidade em áreas argilosas submetidas a chuvas repetidas, etc... Duas áreas de enorme relevância econômica merecem o maior esforço de criatividade engenhosa: por um lado, as recuperações de áreas alodiais, e os problemas de aterros sobre brejos, que afetam praticamente toda a faixa litorânea além de grandes proporções de todas as áreas urbanas beirando baixadas fluviais; por outro lado as hipóteses de construções de barragens de aterros hidráulicos, em situações tais como a de rios extremamente largos em topografia pouco acidentada. (baixo Paraná e região Amazônica).

Tenho participado em ambas as tentativas de solução, mas até o presente, sempre entrando com grande entusiasmo inicial, logo esfriado por ducha de água gelada "Nunca dá" para fazer nada; sempre porque tanto as Projetistas, as Instituições de Pesquisa, como as Executoras, só encontram razões para esclerosar. Até agora só se fez assim; os cálculos segundo tal artigo são estes; a draga só funciona assim; etc...; e docilmente procuramos repetir, com menos conhecimento e/ou precisão, o que o resto do mundo já fez há dezena de anos. Enquanto o resto do mundo fabrica métodos de cálculo e de execução para atender a seus desejos, nós oscilamos entre dois extremos; ou fazemos "na raça ou à tapa", ou nos prostramos perante o altardo cálculo ou o domínio da máquina. Afinal, se uma máquina poderosa é importada, ela tem que ser respeitada! Ensaiar e pesquisar condições de otimização, "brincar" com tentativas de ajustes inovadores, não é lícito, pois o que deve ser feito é o que a Holanda ou o Japão já fizeram. Eles, sim, tem o direito de brincar com otimização criteriosa.

De novo, não podemos nos deter no assunto, mas as possibilidades são tão sedutoras! Foram tão grandes os avanços modernos nas técnicas diferenciadas de escavações por dragagem e nas de transportes de sólidos em suspensão (campo de minérios, etc.)!

Na questão de áreas alodiais em que a pretensão é de qualquer ganho mínimo, módicamente rápido (não instantâneo), em comparação com a condição de quase vasa, que qualquer controle de granulometria, de pressões neutras, de velocidades de carreamento-deposição, de drenagens, etc... imediatamente reflete na diferença delicada entre sucesso e fracasso. Idéias abundam, não são exclusivas de um ou outro país ou povo, e consomem o mesmo custo em calorías por dia, quer sendo positivas quer sendo negati

tivas.

Mencionarei apenas um pouco o caso de barragens de aterro hidráulico pois que o assunto mereceu tanto estudo que comportou uma viagem de inspeção de barragens de aterro hidráulico ditas homogêneas, na Rússia. Em primeiro lugar cabe salientar que barragens de rejeitos hidráulicos (que chegam a alturas de centenas de metros) são construídas em diversos países, merecendo ser apreciadas tão interessadamente quanto as barragens, por algum motivo declaradas como singulares no mundo atual, de obras hidráulico-hidrelétricas da Rússia. Porém, sabemos que as barragens hidráulicas de rejeitos são criteriosamente zonadas. Portanto, o ponto crucial em questão nas barragens Russas de maior fama (inclusive Asuan, Egito) seria a questão de empregarem "areias uniformes" e de serem de "seção homogênea".

Ora, constatamos que a teoria continua inabalada, a única questão sendo a relação dos termos "uniforme" e "homogêneo". Dados e fotografias inúmeros levantados na visita comprovam como são diferentes as visões dependendo de como se quer enxergar! Muitas das barragens em questão ficam assentes sobre espessos aluviões arenosos (o que afeta favoravelmente a rede de percolação). As faces escavadas dos empréstimos ficam subverticais em poucos metros evidenciando a tênue cimentação argilosa; de fato, entre delgadas camadas de areias puras do aterro hidráulico (que se espalha em taludes de 1:10, de praia), ficam delgadas películas de silte-argiloso, simulando um "mil-folhas" de inescapável anisotropia de permeabilidade. As cristas são muito largas (60m a mais) aproveitadas para finalidades diversas. Finalmente, como os maciços são "homogeneamente construídos" e são relativamente fofos, tanto a drenagem como o peso de terra favorecem o pequeno incremento de densificação que torna a região central mais comprimida, suficientemente mais impermeável. Afasta-se assim o risco de percolação emergindo no talude de jusante, que, aliás, é protegido adicionalmente por vegetação (ou por congelamento no inverno). Quão homogêneas são as barragens de areias homogêneas?

No caso de pretendemos utilizar aterros hidráulicos em nossos saprolitos e lateritas, a meta seria procurar minimizar qualquer desterroamento de nucleações naturais, ou mesmo, mediante algum aditivo, provocar floculações vs. defloculações para zoneamentos favoráveis. Qual a dificuldade?

7.2. Hipóteses sobre solos tropicais lateríticos e saprolíticos

Reconhecemos que não é fácil iniciar uma formulação que simultaneamente respeite todos os condicionamentos da teorização existente, e, não obstante, parta para uma independência suficiente para ser realmente fértil. No entanto, só a síndrome de CIÊNCIA deturpando a realidade da Mecânica dos Solos (Memo J) como engenharia, e só o complexo de colonialismo tecnológico, nos inibem. Este o motivo pelo qual me detive em demonstrar que a Mecânica dos Solos convencional nada mais havia feito do que escolher como mais significativos determinados parâmetros-índice, e, mesmo, em muitos casos falhou bem perceptivelmente.

Porque não nos caberia a tarefa de escolhermos e encontramos como mais significativos para os solos saprolíticos e lateríticos tropicais outros parâmetros-índice, mais férteis? Não está em jogo nenhuma certeza, nenhuma blasfêmia: apenas o direito e a obrigação de um pragmatismo engenhoso mais rentável. Dos infinitos parâmetros condicionantes de todo e qualquer comportamento, cabe-nos a nós dedicar atenção mais rentável aos que nos levam mais adiante: e, por que motivo seriam os parâmetros de maior relevância para as argilas sensíveis Escandinavas, os que também seriam condicionantes para as argilas do Ribatejo, ou para as argilas da Amazonia?

De início reconhecemos que a Estrutura (com feições planares remanescentes de rocha mater nos saprolitos, e com feições diversas volumétricas, nucleações, macroporos, etc..., nas lateritas) será o aspecto dominante na interpretação dos solos ditos "tropicais". Mas lamentavelmente começamos por deixar de lado tais "descontinuidades" para passar a discutir apenas a "massa média do solo". Aos interessados sugere-se técnicas de análise de estrutura tais como estão em uso tão proveitoso por Mc Gown (e outros), Univ. of Strathclyde, U.K.

O ridículo começa pela tentativa de designar numa categoria, "solos tropicais" todos os solos diversos que ocupam quase metade da área do mundo. Ninguém se lembrou de escrever um relatório do estado-da-arte sobre "solos americanos", ou "solos temperados". Começamos com um excelente índice do grau de ignorância.

O segundo passo não é menos desalentador. Conforme se vê na Fig.39 o "avanço" na engenharia geotécnica dos solos tropicais começa manco das duas pernas pois por

um lado se apoia na pedologia (que Terzaghi havia corajosa e sabiamente arquivado entre os louváveis complexos freudianos das geociências descritivas) e, por outro lado recai em nada mais útil do que o modesto Gráfico de Plasticidade, que já mostramos - não ter levado em conta nada de prático! O Engenheiro Geotécnico bem sabe quais são os parâmetros que necessita: em cada solo a forma de os obter mais apropriadamente - sofrerá alguma variação, mas não podemos deixar que nos iludam no tocante à eventual utilidade de correlação de um índice irrelevante contra outro índice quase tão irrelevante como o primeiro.

Resumo no Memo K alguns dos pontos de questionamento prioritário. Cabe reconhecer que ab initio o ataque aos problemas de solos sedimentares e dos saprolíticos - parte de direções opostas: um representa um líquido (suspensão) que gradativamente - melhora por densificação, outro decorre do ataque corrosivo de material rochoso que deteriora. A própria forma de analisar problemas da Mecânica dos Solos convencional - foi afetada pela conceituação sedimentar. Terzaghi 1940 (Conferência Purdue, p.158) enfatizou " Afim de aplicar uma teoria a um problema geotécnico somos obrigados a substituir perfis reais de subsolo por perfis simplificados representados por um pequeno número de camadas homogêneas, e a atribuir a cada uma destas camadas um conjunto único de parâmetros constantes, a serem derivados de ensaios geotécnicos mediante algum procedimento de médias".

Quão distantes nos achamos de tal pronunciamento, tão válido para o início da caminhada. Disse Bertrand Russell " os novos estudantes não conhecem as velhas lições"; mas também ocorre que os velhos estudantes (porque somos todos estudantes, sem pre) desenvolveram pelos velhos problemas o desprezo da intimidade.

8. EQUILÍBRIO DA NATUREZA NO FIO DA NAVALHA AO REDOR DO FS = 1,00

Se por um lado podemos nos envaidecer de nossas capacidades de dominarmos a Natureza, por outro lado tem ocorrido uma conscientização crescente da enorme diferença entre ganhar batalhas e ganhar a guerra. Não são apenas ou precipuamente os ecólogos que devam ser ouvidos, mas sim, principalmente, nosso próprio senso comum (ou bom senso). Das soluções exageradas de uma geração nascem os flagelos da próxima. A Natureza não tem nenhum compromisso de prestígio com respeito à preservação de um status quo: ao contrário, o seu prestígio está associado à fantástica habilidade de prosseguir em seleção natural dinâmica, sempre à beira do abismo do FS = 1,00. A lição mais fantástica da recente conferência internacional de Stockholm 1981, resultou por acaso, da apresentação de um filme extra-programa: o filme do escorregamento de Rissa, Noruega, no qual uma mera escavação de cerca de 2000 m³ de fundações etc. de uma casa de campo, serviu de estopim para provocar deslocamento violento de centenas de milhares de metros cúbicos de argila sensível, que fluia como lama levando consigo a velocidades de até 30km/h um grande conjunto de habitações de toda uma aldeia pastoril de suave encosta de cerca de 6º de inclinação. Como leigos e fazendeiros eventuais, considerando a alteração de peso em questão, nos espantaríamos em admitir que aumentando o rebanho em cerca de 2500 vacas poderíamos estar gerando catástrofe análoga?

O fato é que não obstante as estruturas orgulhosas de nossa capacidade de projetar e construir, na realidade a grande maioria das populações vivem próximas ao equilíbrio da Natureza, de não mais do que o mínimo necessário. E comportamentos indesejáveis são provocados e acumulados continuamente. Não somente na liquefação das argilas sensíveis Escandinavas e nos escorregamentos em avalanche de encostas da Serra do Mar (Rio de Janeiro, Santos, etc.) e de Hong Kong, bem como nos aludes de múlti-milhões de metros cúbicos das encostas Andinas, mas também nas deteriorações caríssimas embora lentas de cidades em subsidência à beira dos oceanos (ex: Veneza, etc.) e ainda no custo corrosivo continuado de fábricas, barragens, usinas etc., que passam a requerer dispendioso trabalho incessante de instrumentação-monitoramento-manutenção: são inúmeros, tanto catastróficos e chamativos, como imperceptivelmente corrosivos, os processos da seleção natural.

Se nossos desenvolvimentos de grande capacidade construtiva nos permitem pensar os conhecimentos refinados do respeito aos solos e à Natureza, não o será às custas de um elevado custo, direto ou indireto, que liminarmente esvazia qualquer pronunciamento do economês da inflação e do custo de vida? A produção industrial admite a sofisticação cara, e a absorve, pelo fato simples de que a multiplicação expõe

nencial de itens idênticos finalmente produzidos e vendidos compensa o incremento de custo diluído. Porém, na engenharia geotécnica, especialmente na condição muito próxima a $ES = 1,00$, cada caso é individual, e o custo da sofisticação não pode ser diluído nem repartido.

Para todas estas situações o que será que precisamos, hoje mais do que nunca? Não será relembrarmos que o requisito fundamental da engenharia civil é ser econômica, não exigindo nada mais do que atender "ao mínimo necessário"? Seria demasiado pedir dos engenheiros, que atualmente por uma deturpação persistente só tem mais a ganhar quanto mais sofisticarem e encararem os estudos, e que tem tudo a perder salvo seu amor-próprio solitário, quando resolvem correr o risco de fazer a obra menos conservativa: seria demasiado pedir de nós mesmos que advogüemos soluções mais ousadas e mais baratas?

Minha futurologia e meu apelo para a geotecnia autoctone? Qual seria a relação benefício/custo da realização de mais 1000 ensaios Hilf-Proctor num País que já dispõe de um milhão de tais ensaios, e nunca investiu numa só tese de mestrado ou de doutoramento (publicável aos quatro ventos, durante 10 anos consecutivos para matar a questão perante suficiente número de safras sucessivas de geotécnicos) para uma digestão definitiva de tal fartura? Qual seria a relação benefício/custo de se convidar a cooperação da própria Natureza? O que é a maior necessidade atual da humanidade, senão a de resolver os desafios que vêm desde os tempos históricos, porém com métodos novos mais inventivos e econômicos? Ademais do avanço em novas fronteiras da região Amazônica, de regiões áridas-agrestes, e de condições submarinas "offshore", não seria a principal fronteira a transpor, que afeta centenas de milhões de seres, a velha fronteira de sempre, de tornar mais amena a condição de vida no mundo que já ocupamos, no qual a geotecnia exerce função de base?.

NECESSITAMOS DESCONTINUIDADES PARA
ADQUIRIR CONHECIMENTO DE UM CONTÍNUO .

VIVEMOS NUMA ERA DE INCERTEZA
E FORJAMO-LA

MULTIPLICIDADE DE IDÉIAS, FATOS, DESCOBERTAS

ATORDOAMENTO POR COMPLEXIDADES

FIM DE DETERMINISMOS

FIM DE CONFORTO ILUSÓRIO DA HOMOGENEIZAÇÃO

GERAR PRAZERES E RECOMPENSAS ESPECIAIS

FERTILIDADE DE IDÉIAS

FERTILIZAÇÃO CRUZADA

ENGENHARIA ■ ATO DE DECISÃO A DESPEITO DE DÚVIDAS

DISTINGUIR

CIÊNCIA DA ENGENHARIA

LABORES E HABILIDADES ANALÍTICAS

HABILIDADE COMPUTACIONAL DENTRO DE DETERMINADA
HIPÓTESE DE TRABALHO .

PRÁTICA DE TAREFAS DE ENGENHARIA , SOB CONDICIONAMENTOS
SÓCIO-ECONOMO-LEGAIS

ORDEM DE MÉRITO

- 1- ENGENHARIA INVENTIVA OU ENGENHOSA
- 2- ENGENHARIA POR RECEITAS
CORRELAÇÕES PARA MELHORÁ-LAS
- 3- TEORIZAÇÃO E ANÁLISE-SÍNTESE DA ENGENHARIA

MEMO (A) DE PALAVRAS-CHAVES

2. ESTAMOS NA ERA DE TERZAGHI

ESTA A NOSSA PRIMEIRA REALIDADE

ENGENHARIA GEOTÉCNICA

PASSOU A SER {
— O QUE PODE SER ENSINADO E APRENDIDO *
— AO INVÉS DE , O QUE PODE SER FEITO

* GRANDES NÚMEROS DE TRABALHADORES-DE-ENGENHARIA
A SEREM INCUMBIDOS DE TAREFAS

DOMÍNIO DA ATIVIDADE ACADÊMICA ESTENDIDA ATRAVÉS
DE TODA A VIDA PROFISSIONAL

SOMOS ETERNOS ESTUDANTES

HOJE EM DIA {
— MUITO MENOS DA VIDA
— DO QUE DA ENXURRADA DE ESCRITAS

CRIATIVIDADE {
— NÃO É CRIADA COM FREQUÊNCIA
— GERALMENTE NÃO ENSINADA

SOLUÇÃO ENGENHOSA DE ENGENHARIA = NOTAVELMENTE
MELHOR DO QUE ATENDENDO JUSTO AO NECESSÁRIO

∴ (1) IMITADA PORQUE NOTADA

(2) CONSTITUINDO SALTO PARA FRENTE ABRE
POSSIBILIDADE QUE LEVA TEMPO PARA SER CONSUMIDA,
PELAS EXIGÊNCIAS GRADATIVAMENTE MAIORES DA
SOCIEDADE

2.1 PERSPECTIVA HISTÓRICA

MUITAS INVENÇÕES ELEGANTES HERDADAS,
TOMADAS COMO ÓBVIAS E AUTOMÁTICAS

MEMO (B)

2.2 ENGENHARIA INVENTIVA MODERNA

PRODUTOS E PROCEDIMENTOS

EX.: CONCORRÊNCIA INTERNACIONAL DE SOLUÇÕES
PARA A TORRE DE PISA

EXEMPLOS DE DIVERSAS SOLUÇÕES FÍSICAS

ELECTROSMOSE
PRÉ-CARREGAMENTO POR VÁCUO
FUNDAÇÕES FLUTUANTES
DIAFRAGMAS ESTABILIZADOS POR LAMA BENTONÍTICA
INJEÇÃO QUÍMICA SELETIVA (EX: BARRAGEM SERRE PONÇON)
TERRA ARMADA
"CENTRO DE TENSÃO" DE NABOR CARRILLO, E REINJEÇÃO
EM POÇOS
GEOTEXTEIS
DRENOS VERTICAIS DE FIBRAS
ESTABILIZAÇÃO POR COLUNAS DE BRITAS
ESTABILIZAÇÃO POR COLUNAS DE CAL
ESTACAS - RAIZ
ESTACAS - CCP
COMPACTAÇÃO PROFUNDA POR IMPACTO, ETC...
"PILOTES CONTROL" MEXICANA

COMPONENTES DO DR. LAND (POLAROID)

PARA INVENÇÕES

- BRIDA SOLTA AOS SONHOS DO DESEJO
- TRABALHO INTENSO DIRIGIDO PARA REALIZÁ-LOS

MEMO (C)

2.3 TENDÊNCIA PSICOLÓGICA SIGNIFICATIVA

DECORRENTE DA ENGENHARIA INVENTIVA EM GEOTECNIA

{ ÔNUS DE EQUIPAMENTOS PESADOS, POTENTES E ESPECIAIS
EXIGÊNCIAS DEMASIADO APERTADAS DA SOCIEDADE

NO PASSADO : AMOR E RESPEITO PELAS FRAQUEZAS DELICADAS
E DESCONHECIDAS DOS SOLOS

ATUALMENTE : TENDÊNCIA A DESRESPEITAR BRUTALMENTE O
SOLO COMO INCÔMODO , A SER DISPENSADO

SOLUÇÕES A DESPEITO DE CONDIÇÕES DO SUBSOLO

O HOMEM , EM DESENVOLVER CIVILIZAÇÃO VAI CONTRA A
NATUREZA

A QUE CUSTO { SOCIAL
ECONÔMICO } ?

3. RECEITAS E HIPÓTESES DE TRABALHO

4. CORRELAÇÕES EM SUBSTITUIÇÃO A RECEITAS

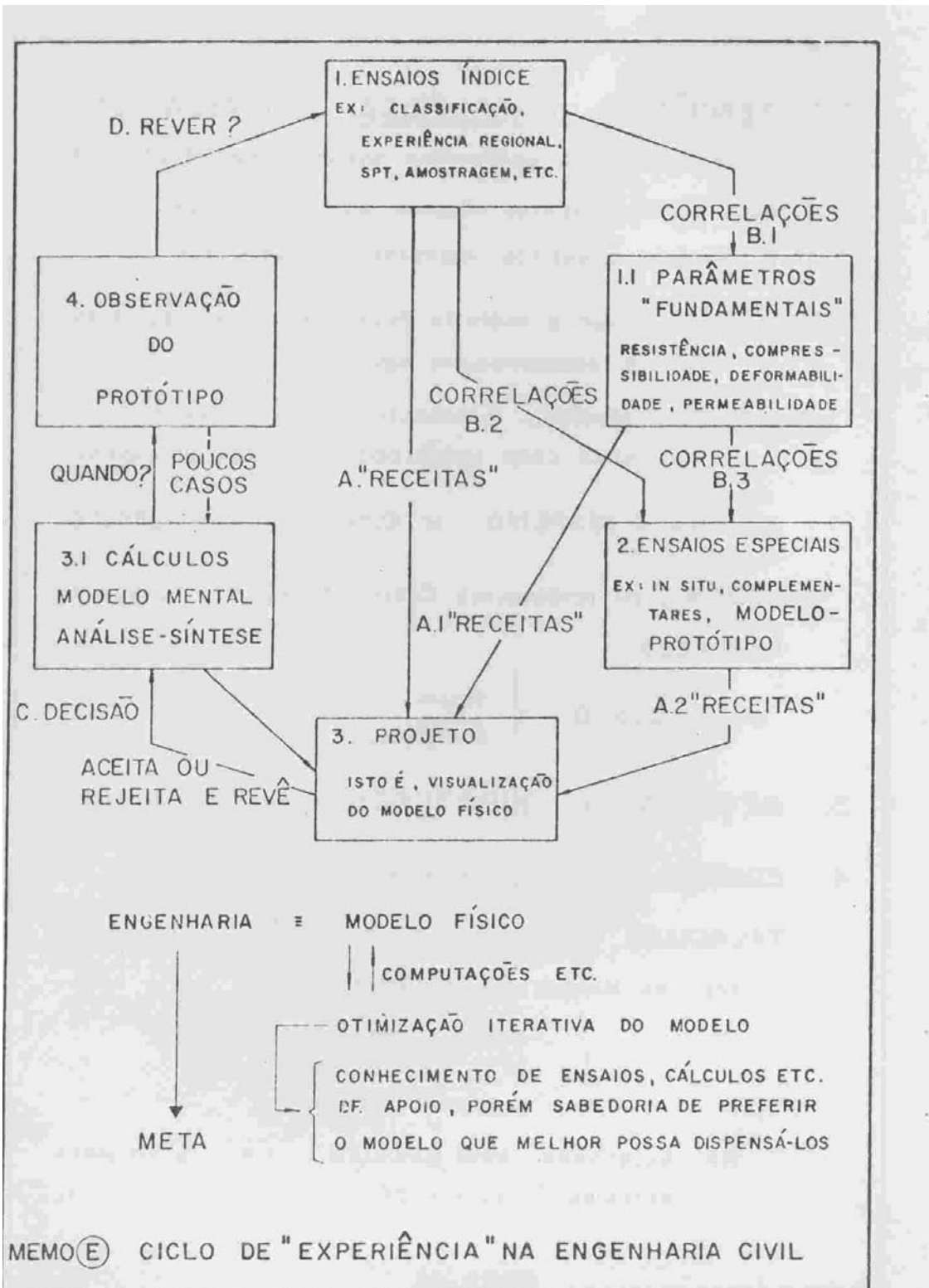
FALACIAS : (1) RECEITAS \neq CORRELAÇÕES , EQUAÇÕES , LEIS

(2) NA MAIORIA DAS CORRELAÇÕES

— FALTA DE ESTATÍSTICA
— ESTATÍSTICA ESPÚRIA
— DISPERSÃO FRUSTRANTE

(3) NECESSÁRIA NOVA RECEITA , i. e. , % CONFIANÇA
REFERIDA À CORRELAÇÃO

MEMO (D)



MECÂNICA DOS SOLOS CONVENCIONAL

1. TERZAGHI :- " FROM THEORY TO PRACTICE "

- 1.1 ABANDONA QUALIFICATIVOS E COMPLEXIDADES DA GEOLOGIA
- 1.2 QUANTITATIVISMO DETERMINÍSTICO
 - ↳ ENSAIOS JUDICIOSOS
 - ↳ ANÁLISE MATEMÁTICA
- 1.3 RACIONALIZAÇÕES CAUSA-EFEITO DE PARÂMETROS INDIVIDUAIS
- 1.4 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS = f (SÓLIDOS, PARTÍCULAS UNITÁRIAS)
- 1.5 INTERFERÊNCIA DA ÁGUA ("PRESSÕES NEUTRAS")
REQUER SEPARAÇÃO , I. e . SUBTRAÍDA
↳ EQUAÇÃO DE " PRESSÕES EFETIVAS "
- 1.6 DICOTOMIAS: 100 % - 0 % : SEM VISÃO DE HISTOGRAMA DE DISPERSÕES

COESIVO - NÃO - COESIVO

RUTURA - RECÁLQUES (COMPRESSIBILIDADE)

PLÁSTICO - NÃO - PLÁSTICO

DRENADO - NÃO - DRENADO

"INDEFORMADO" (PARCIAL) - "AMOLGADO" (TOTAL)

VISÃO SOLUÇÃO

RUTURA :- ENSAIOS DESTRUTIVOS E FS

2. PERÍODO DE DISCÍPULOS DISPERSOS , E DE CONSOLIDAÇÃO: 1930 - 1948

1948 ROTTERDAM - ESPECTRO LATO

3. 1948

TAYLOR - " FUNDAMENTALS " : PROBLEMAS E INCERTEZAS

TERZAGHI - PECK - "SOIL ENG.G. PRACTICE" - RECEITAS

4. PERÍODO 1945 - 1960

4.1 A 4.7 (VER MEMO G)

MEMOS (F), (G), (H) . VISÃO DE MARCOS DO CAMINHO PERCORRIDO

MEMO (F)

4.1 RESPEITOSO RECONHECIMENTO DE SENSIBILIDADES DE CONDIÇÕES
NATURAIS - CONSULTORIA

4.2 VISÃO - PROBLEMA - HETEROGÊNEO

4.3 COMPORTAMENTOS "PLÁSTICOS", ATIVIDADE FRAÇÃO ARGILA

4.4 "ESTRUTURA" E SENSIBILIDADE . AMOSTRAGEM

4.5 ENSAIOS IN SITU INICIAIS

4.6 ENSAIOS TRIAXIAIS - PRESUMIDAS TRAJETÓRIAS DE TENSÕES

4.7 PERCEPÇÃO INICIAL DE VARIAÇÕES DE K' .

5. PERÍODO 1950 - 1960

5.1 EFEITOS QUÍMICO-COLOIDAIS, MINERALOGIA, ESTABILIZAÇÃO
POR MISTURAS MINÚSCULAS — MELHORA DA COMPREENSÃO
DO PRÓPRIO INVESTIGADOR

5.2 LONDRES 1957

COMPACTAÇÃO "SECA" Vs. "ÚMIDA"

ϕ' Vs. ϕ , $C' = 0$ Vs. C_u

5.3 CONFERÊNCIA DE PESQUISA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO,
BOULDER 1960. ANÁLISES DE ESTABILIDADE POR PRESSÕES EFETIVAS

5.4 MALPASSET 1959 — MECÂNICA DAS ROCHAS,
DESCONTINUIDADES

6. PARIS 1961

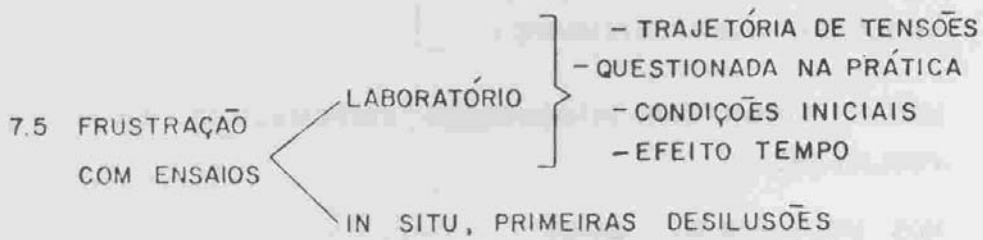
6.1 ESTACAS - EQUAÇÕES E COEFICIENTES DE CARGA DE
RUTURA RÍGIDO - PLÁSTICA DESACREDITADOS

6.2 INTERFERÊNCIA DE DEFORMAÇÕES

MEMO (G)

7. PERÍODO > 1966

- 7.1 DEFORMAÇÕES COMO PREOCUPAÇÃO DOMINANTE
- 7.2 LONDON LARGE BORED PILE CONFERENCE - DEFORMAÇÕES
- 7.3 ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS
- 7.4 MECÂNICA DOS SOLOS "CRITICAL STATE"
CULMINAÇÃO DO MODELO MENTAL DE ARGILA
INATIVA AMOLGADA , ETC.



7.6 LIQUEFAÇÃO

SOLUÇÕES TIPO "GUARDA-CHUVA"

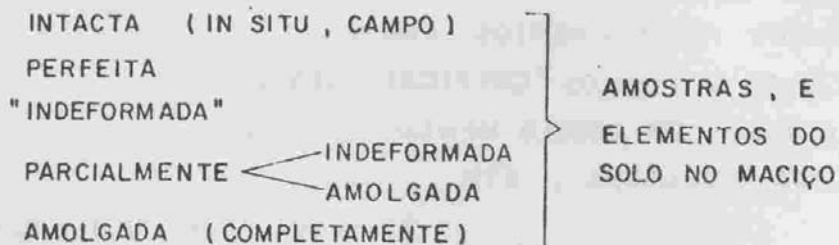
CUSTOS ?

8. PERÍODO > 1970

- 8.1 IMPREVISIBILIDADE E ESTATÍSTICA , PROBABILIDADES
- 8.2 RETORNO DE INVENTIVIDADE , E PREDOMÍNIO DE
EQUIPAMENTOS E PROCESSOS

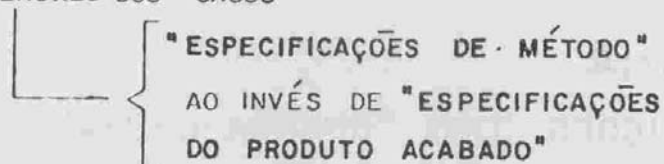
MEMO (H)

QUALIDADE DE AMOSTRAGEM QUANTIFICAÇÃO DA QUALIDADE ?

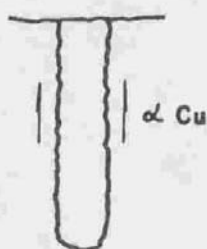


NÃO SE ENCONTRAM INFORMAÇÕES SISTEMÁTICAS EM PUBLICAÇÕES

NOS MELHORES DOS CASOS



EM TODOS OS RELATÓRIOS DO ESTADO DA ARTE
TODAS AS AMOSTRAS DESDE 1950 - 1980
REUNIDAS GLOBALMENTE , DESIGNADAS "INDEFORMADAS"
COMO SE FOSSEM PARTE DO MESMO UNIVERSO
ESTATÍSTICO



Ex. PARA VALORES α PARA ESTACAS

$$\text{Cu EM 1950} \cong \frac{R_c}{2}$$

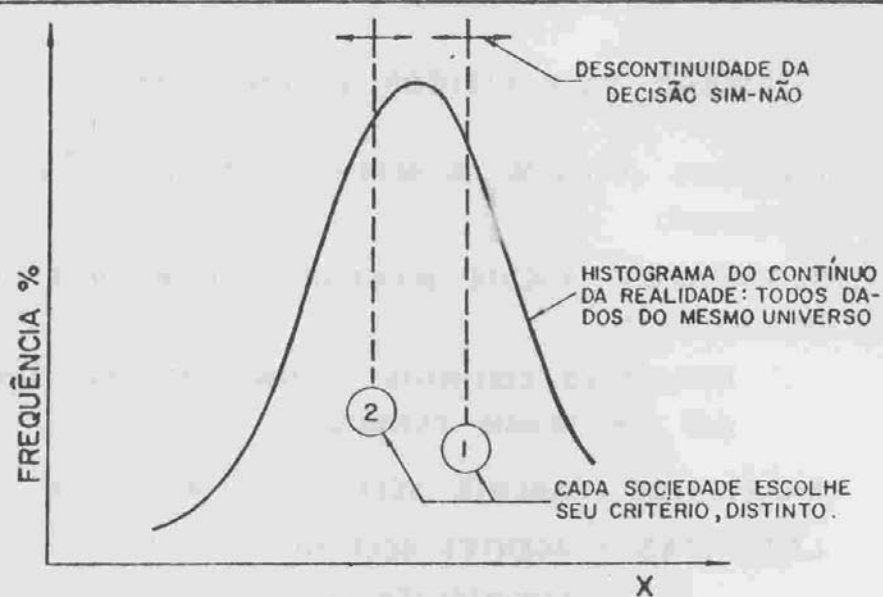
MODERNAMENTE \simeq PALHETA , ETC.

MEMO (I)

SOLOS SAPROLITICOS E LATERITICOS TROPICAIS

1. IGNORÂNCIA IMPLÍCITA NA GENERALIZAÇÃO DA PRÓPRIA DESIGNAÇÃO.
2. **SEDIMENTOS** : AGENTE SELETIVO = TRANSPORTE E SEDIMENTAÇÃO.
∴ HORIZONTES, DISTINTOS, ± UNIFORMES EM COMPARAÇÃO COM DEMAIS ESTRATOS
SAPROLITOS : AGENTE SELETIVO = "CORROSÃO" IN SITU
LATERITAS : AGENTES SELETIVOS = CORROSÕES E CIMENTAÇÕES IN SITU
3. PRINCÍPIOS A CONSIDERAR COMO BEM DISTINTOS DOS DA MECÂNICA DOS SOLOS SEDIMENTAR CONVENCIONAL
 - 3.1 **TENSÕES IN SITU** : f (EQUIVALÊNCIA DEFORMAÇÕES)
CONDIÇÕES σ'_z GEOSTÁTICA SÓ VÁLIDA EM MÉDIA;
CONDIÇÕES LOCAIS ACENTUADAMENTE DIFERENCIADAS POR SELEÇÃO NATURAL — SUPORTA MAIS O ELEMENTO MAIS RÍGIDO
 k'_v ? DESCONHECIMENTO TOTAL. PODE TENDER A NULO COMO EM ARGILAS RESSECADAS
 - 3.2 EQUILÍBRIO SOB AÇÕES CÍCLICAS, ENCHARCAMENTO — SUCÇÃO
 - 3.3 FATOR TEMPO . CIMENTAÇÕES, OUTROS ?
 - 3.4 **ESTRUTURA** : NUCLEAÇÕES ETC
POROSIMETRIA ? CANALÍCULOS ?
AR — CONFINADO vs. POROS CONTÍNUOS

MEMO (J)



ENGENHARIA = FATOS?
 CIÊNCIA?
 CERTEZAS MATEMÁTICAS?

DEFINITIVAMENTE NÃO.

TEORIAS FREQUENTEMENTE CONCEBIDAS A PARTIR DE 3 A 4 PONTOS;
 FERTILIDADE DA INTUIÇÃO

ex:- CUBO DE RUBIK

COMPARADA COM LABOR PROGRESSIVO ANÁLISE - SÍNTESE
 PROGRAMÁVEL SEGUNDO "LEI" (COMPUTADOR)

INVENÇÃO GERALMENTE MUITO MELHOR DO QUE O NECESSÁRIO
 PARA SOBREVIVÊNCIA: SELEÇÃO NATURAL EM FS ≈ 1,00

CURIOSIDADE - ESFORÇO - EXPERIÊNCIA.

JUVENTUDE - ADOLESCÊNCIA - MATURIDADE

O MAIOR ENTRE OS TRÊS É CURIOSIDADE

RESPEITO PELO PASSADO

EMPENHO NO PRESENTE

INTERESSE - DEDICAÇÃO PELO FUTURO

MEMO (K)

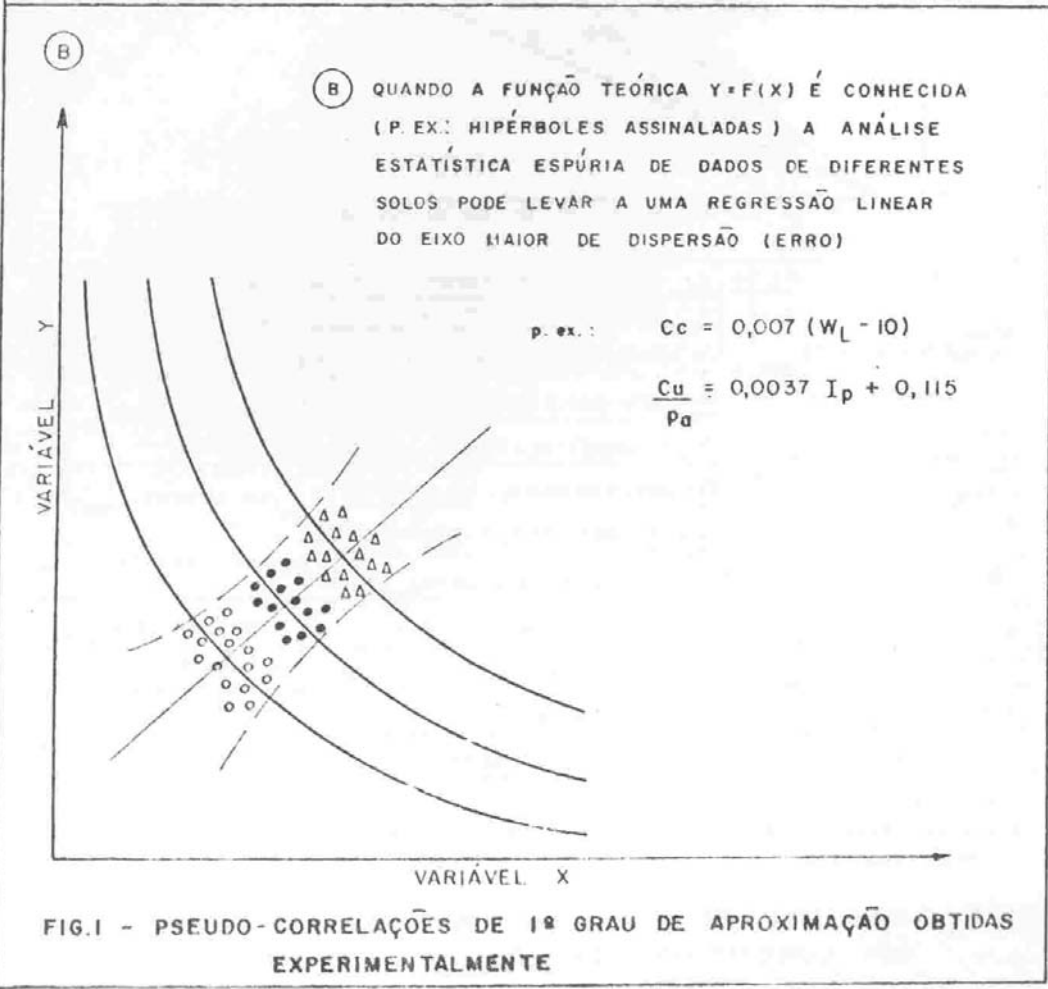
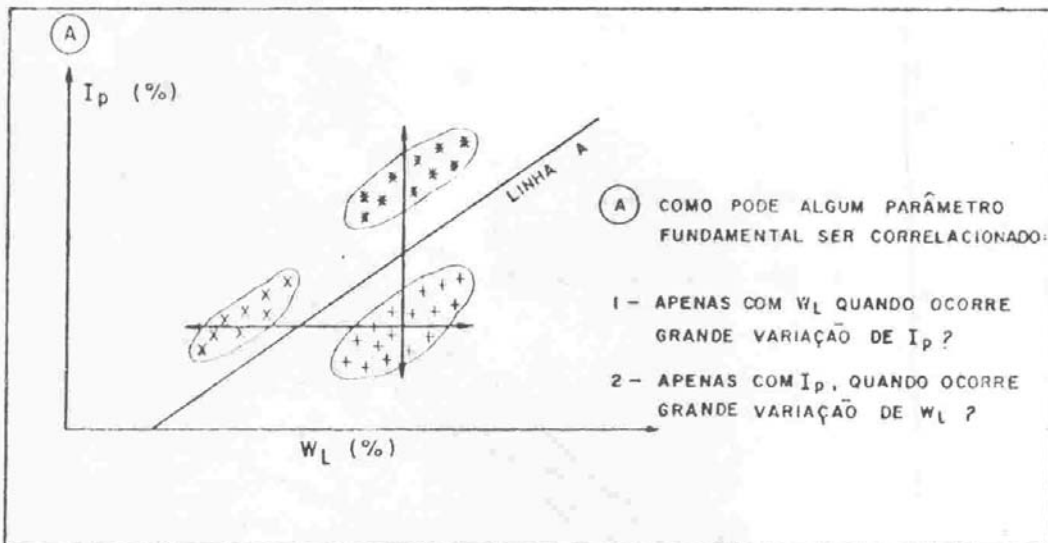
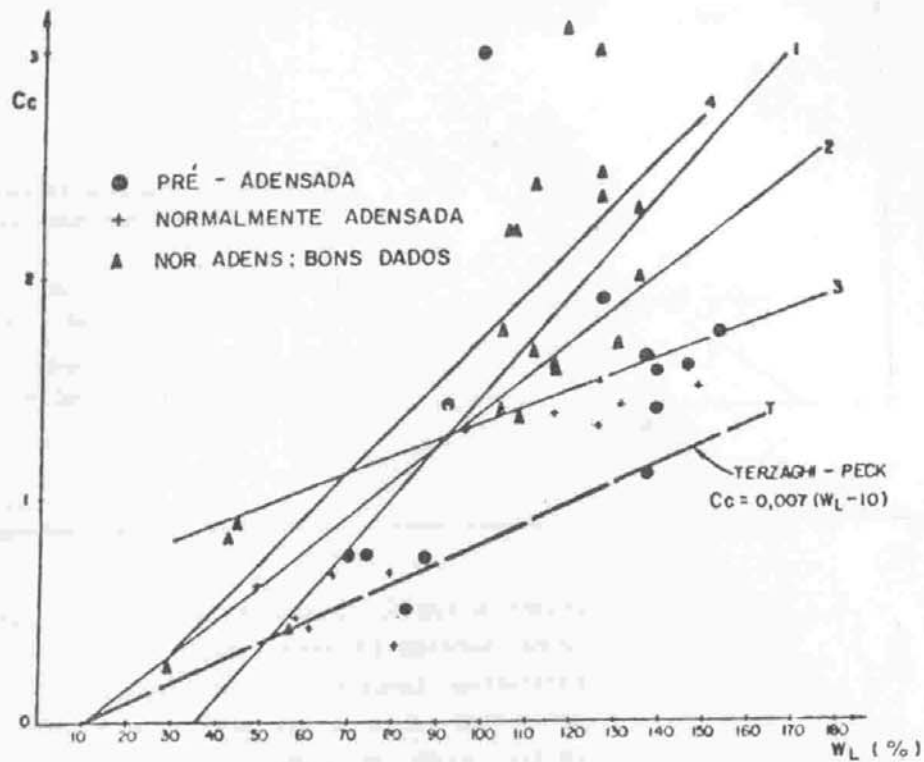


FIG.1 - PSEUDO-CORRELAÇÕES DE 1ª GRAU DE APROXIMAÇÃO OBTIDAS EXPERIMENTALMENTE

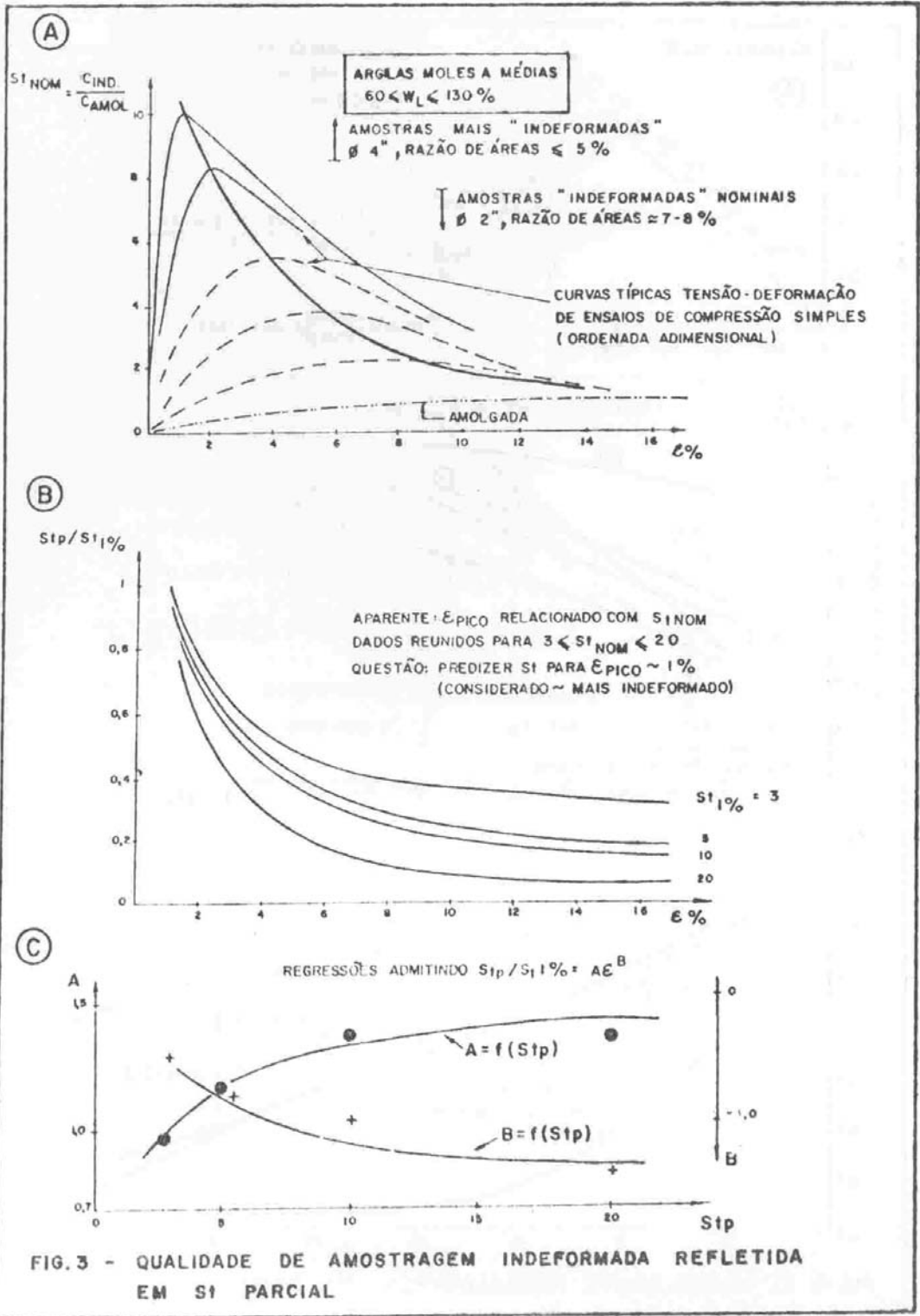


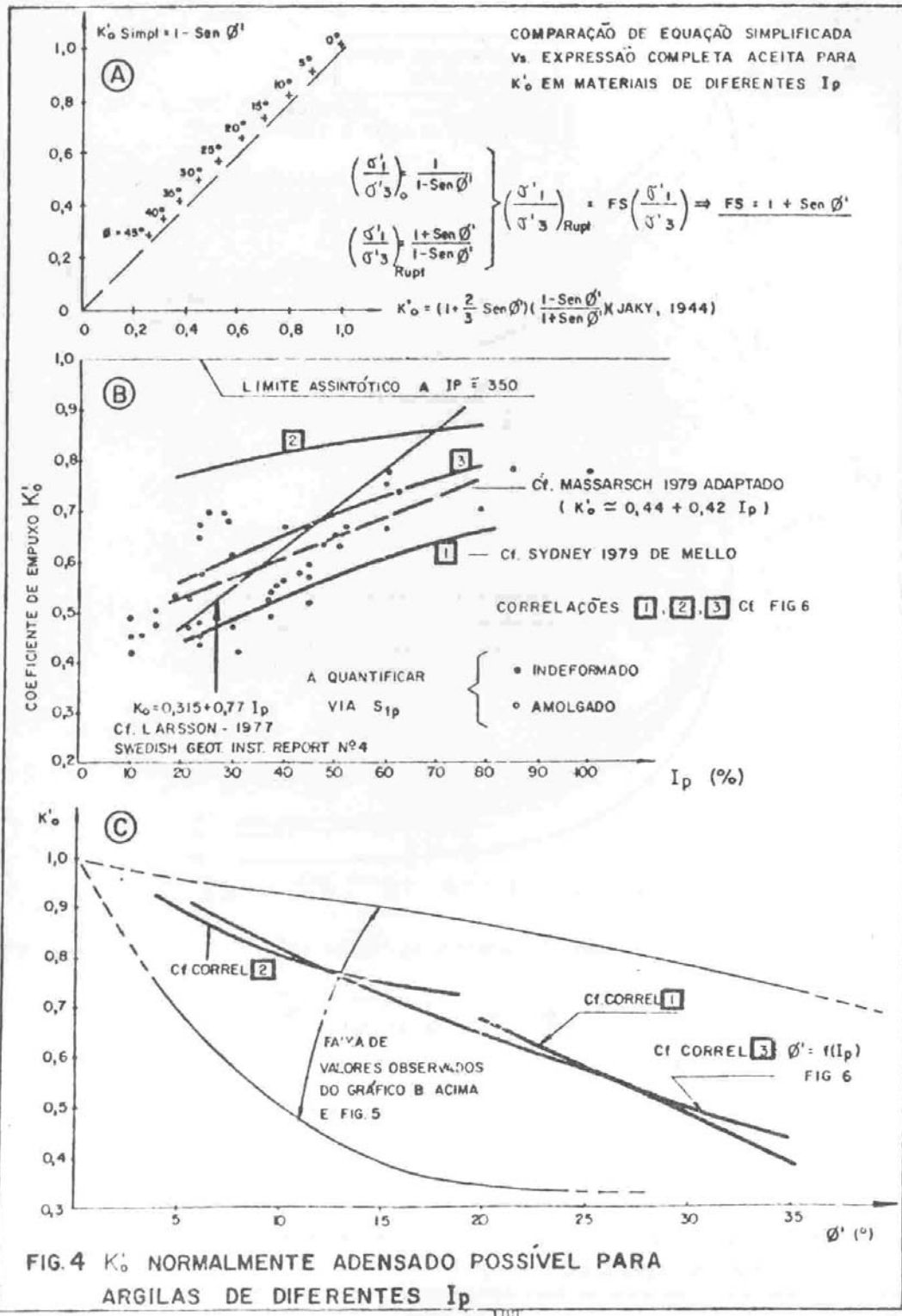
	A - TIPO DE ARGILA		B - CONDIÇÕES DE TENSÃO				A - B - C			
		r *		r	*		r	*		
NORM. ADENS. n = 32 + ▲ CORRELAÇÃO 1	0,0182(WL - 19,05)	0,74	C - PROPRIEDADES FÍSICAS (C _R)				0,1902 + 0,00276 WL - 0,1700 (f' _z)	0,71	4 ^o	
			f' _z	0,3289 + 0,01688 WL - 1,0817 (f' _z)	0,80	1 ^o				
			P _o	-0,1232 + 0,01822 WL - 0,3674 (P _o)	0,75	2 ^o				
			e _o	C _R = 0,002751 (WL + 30,58)	0,65	5 ^o				
PRÉ-ADENS. n = 13 ● CORRELAÇÃO 3	0,007356(WL + 8,74)	0,36	f' _z	1,385 + 0,004054 WL - 1,115 (f' _z)	0,51	1 ^o	f' _z	0,358 + 0,0002567 WL - 0,1081 (f' _z)	0,29	4 ^o
			P _o	0,7553 + 0,007444 WL - 0,1895 (P _o)	0,42	2 ^o	P _o	0,3001 + 0,0000812 WL - 0,02224 (P _o)	0,25	5 ^o
			e _o	C _R = 0,0005767 (WL + 488,30)	0,19	6 ^o				
TODOS DADOS n = 45 CORRELAÇÃO 2	0,01426(WL - 19,42)	0,63	f' _z	0,4268 + 0,01272 WL - 0,6561 (f' _z)	0,66	1 ^o	f' _z	0,2044 + 0,001798 WL - 0,08214 (f' _z)	0,54	3 ^o
			e _o	C _R = 0,00199 (WL + 74,20)	0,52	4 ^o				
* + n = 20 CORRELAÇÃO 4	0,02025(WL - 14,63) + 0,77	0,77	f' _z	0,2513 + 0,01809 WL - 0,7954 (f' _z)	0,80	1 ^o	f' _z	0,1953 + 0,002616 WL - 0,1201 (f' _z)	0,71	3 ^o
			e _o	C _R = 0,002943 (WL + 38,22)	0,68	4 ^o				

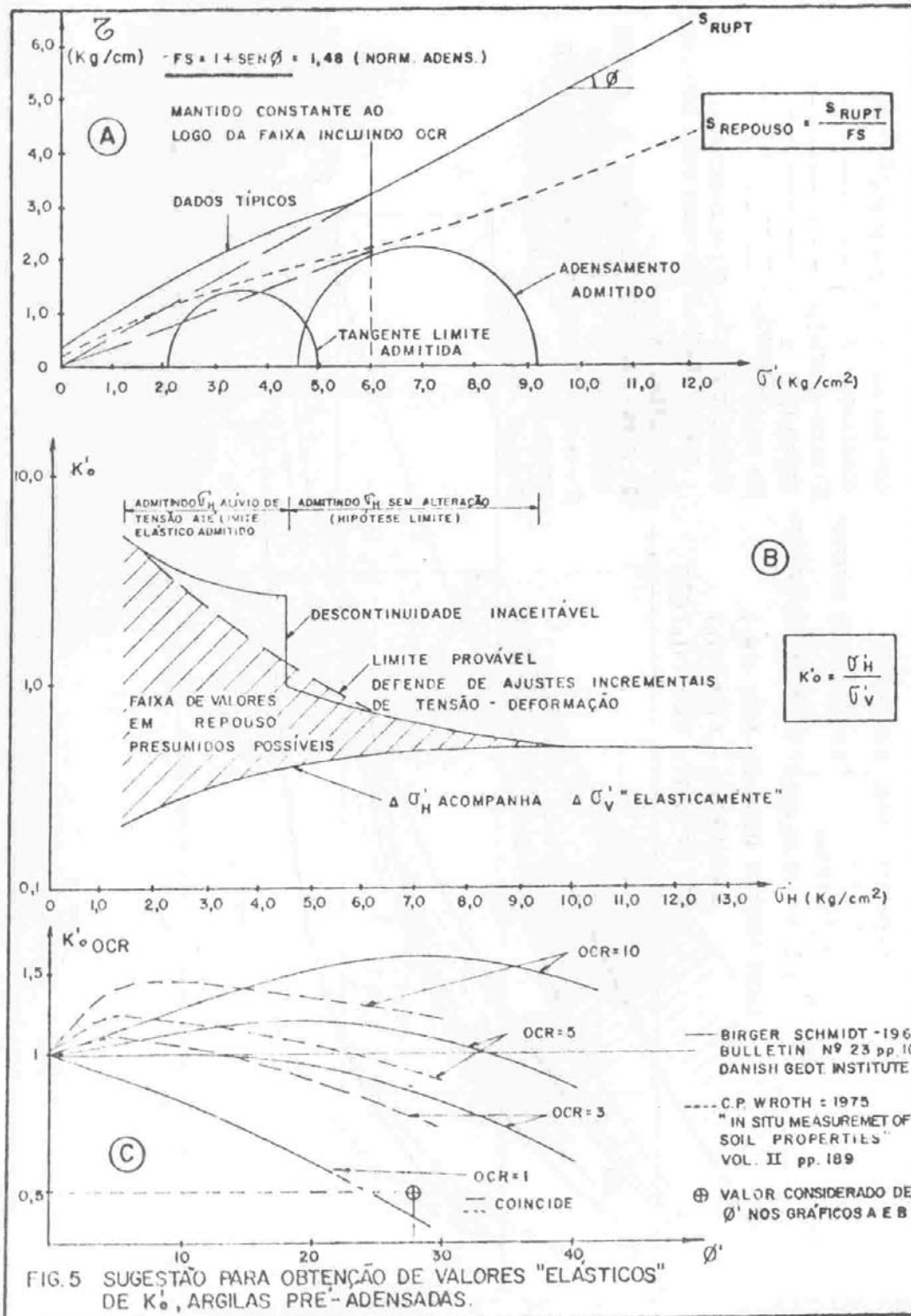
* ORDEM DE MELHORES CORRELAÇÕES

* * NORM. ADENS. DADOS RECENTES ESPECIALMENTE CUIDADOSOS DOS 32 TESTES UTILIZADOS PARA CORRELAÇÃO 1

FIG. 2 - BREVE INVESTIGAÇÃO DE CORRELAÇÕES DE C_c, C_R EM COMPARAÇÃO COM EXPECTATIVAS TEÓRICAS







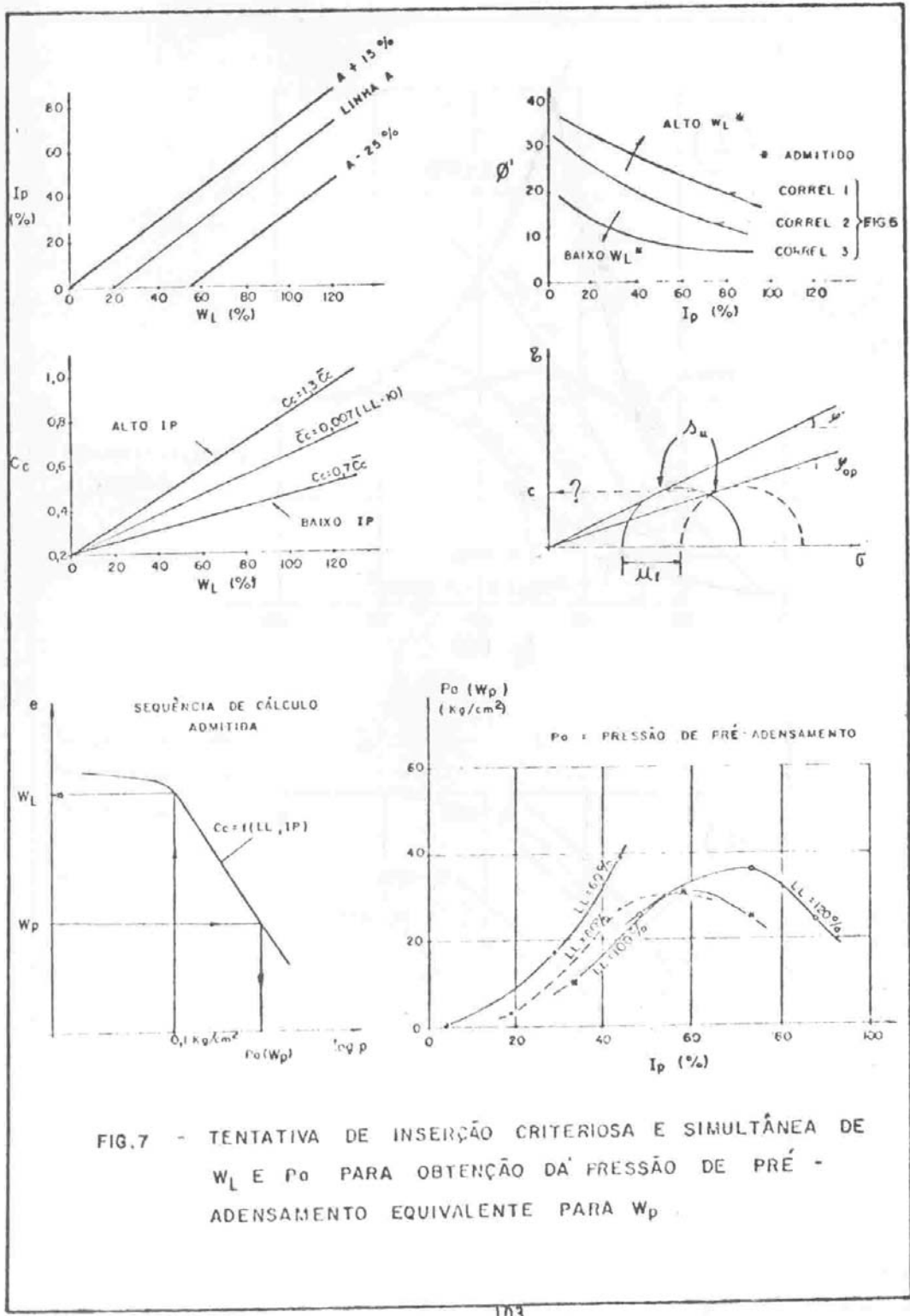


FIG.7 - TENTATIVA DE INSERÇÃO CRITERIOSA E SIMULTÂNEA DE W_L E P_o PARA OBTENÇÃO DA PRESSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO EQUIVALENTE PARA W_p .

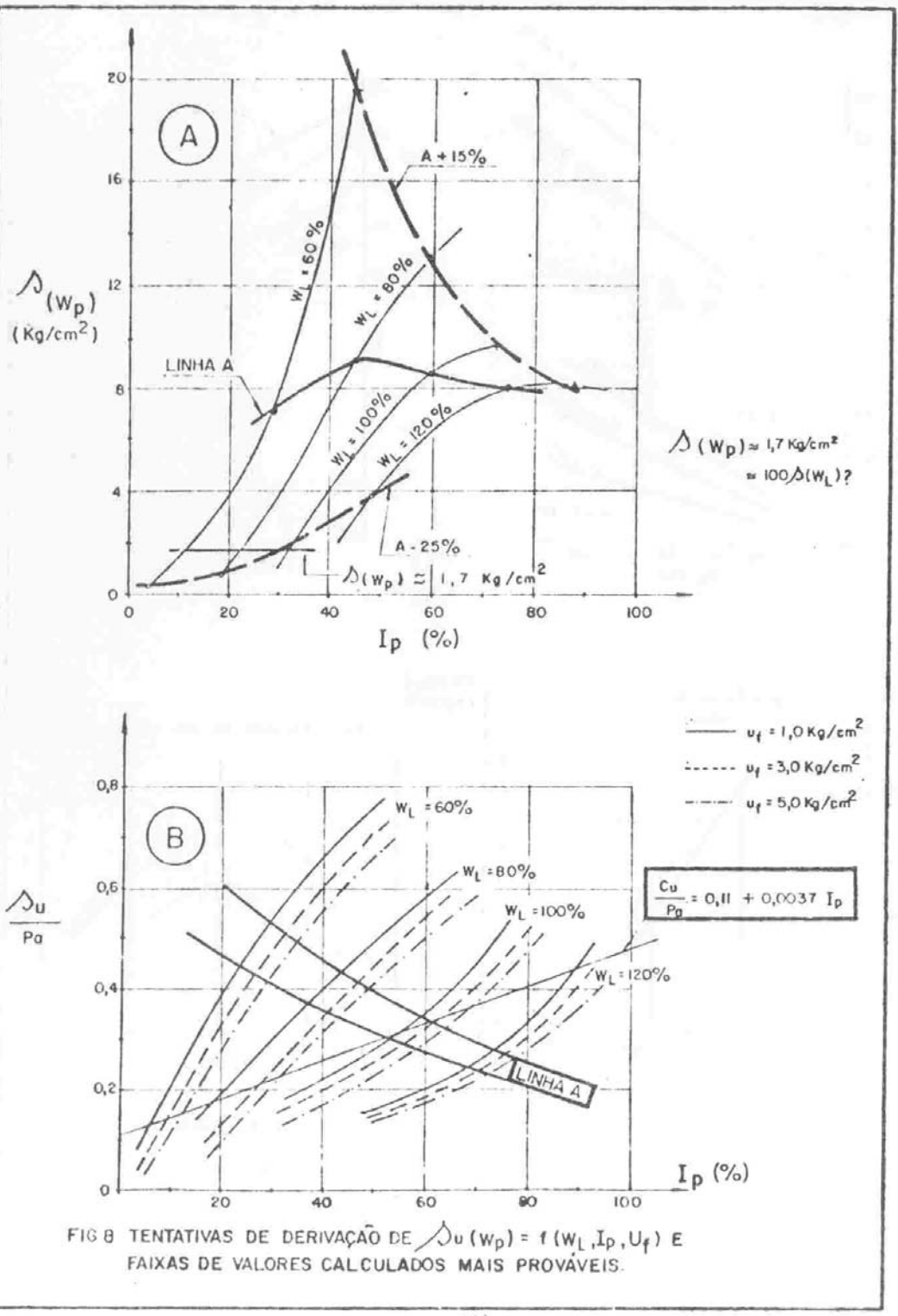
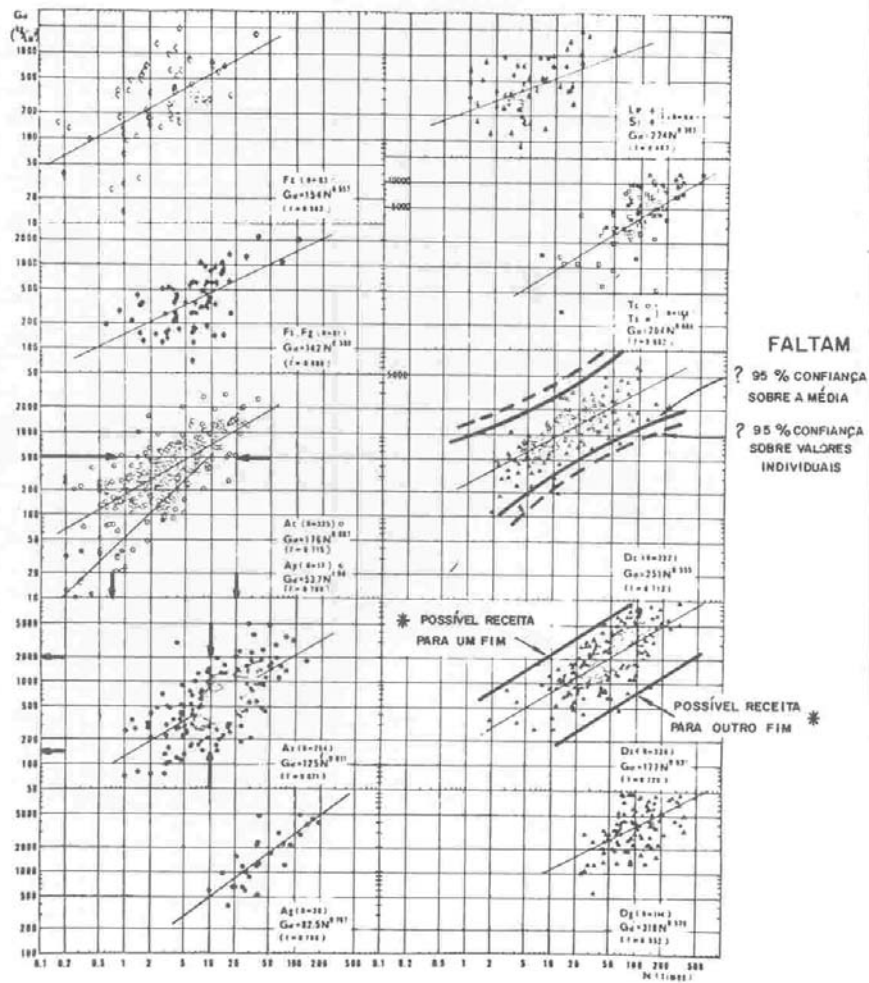


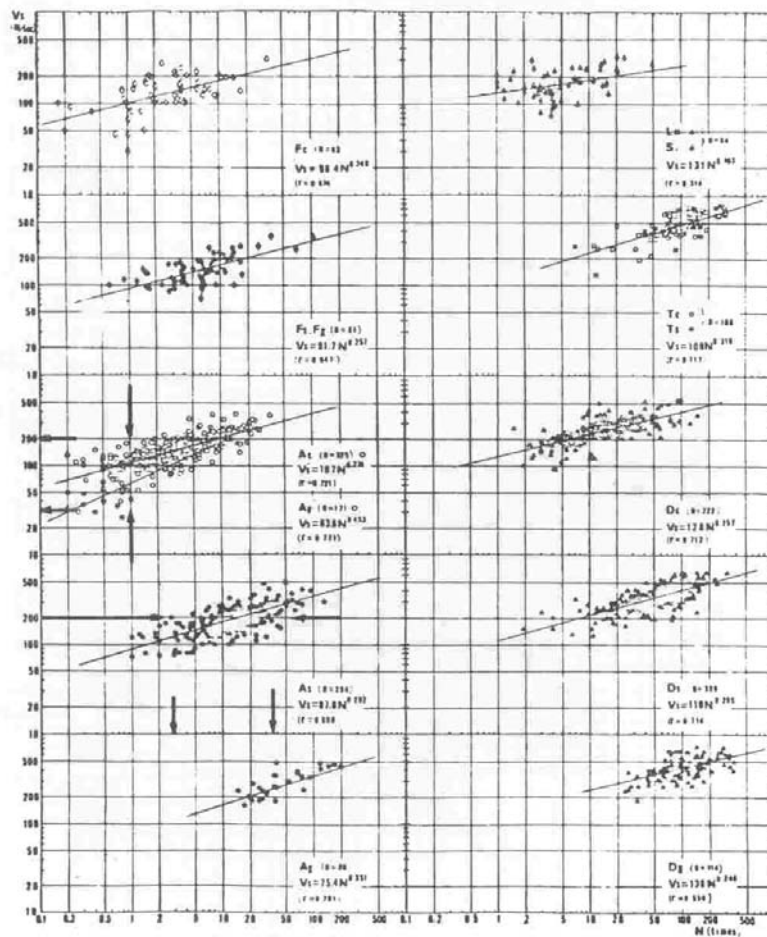
FIG 8 TENTATIVAS DE DERIVAÇÃO DE $\Delta u(w_p) = f(W_L, I_p, u_f)$ E FAIXAS DE VALORES CALCULADOS MAIS PROVÁVEIS.



Apud IMAI, T & TONOUCHI, K 1982

FIG.9 - CORRELAÇÕES ESTATÍSTICAS DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE TRANSVERSAL vs. SPT (DIFERENTES SOLOS)

* NECESSIDADES DA ENGENHARIA DE PROJETO



Apud IMAI, T & TONOUCI, K 1982

FIG.10 CORRELAÇÕES ESTATÍSTICAS DE VELOCIDADES DE ONDAS S Vs SPT (DIFERENTES SOLOS)

Fig. 1. N values - pressuremeter parameter relationships (all data sets)

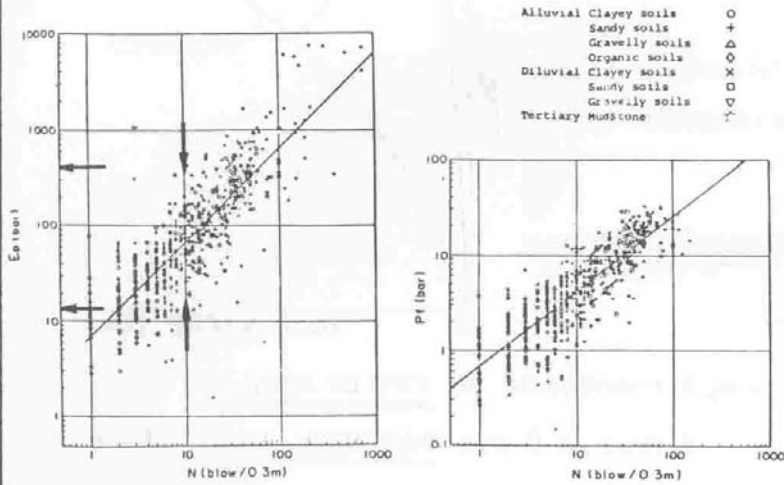
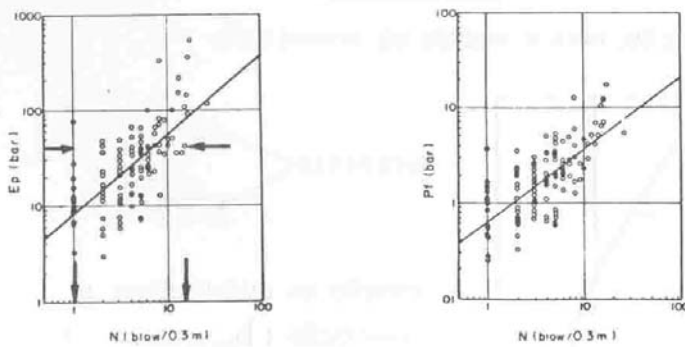


Fig. 2.(a) N values-pressuremeter parameter relationships (alluvial clayey soils)



Apud TSUCHIYA, H & TOYOOKA, Y 1982

FIG. II CORRELAÇÕES ENTRE SPT E PARÂMETROS PRESSIOMÉTRICOS

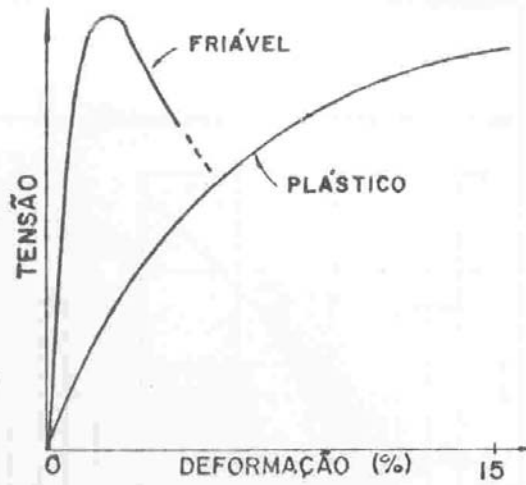
EXEMPLO DE ASSOCIAÇÃO IRRACIONAL DE PALAVRAS

COMPORTAMENTO PLÁSTICO EM
BARRAGENS DE TERRA COMPACTADA

∴ ALTA PLASTICIDADE
TENSÃO-DEFORMAÇÃO

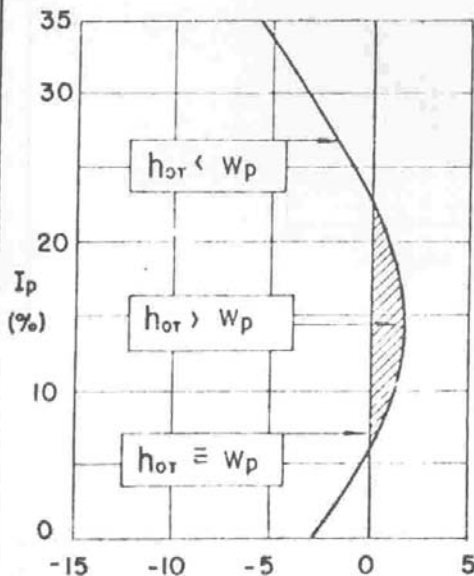
∴ ALTO ÍNDICE DE PLASTICIDADE ?

i.e. ALTO $w_L - w_p \equiv$ PROPRIEDADE DO TIPO DE ARGILA
 \equiv FAIXA DE h COM POTENCIAL PLASTICIDADE



NECESSÁRIO:- PLASTICIDADE EM DETERMINADA

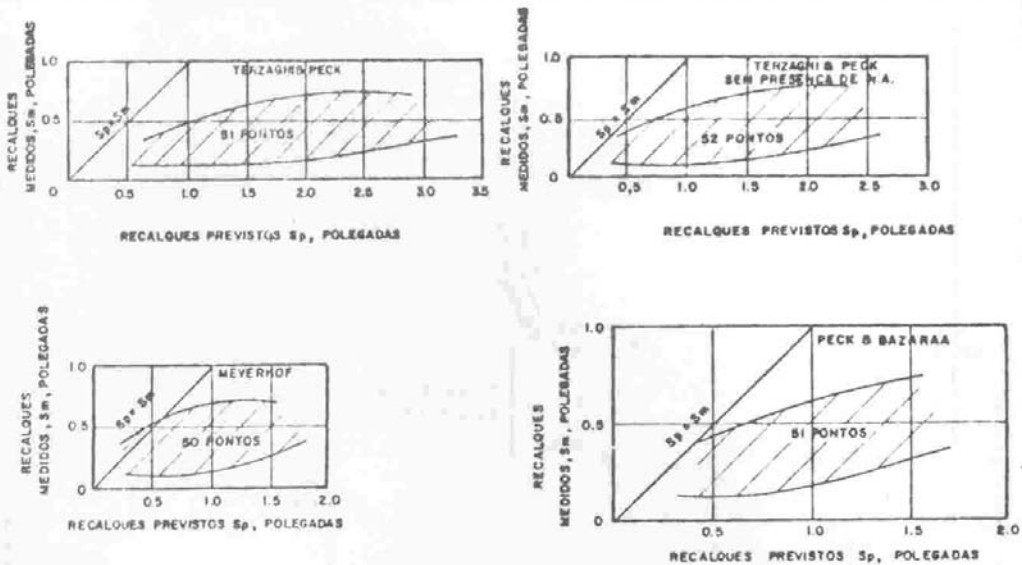
CONDIÇÃO, PARA A UMIDADE DE COMPACTAÇÃO



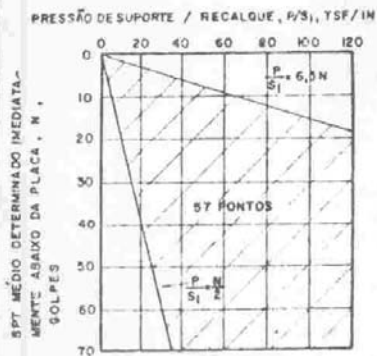
DIFERENÇA $\begin{cases} \text{SER} \\ \text{ESTAR} \end{cases}$

CONDIÇÃO NA UMIDADE ÓTIMA DE
COMPACTAÇÃO (h_{ot}), USADA COMO
PRIMEIRO ÍNDICE DE APROXIMAÇÃO

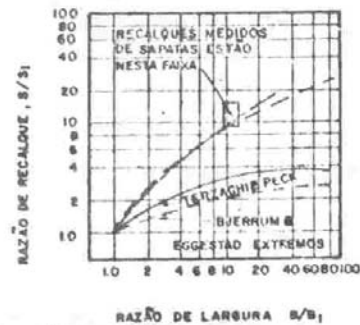
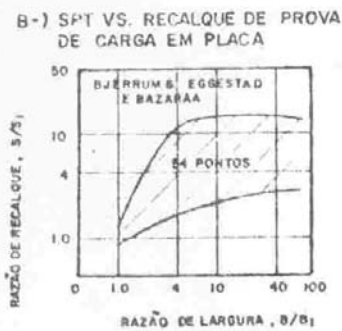
FIG.12 - PLASTICIDADE DE NÚCLEO COMPACTADO Vs. FISSURAMENTO



A-) RECALQUES MEDIDOS vs. PREVISTOS = f (SPT)



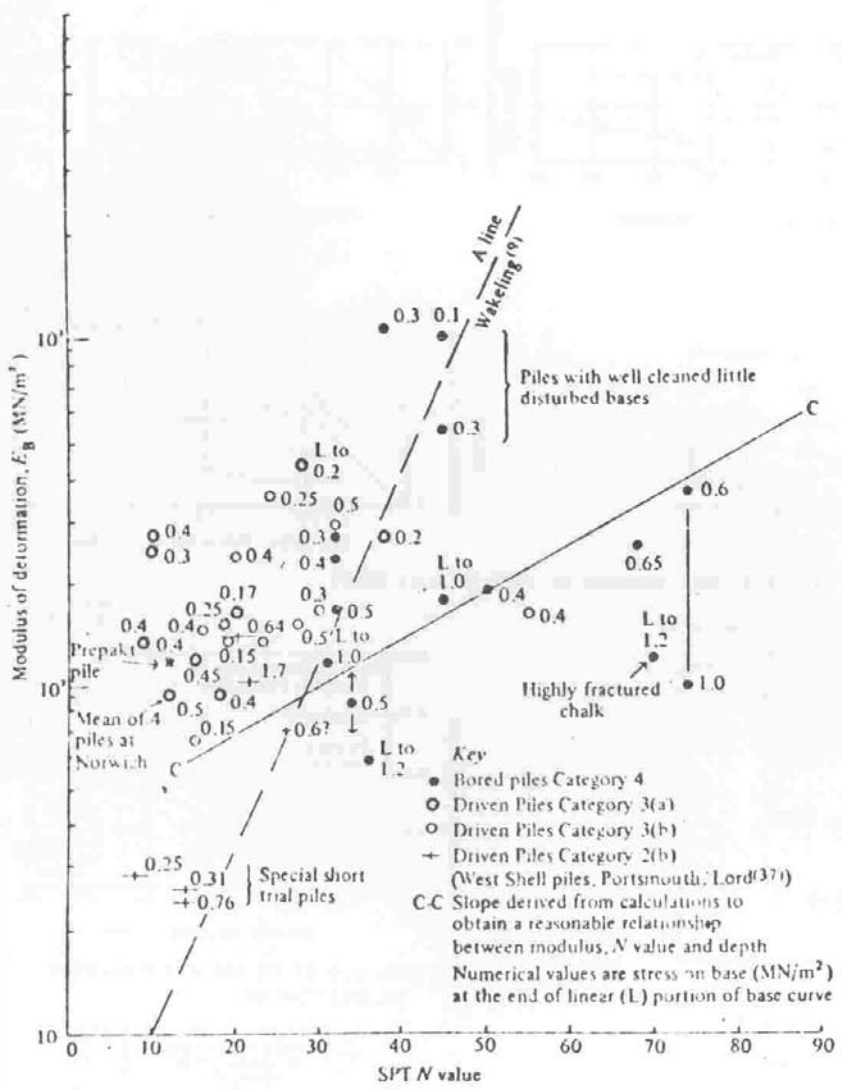
C-) RECALQUES DE SAPATAS PREVISTOS VS. OBSERVADOS



D-) RECALQUE DE SAPATAS = f (LARGURA)

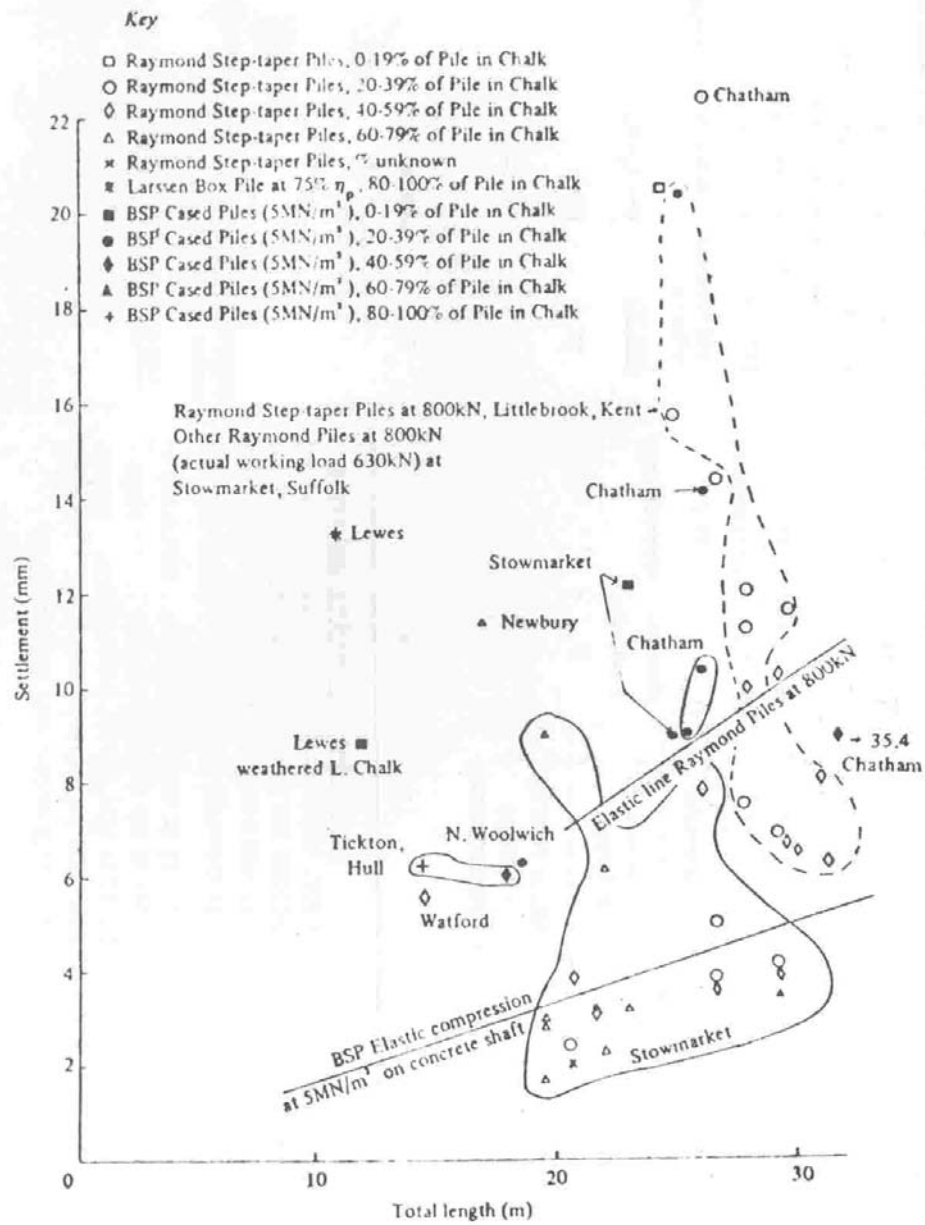
FIG. 13 - DISPERSÕES DE ESTIMATIVAS, SAPATAS EM AREIAS

(APUP D. D'APOLONIA ET AL, JOURNAL ASCE EM. AD VOL 94 SM 3 1968, VOL 96 SM 2 1970)



APUD : HOBBS , N.B. & HEALY , P.R. (1979)

FIG. 14 MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA BASE DA ESTACA VS VALOR DE SPT (GOLPES) NA BASE DA ESTACA (TENSÕES INDICADAS EM MN/m^2)



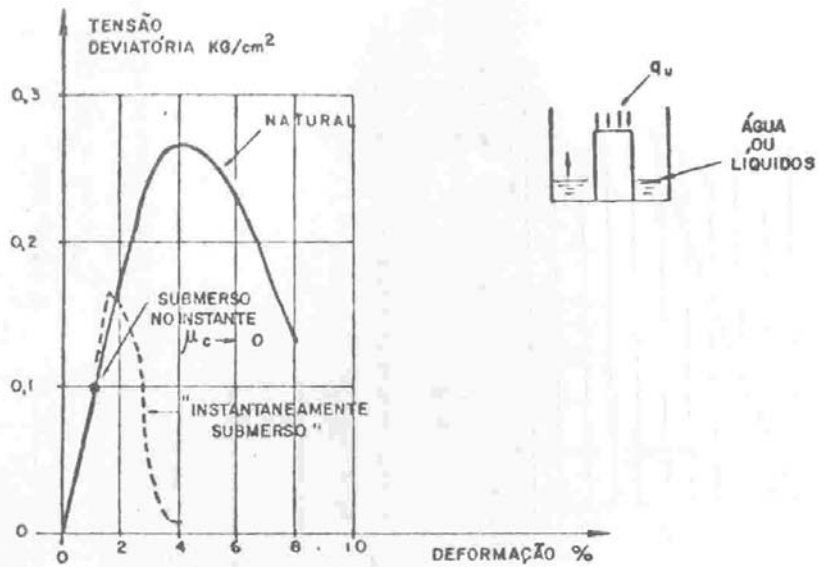
APUD: HOBBS, N.B & HEALY, P.R. (1979).

FIG. 15 PERFORMANCE DE ESTACAS METÁLICAS DE GRANDE DESLOCAMENTO

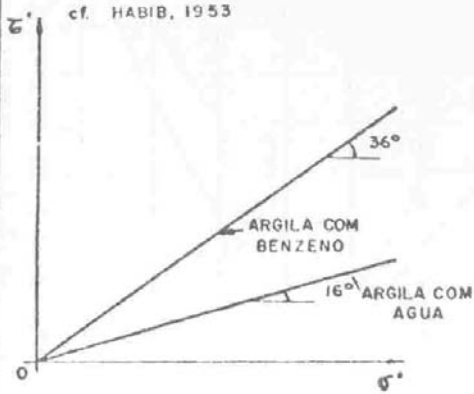
HISTÓRICO, SEGUNDO PRÁTICA DE EXECUÇÃO DE TÓNEIS (APUD PECK 1969; Terzaghi-1946)		MECÂNICA DOS SOLOS TRADICIONAL STATE-OF-THE-ART (PECK 1969)		ATUAL ELABORAÇÃO DE PERFIL MÚLTIPLO COM DADOS GEOTÉCNICOS
SOLOS PLÁSTICOS	ARGILAS MUITO MOLES E MEDIANAMENTE RIJAS	N.A. NÃO PREOCUPOU (?)	ARGILAS SENSÍVEIS (INCL. LEDA) NORMALMENTE CARREGADA	SPT → estimada s CPT, CPT _u → estimados s, E, c _v INDEFORMADA → PERFEITA → ELEMENTO INTACTO
SOLOS FIRMES	ARGILAS RIJAS. SOLOS GRANULARES CIMENTADOS OU COESIVOS.		ARGILA GLACIAL PLÁSTICA	(Amostras moderadamente Amolgadas) $\phi_{uu} = 0^\circ$
SOLOS QUE ESCORREM (RUNNING GROUND)	SOLOS PERFEITAMENTE NÃO COESIVOS; AREIA SECA; CASCALHO LIMPO SOLTOS		ARGILA PLÁSTICA FISSURADA (LONDRES, BOOM)	Saturadas N.A. } u } ? K' _o }
SOLOS QUE DESPLACAM (RAVELING GROUND)	AREIAS POUCO COESIVAS, AREIAS FINAS, SÍLTES (COESÃO APARENTE); SAPROLITOS.	<u>ESTABILIDADE NA MAIORIA DOS SOLOS</u> (P.228) "COM A EXCEÇÃO DE ARGILAS PLÁSTICAS SOB CONDIÇÕES NÃO DRENADAS, TENTATIVAS TEÓRICAS PARA ESTIMAR O FATOR DE SEGURANÇA DE UMA FRENTE DE ESCAVAÇÃO AINDA NÃO TEM TIDO SUCESSO"....		<p>QUADRANTE DE INTERESSE (CISALHAMENTO PARA TRAJETÓRIA DE σ' TENSÃO (DESCOMPRESSÃO σ_3))</p>
SOLOS QUE ESCORREM OU QUE DESPLACAM COM FLUJEM (FLOWING GROUND)	SOLOS QUE ESCORREM OU QUE DESPLACAM COM PRESSÕES NEUTRAS DE PERCOLAÇÃO	"DETALHES DE ESTRATIGRAFIA E ESTRUTURAS SECUNDÁRIAS DOS DEPÓSITOS DE SOLO" "VISTO - QUE ESTES DETALHES SÃO IMPREVISÍVEIS, NENHUMA CORRELAÇÃO SATISFATORIA ENTRE F.S. E PROPRIEDADES DO SOLO MEDIDAS PODE SER ANTECIPADA".		
		[TEMPO DE AUTO-SUPORTE] (?)		
		[TEMPO DE AUTO-SUPORTE] (?)		<p>AREIAS, AREIAS ARGILOSAS, SÍLTES, ETC.</p> <p>S_w</p> <p>N.A. + U PERCOLAÇÃO</p> <p>ESTIMADOS $\left\{ \begin{array}{l} U_c; E; \phi'; c'; \\ p_a; K'_o \end{array} \right.$</p> <p>[TEMPO DE AUTO-SUPORTE] (?)</p>

FIG.16 = Perfil de sub-solo idealizado e parâmetros estimados para estabilidade da frente.

ARGILA MOLE PLÁSTICA SATURADA



ENVOLTÓRIA DE MOHR
cf. HABIB, 1953



EXPANSÃO DE UM ARGILITO
SOB $\bar{\sigma} = 1 \text{ Kg/cm}^2$ Cf NAKANO
(1967)

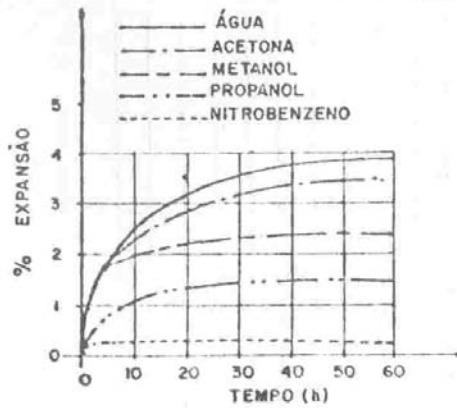
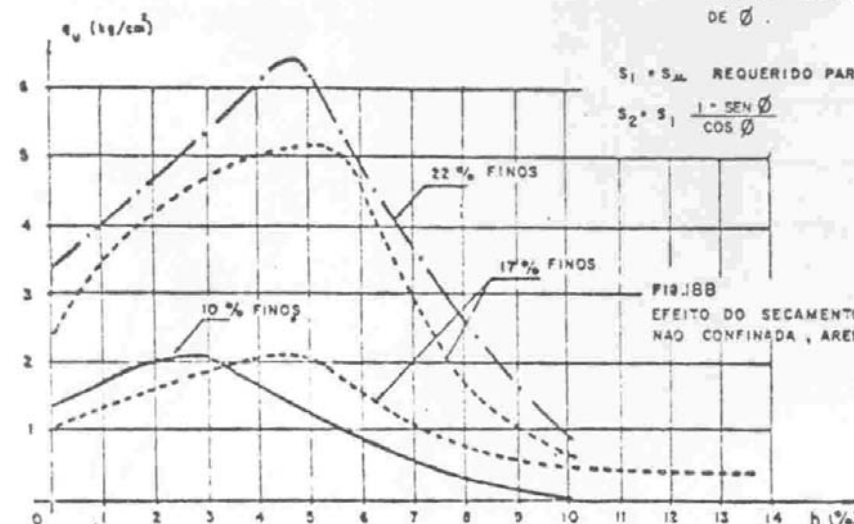
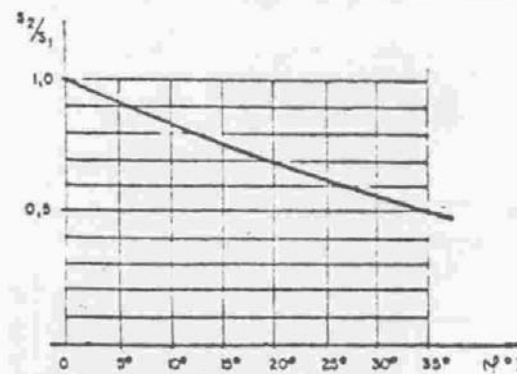
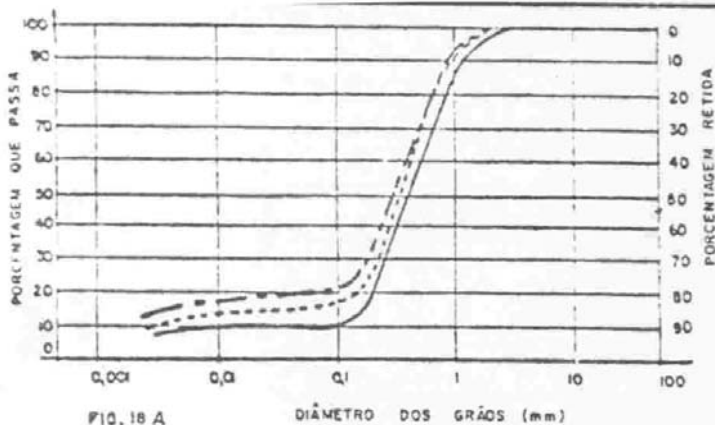


FIG. 17 - INFLUÊNCIA DE μ_c E DIFERENTES LIQUIDOS
NA COMPRESSÃO SIMPLES



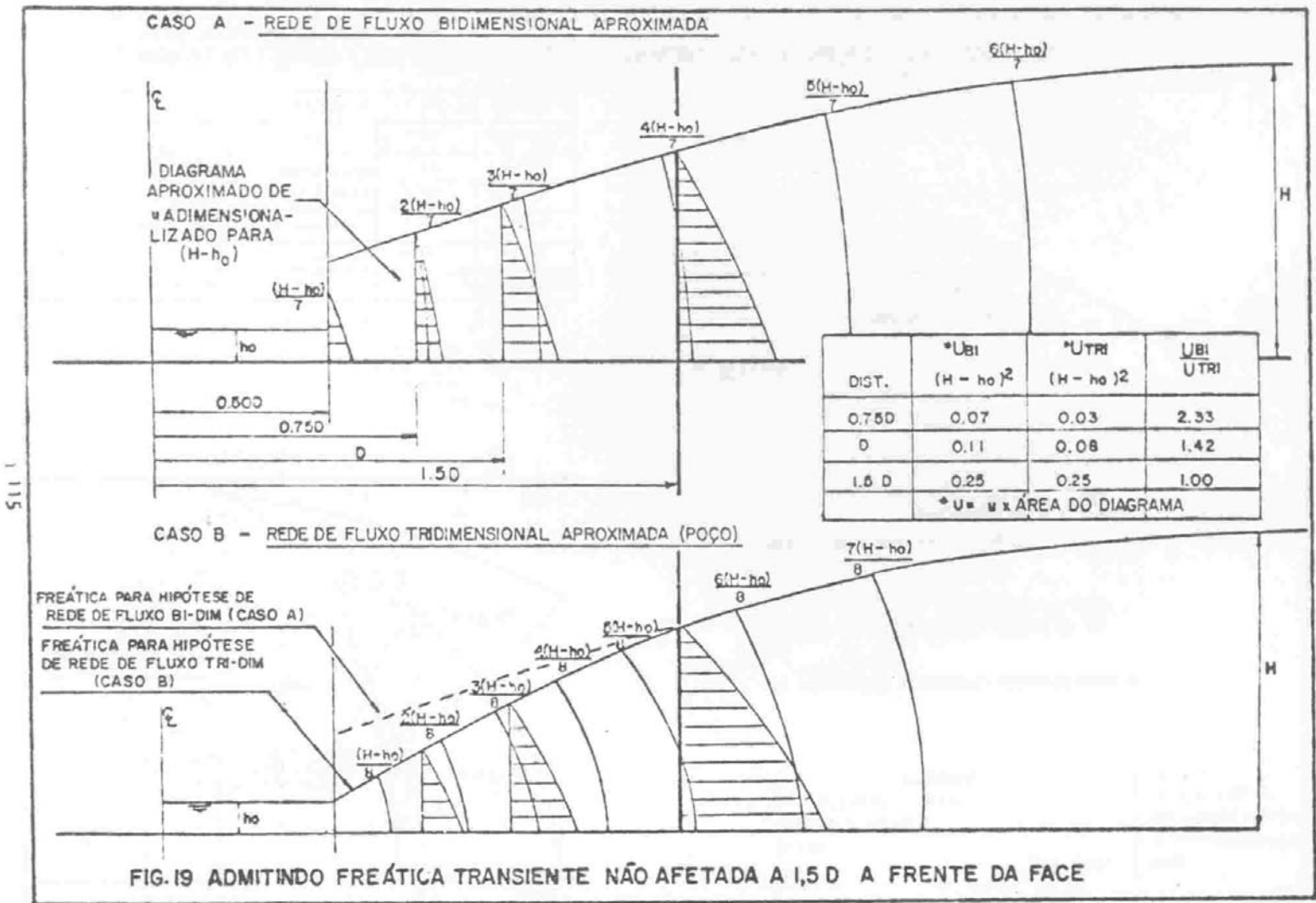
$$S_1 = S_{u1} \text{ REQUERIDO PARA SOLOS COESIVOS} = \frac{3\gamma_z}{4}$$

$$S_2 = S_1 \frac{1 - \text{SEN } \phi}{\text{COS } \phi}$$

FIG. 18 B
EFEITO DO SECAMENTO DO AR COMPRIMIDO NA RESISTÊNCIA
NAO CONFINADA, AREIAS ARGILOSAS.

$\gamma_{\text{sat}} = 1,95 \text{ e } 2,05 \text{ (t/m}^3\text{)}$
 $h_{\text{sat}} = 11\%$

FIG. 18 - DADOS DE ENSAIO DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA DE AREIAS, SÃO PAULO (FIGS. 18 A E 18 B)
INFLUÊNCIA DO ϕ NA ESTABILIDADE DA FACE (FIG. 18 C).



115

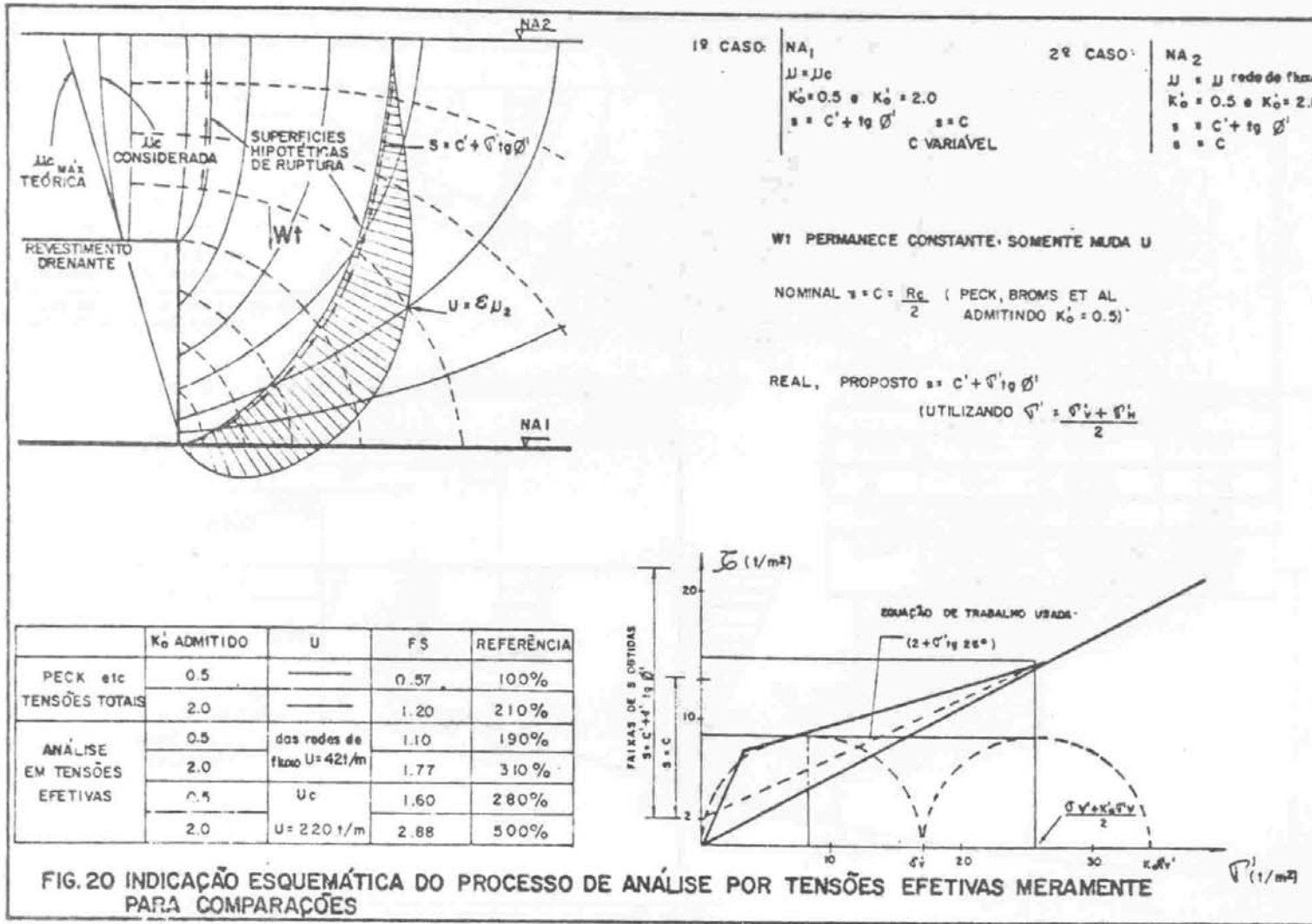


FIG. 20 INDICAÇÃO ESQUEMÁTICA DO PROCESSO DE ANÁLISE POR TENSÕES EFETIVAS MERAMENTE PARA COMPARAÇÕES

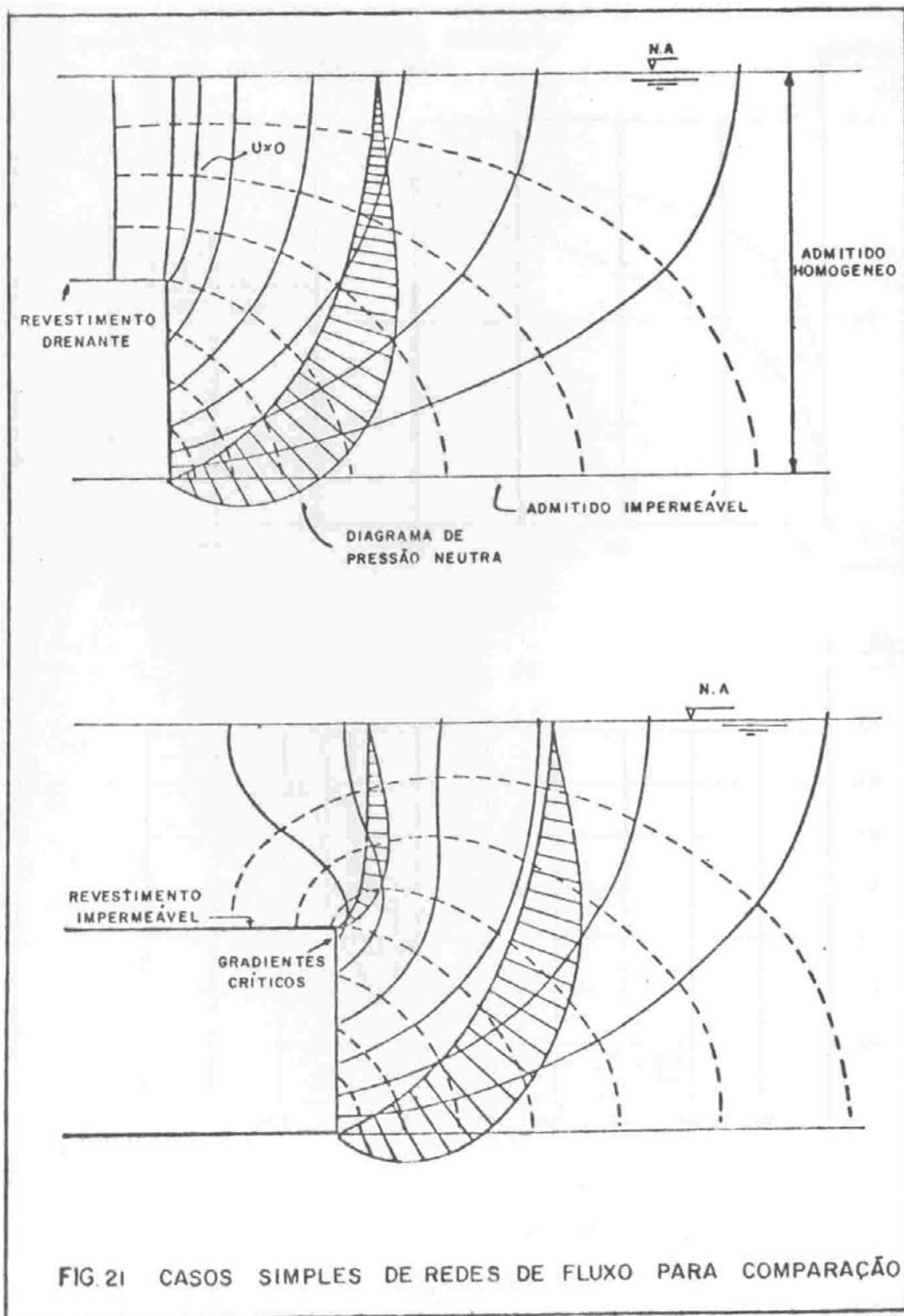


FIG. 21 CASOS SIMPLES DE REDES DE FLUXO PARA COMPARAÇÃO

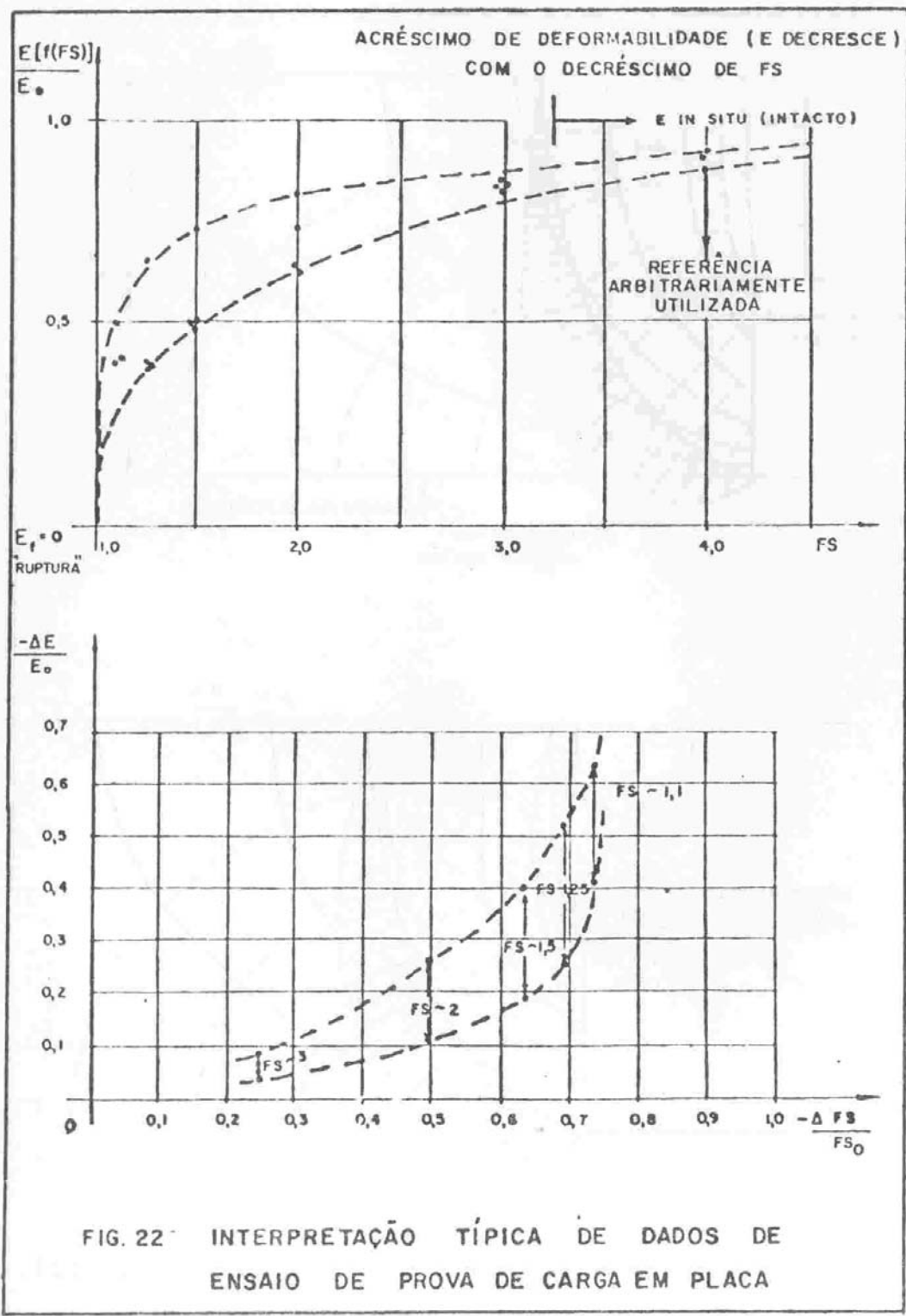


FIG. 22 INTERPRETAÇÃO TÍPICA DE DADOS DE ENSAIO DE PROVA DE CARGA EM PLACA

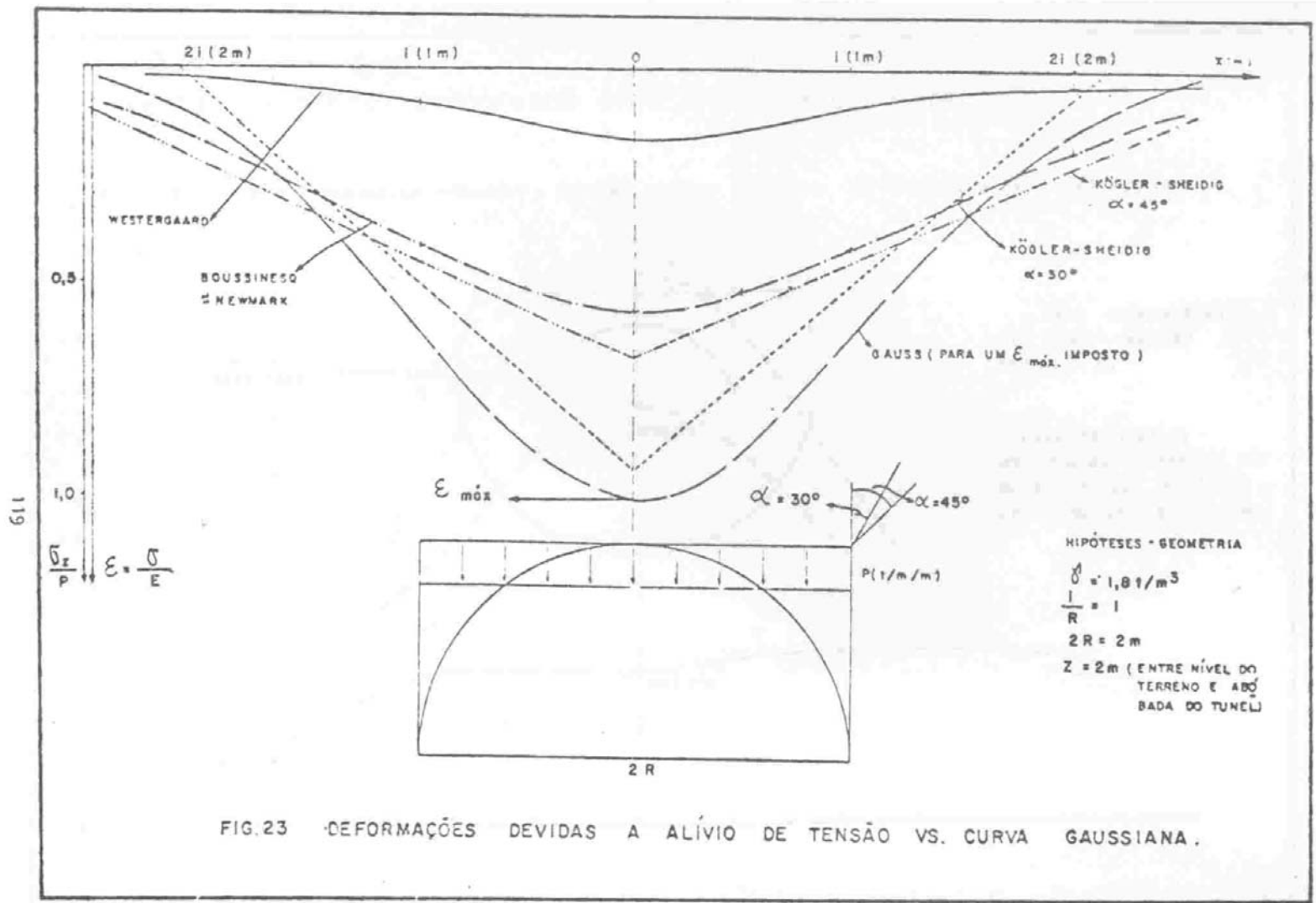
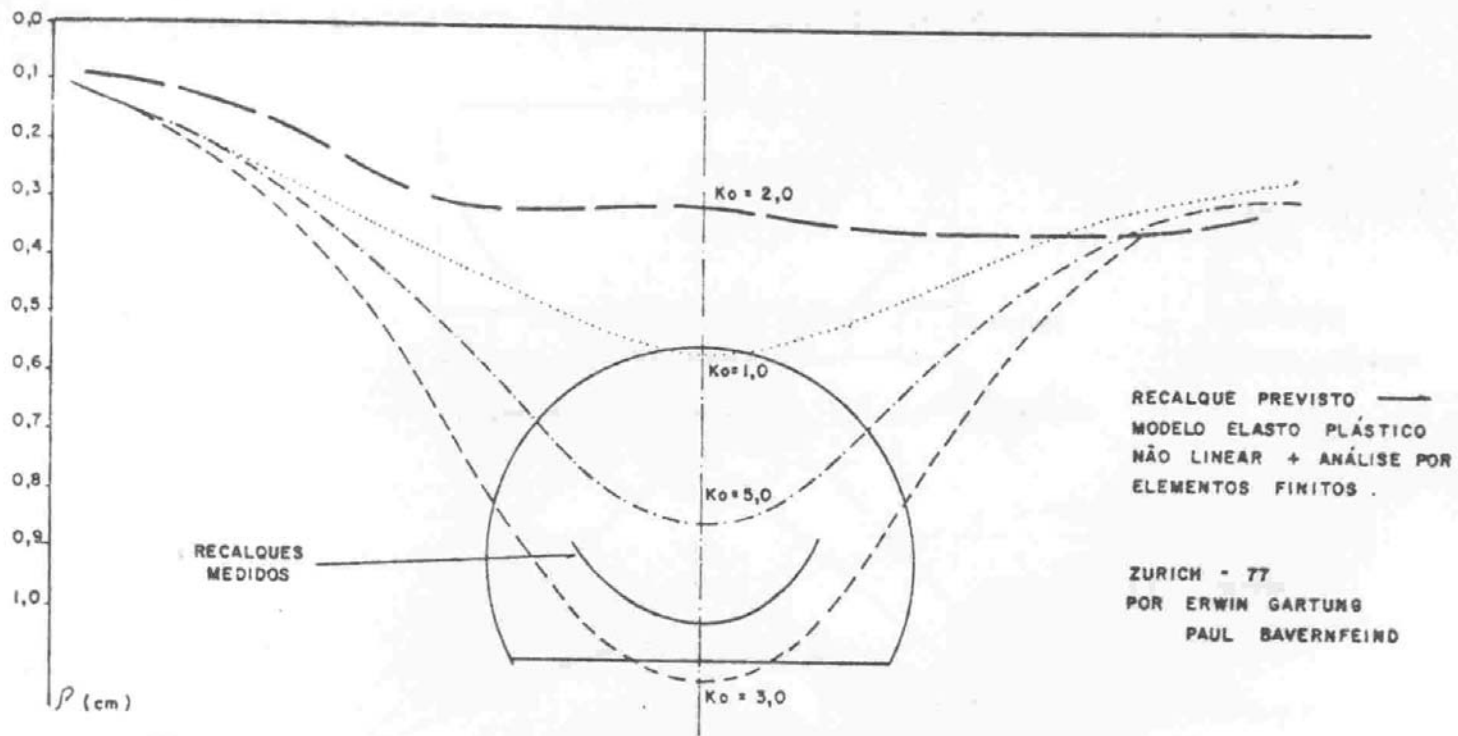
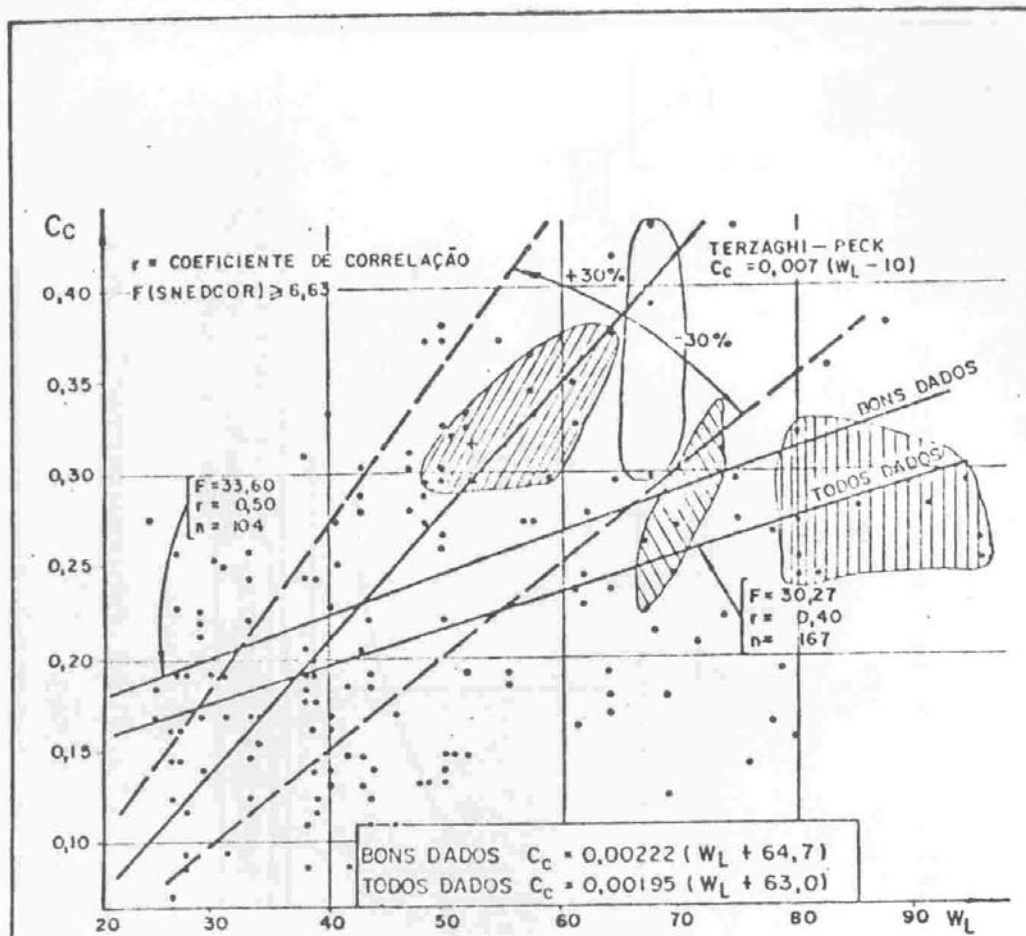


FIG.23 DEFORMAÇÕES DEVIDAS A ALÍVIO DE TENSÃO VS. CURVA GAUSSIANA.



TUNEL DO METRÔ EM NURENBERG - ALEMANHA - ESTAÇÃO PRÓXIMA A IGREJA St. LORENZ - SEÇÃO DE REFERÊNCIA .

FIG. 24 RECALQUES CALCULADOS PARA VÁRIOS VALORES DE K_0



LEGENDA:





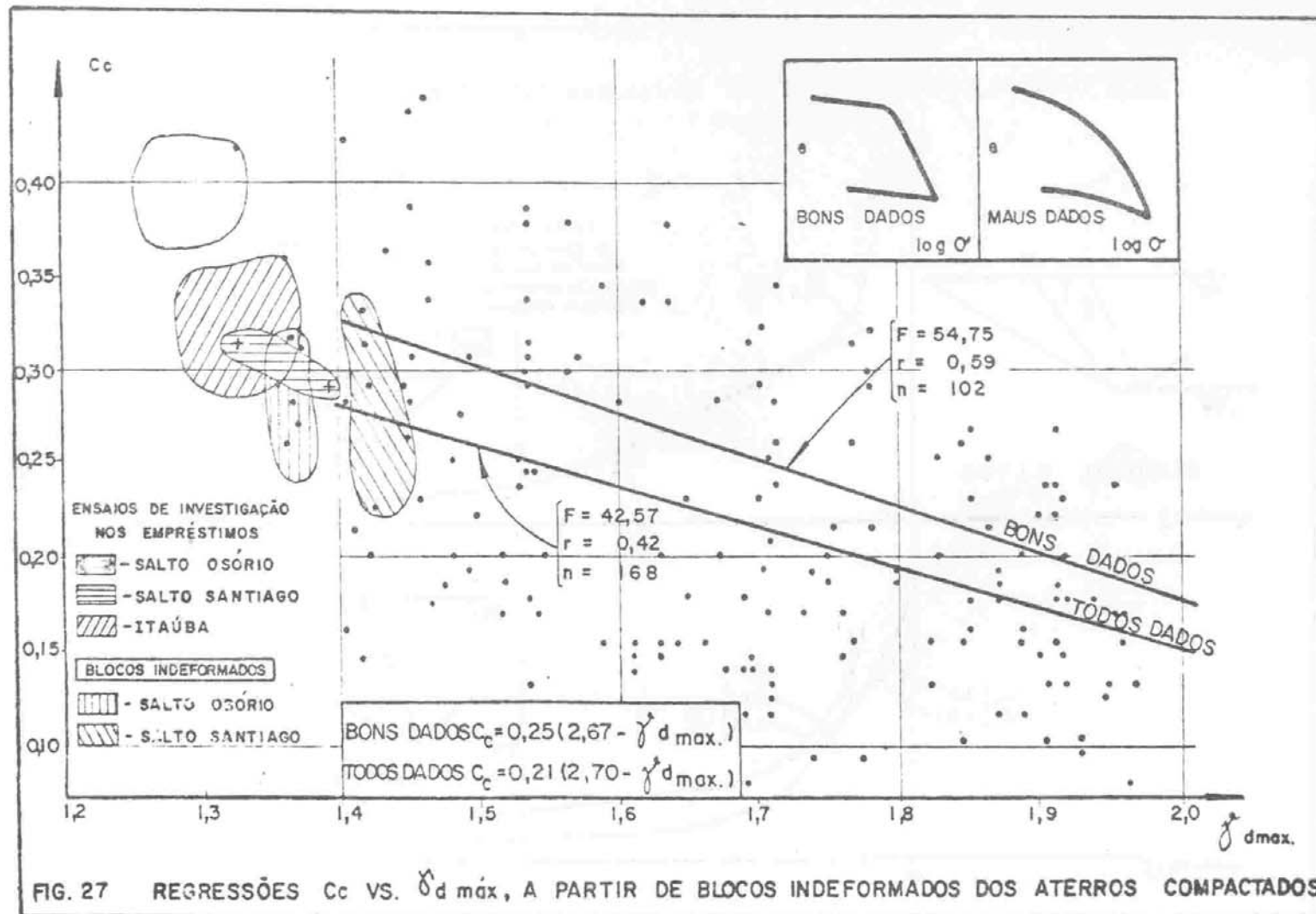
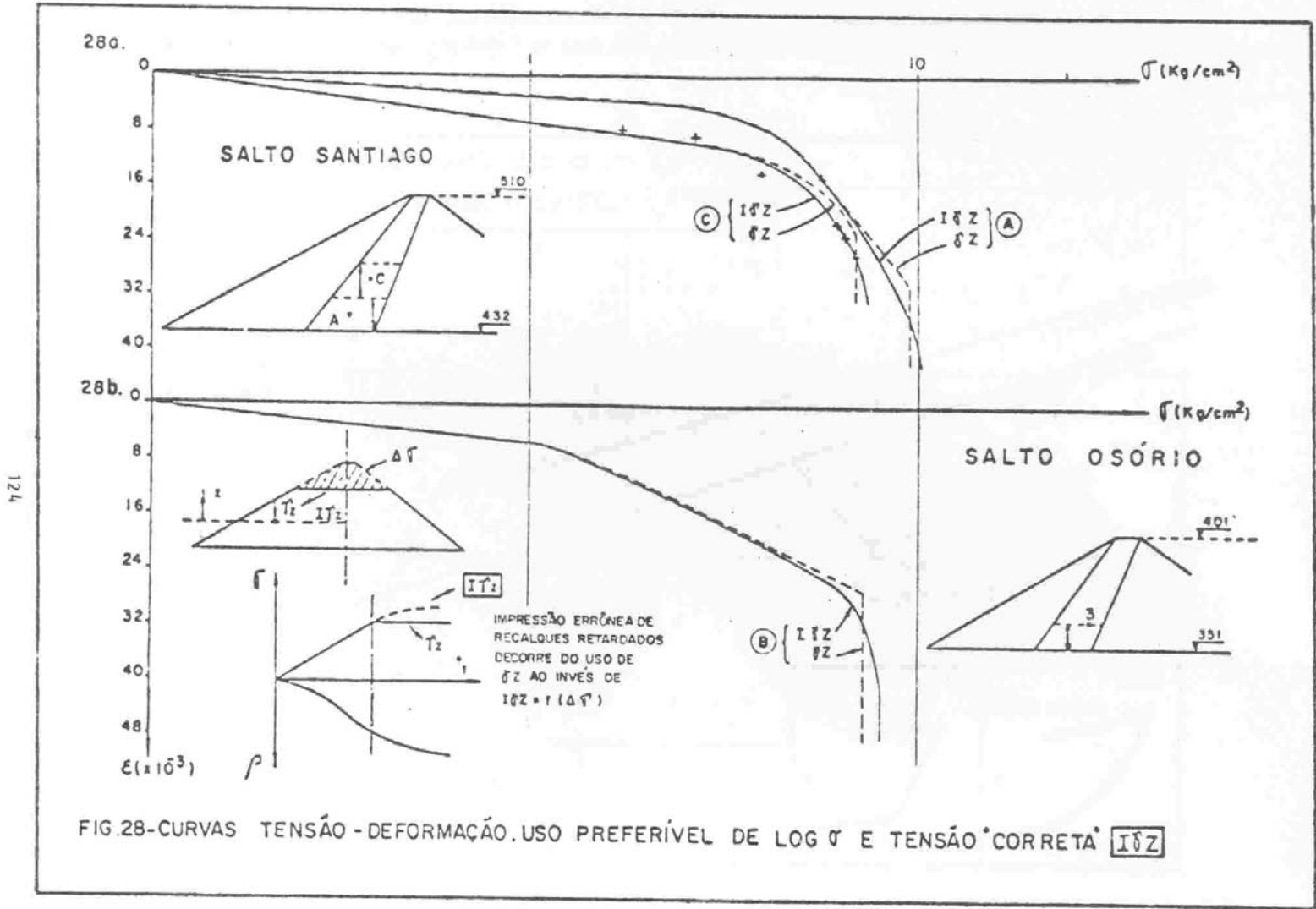
- | | | |
|---|------------------|--|
|  | - ITAUBA | } MATERIAL DE EMPRÉSTIMO
CORPOS DE PROVA MOLDADOS |
|  | - SALTO OSÓRIO | |
|  | - SALTO SANTIAGO | } BLOCOS INDEFORMADOS |
|  | - SALTO OSÓRIO | |

FIG.26 - REGRESSÕES C_c vs W_L A PARTIR DE AMOSTRAS DE BLOCOS INDEFORMADOS DE ATERRIS COMPACTADOS.





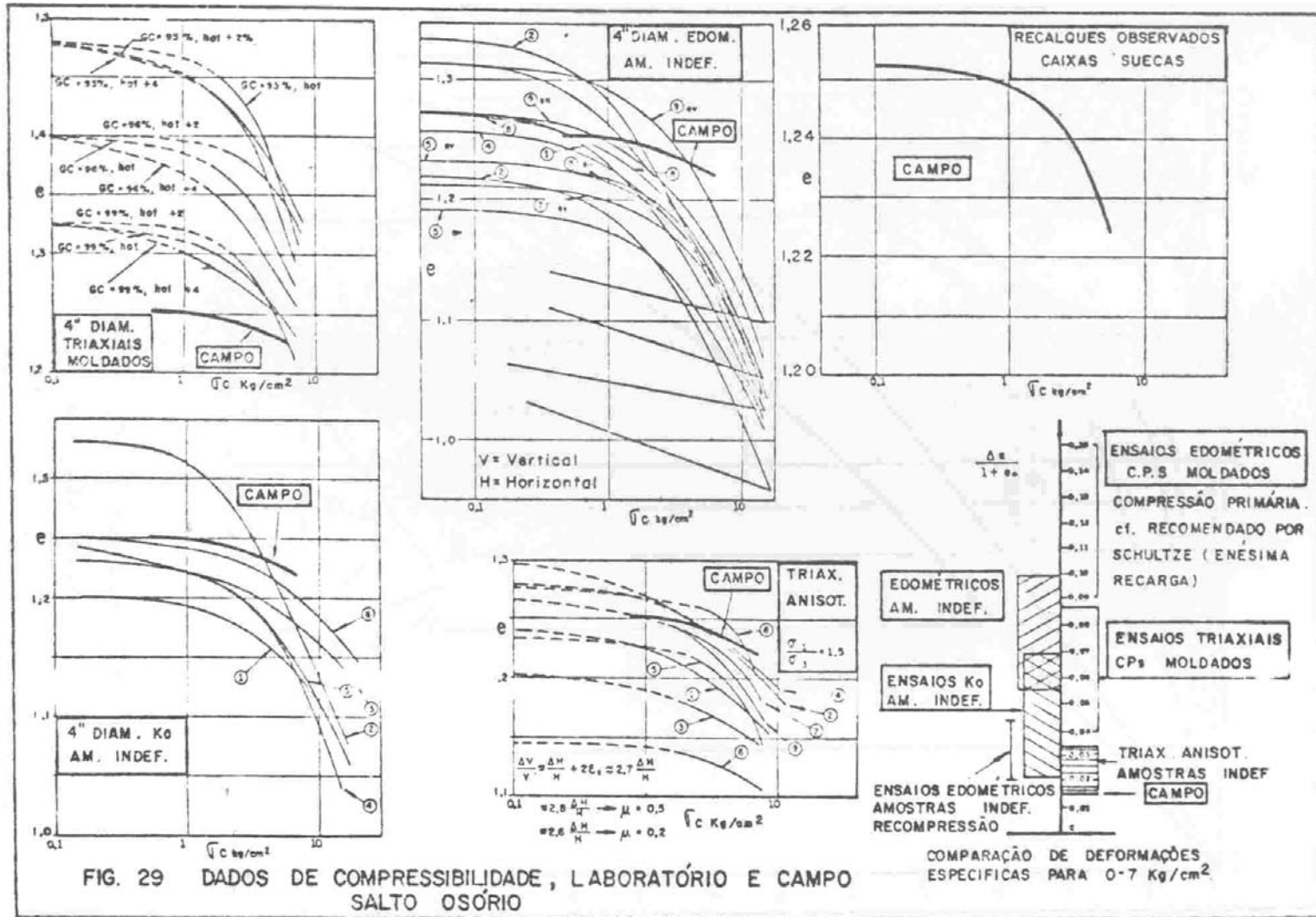


FIG. 29 DADOS DE COMPRESSIBILIDADE, LABORATÓRIO E CAMPO SALTO OSÓRIO

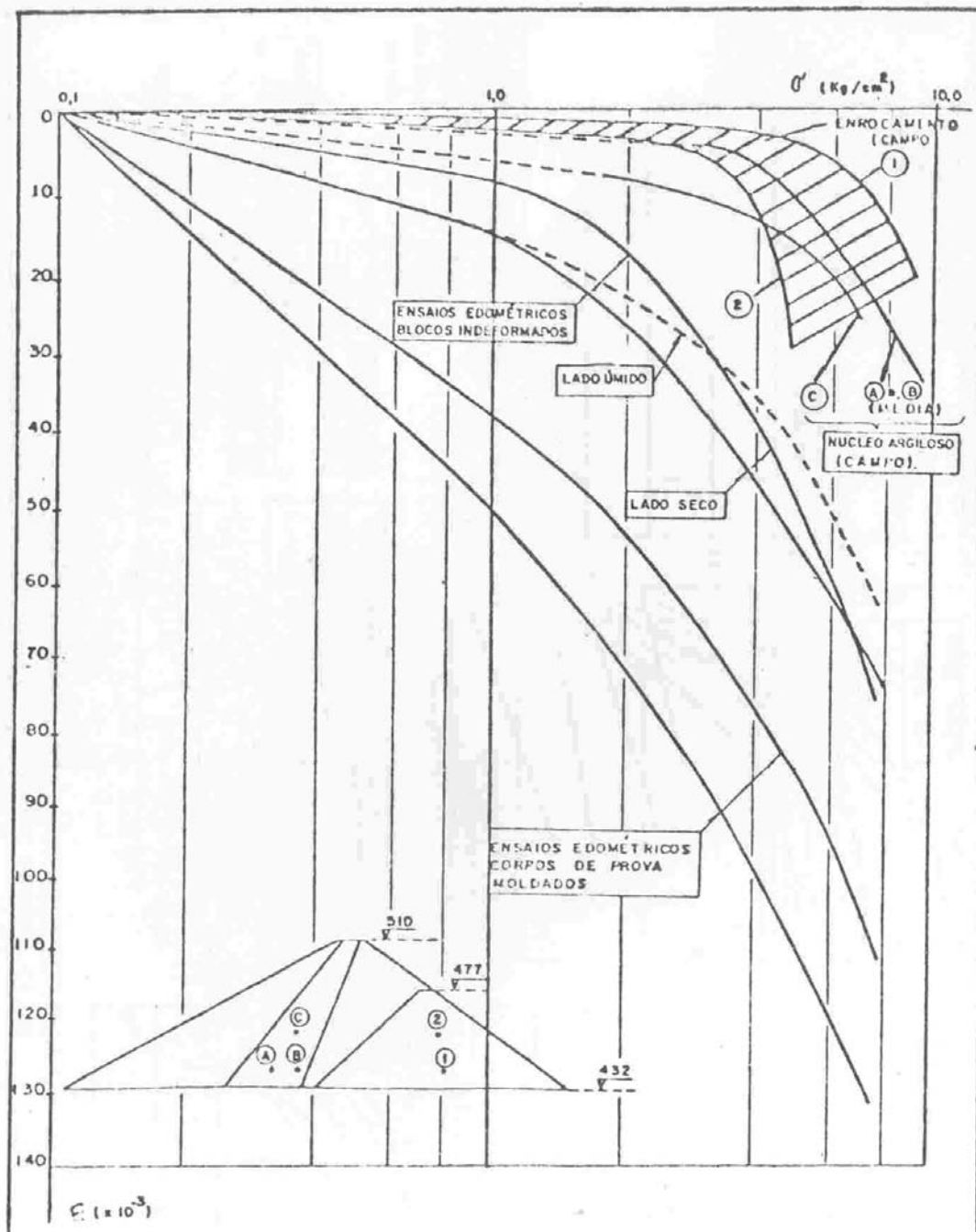
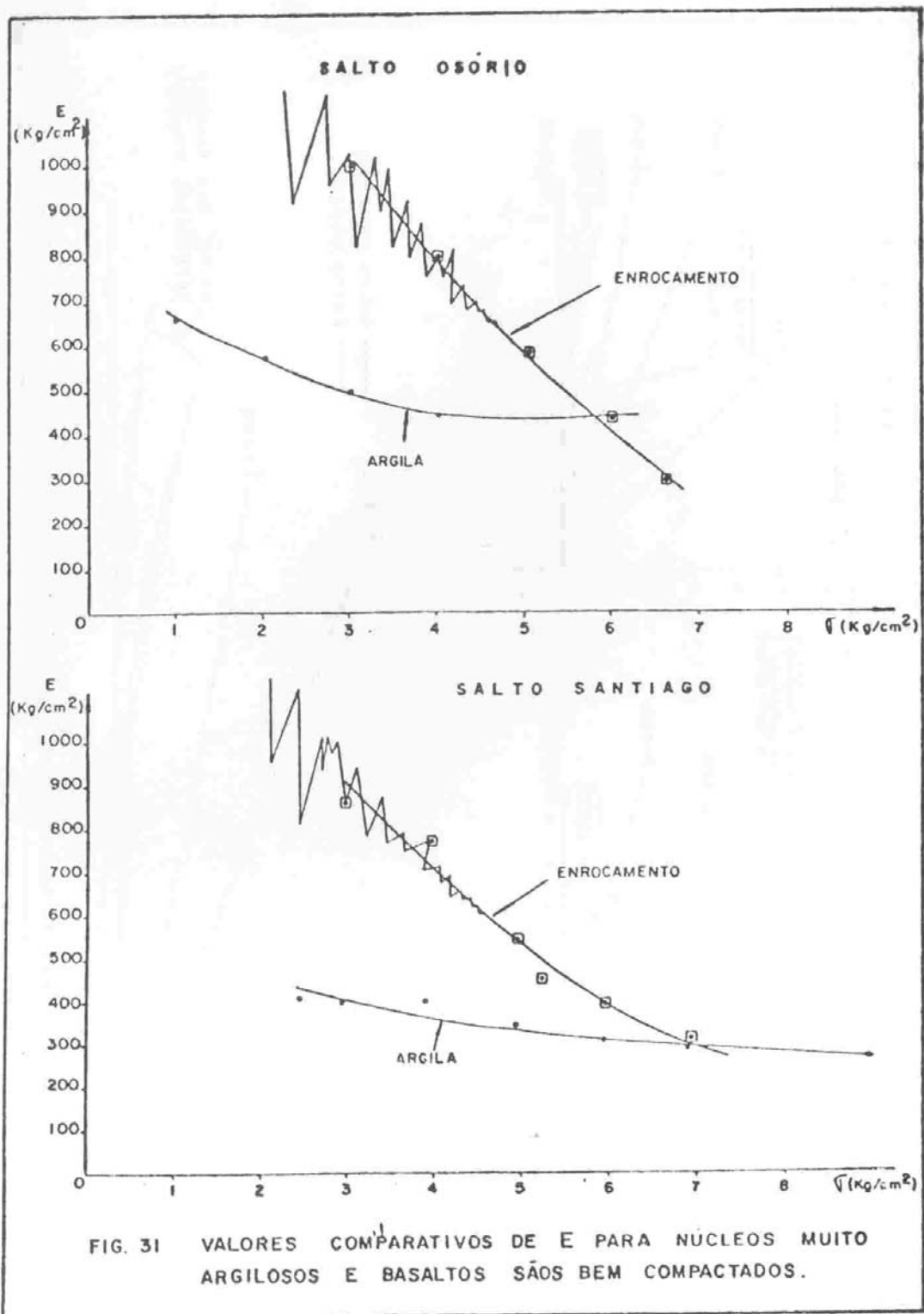
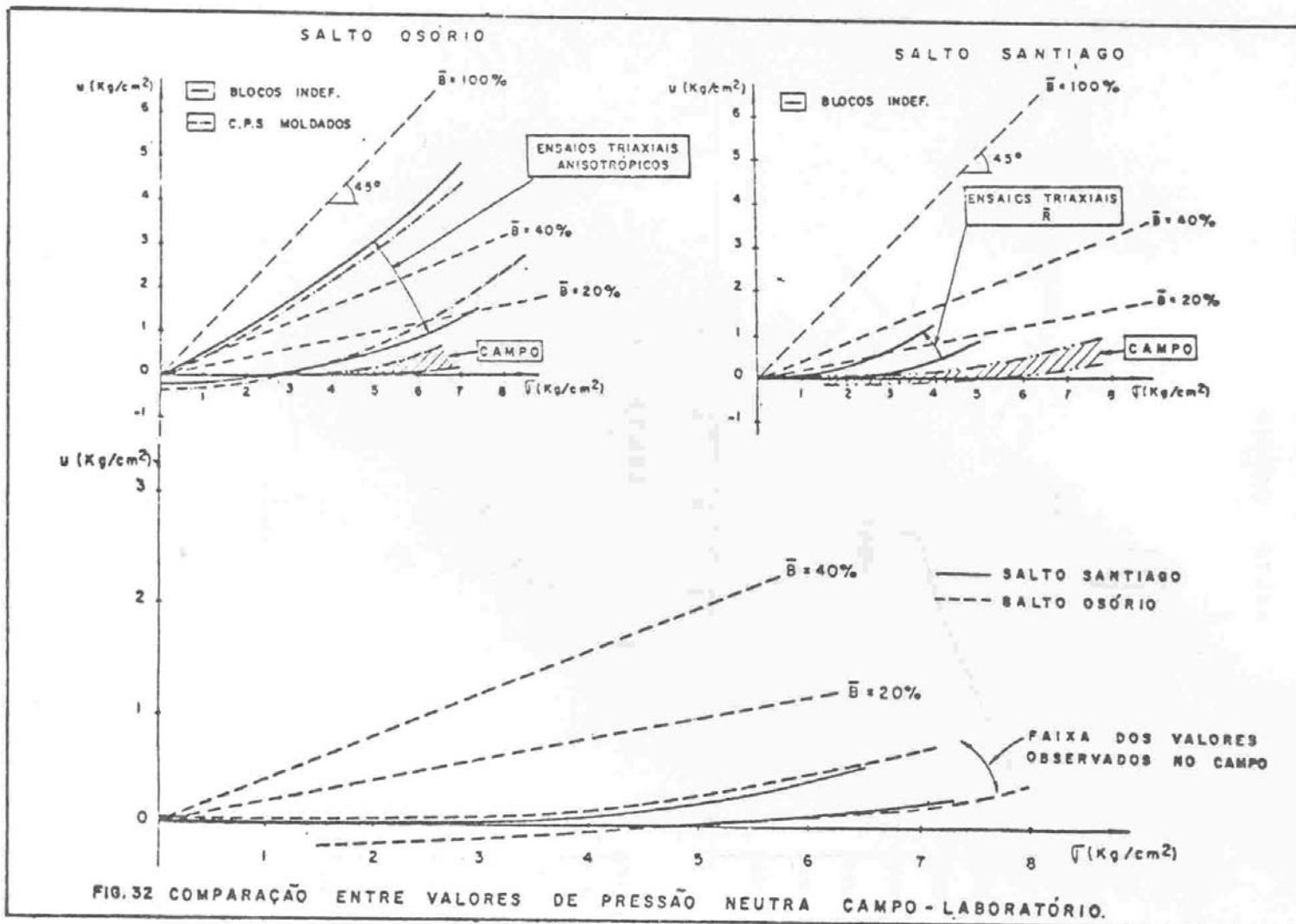
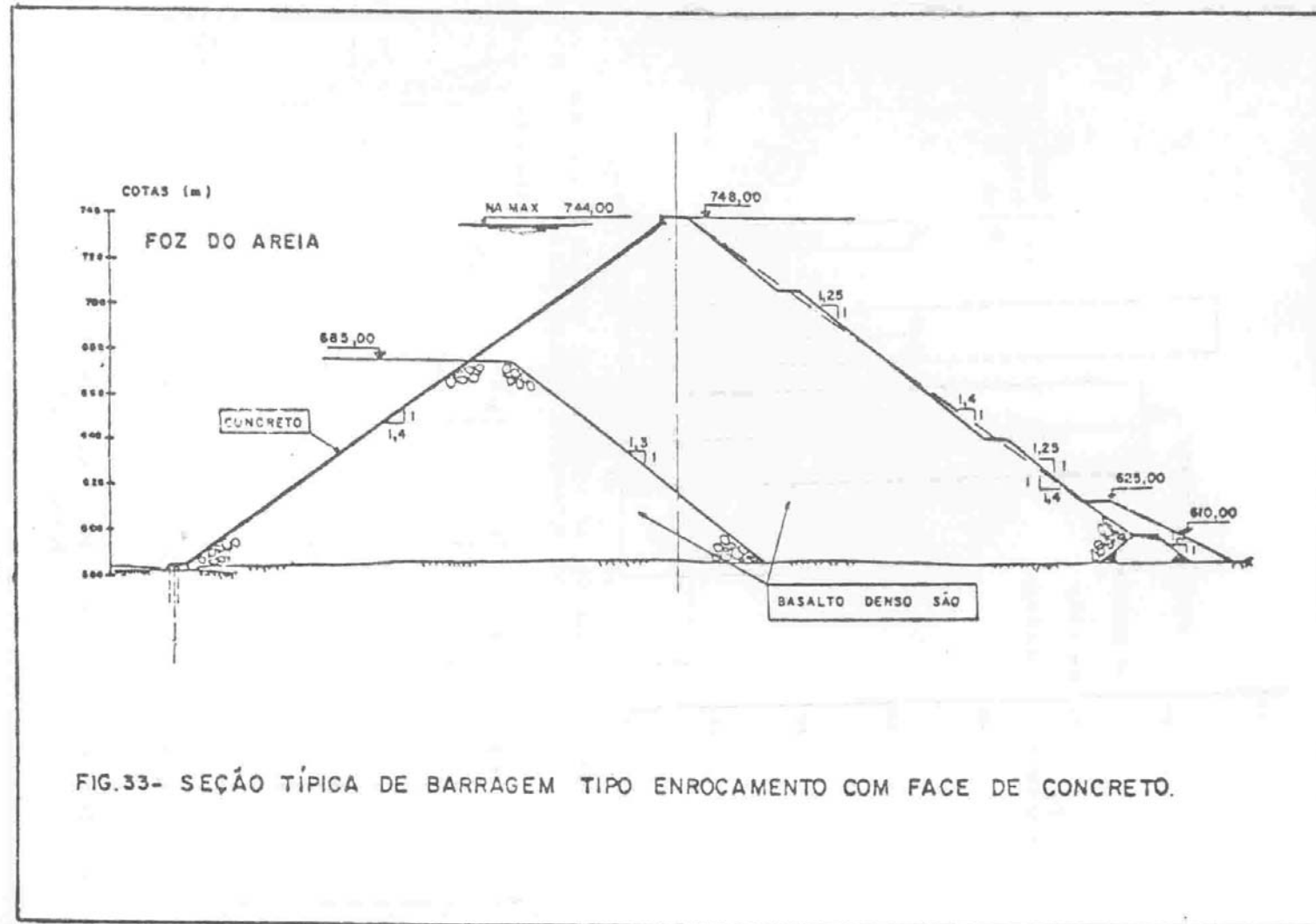


FIG.30 - DADOS DE COMPRESSIBILIDADE, LABORATÓRIO E CAMPO
SALTO SANTIAGO







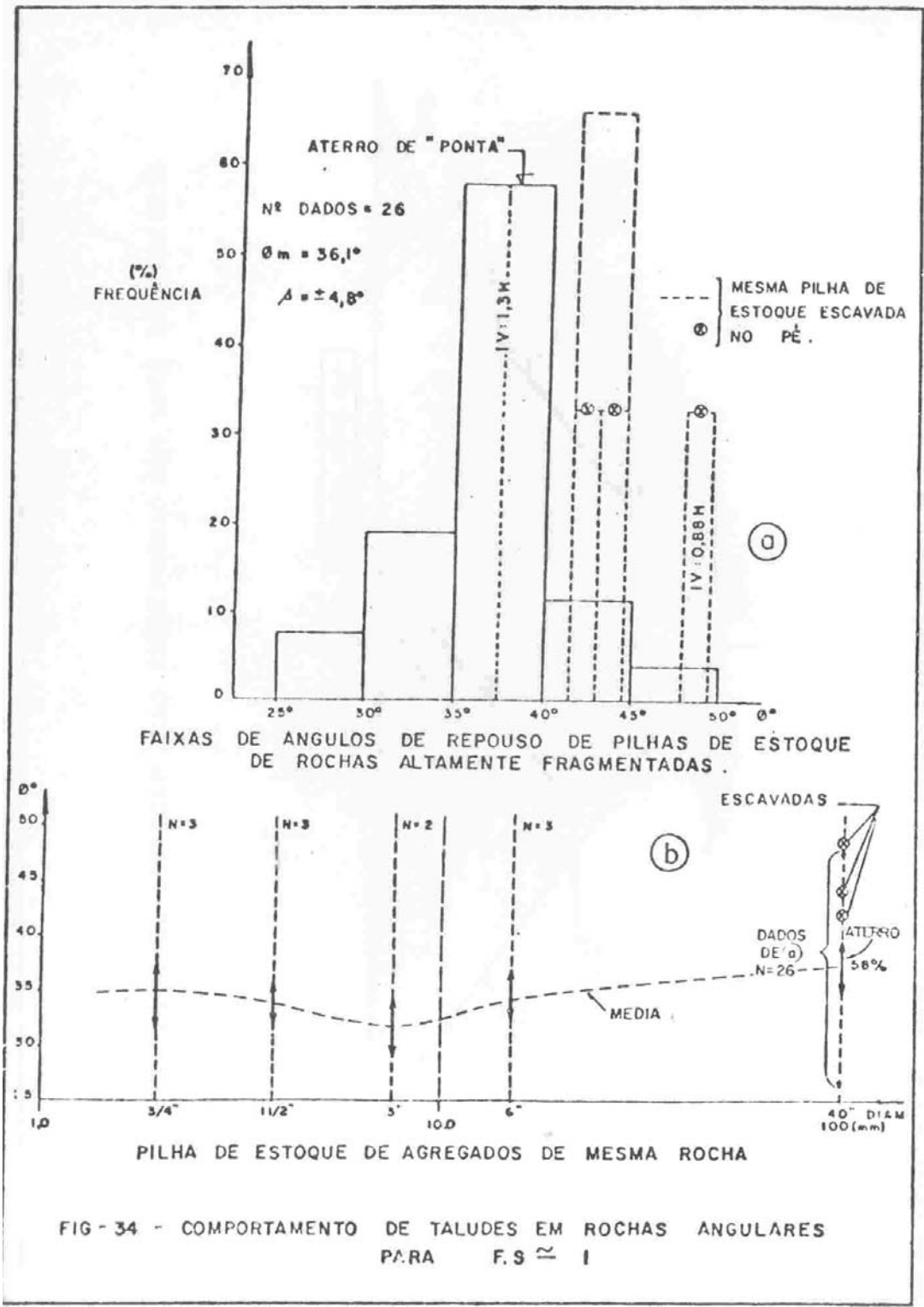


FIG - 34 - COMPORTAMENTO DE TALUDES EM ROCHAS ANGULARES PARA $F.S \approx 1$

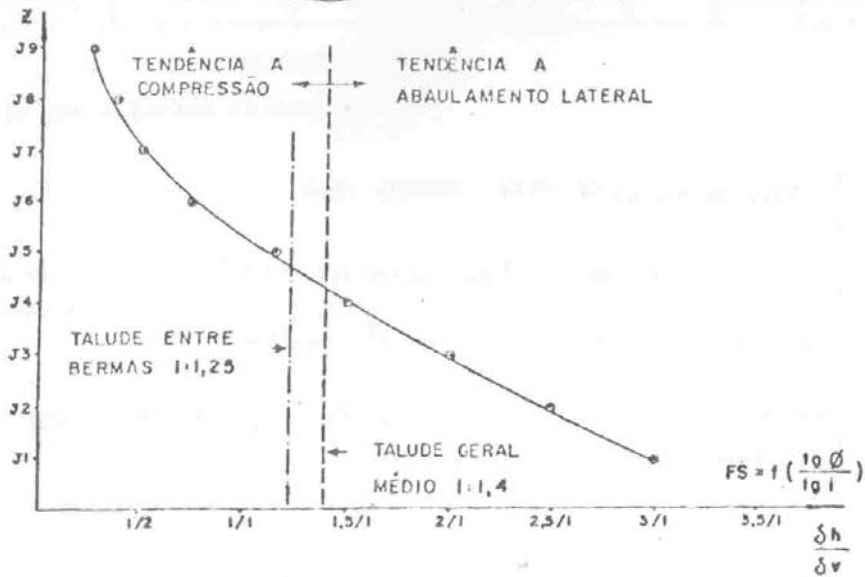
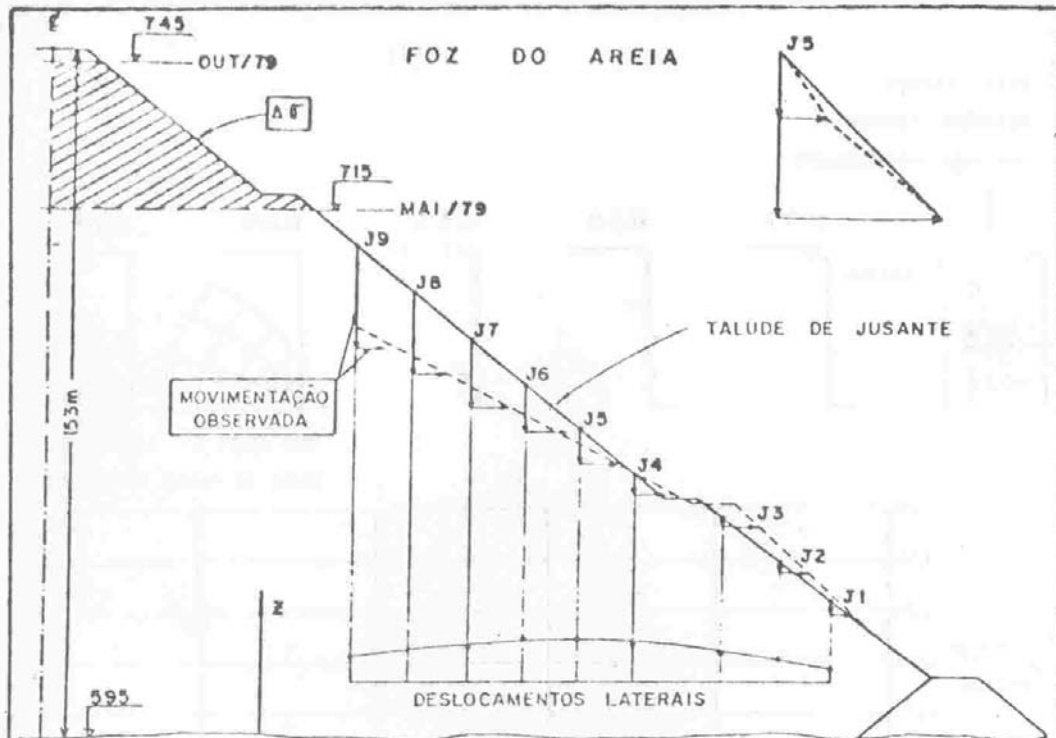
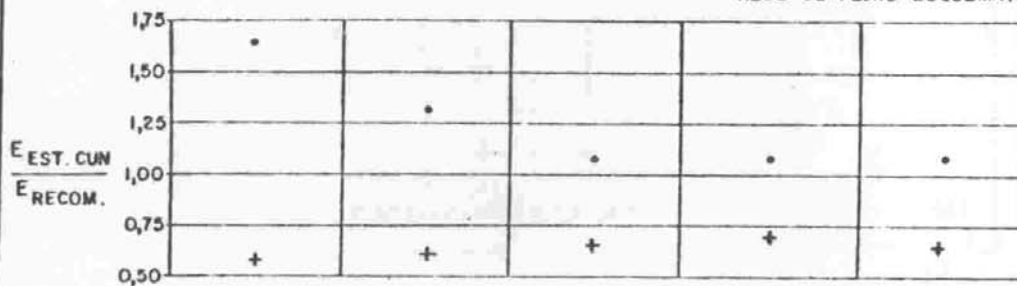
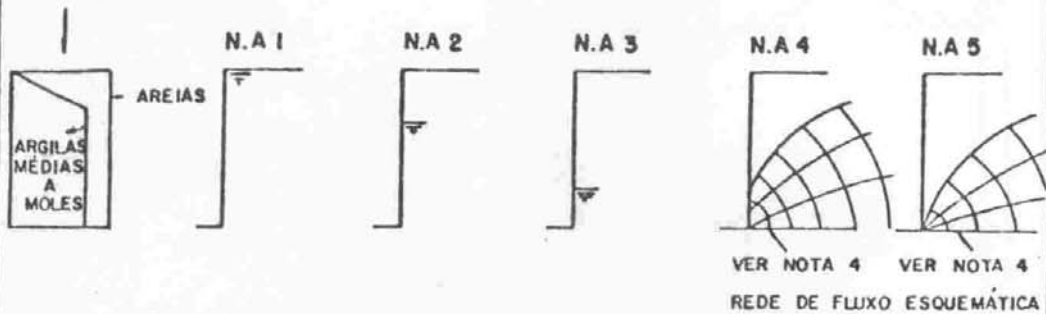


FIG - 35 - OBSERVAÇÕES DE MOVIMENTOS DE PRÉ-RUPTURA DE TALUDE PARA "ÍNDICES DE SATISFAÇÃO" (CF. RANKINE LECTURE) VS. F.S. NOMINAL (ENROCAMENTO, 160 m)

PECK (1969)
TENSÕES TOTAIS
N.A NÃO MENCIONADO



• AREIAS
+ ARGILAS MÉDIAS A MOLES

1. E RECOMENDACÃO CF. PECK, MEXICO 1969
2. E ESTÁTICA DE CUNHAS = E PRESSÃO DE TERRA x 1,3 + E PRESSÃO DE AGUA (ADOTADO)
3. AREIA $\phi = 30\%$ ARGILA $S_u = 50 \text{ KN/m}^2$ H = 15m
4. REDE DE FLUXO DEPENDE DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO, ADMITIDO IMPERMEÁVEL COMO APRESENTADO.

FIG. 36 - CORTES ESCORADOS : COMPARAÇÃO ENTRE RECOMEN-
DAÇÃO E ESTÁTICA DE CUNHAS, DE TIPO ATIVO.

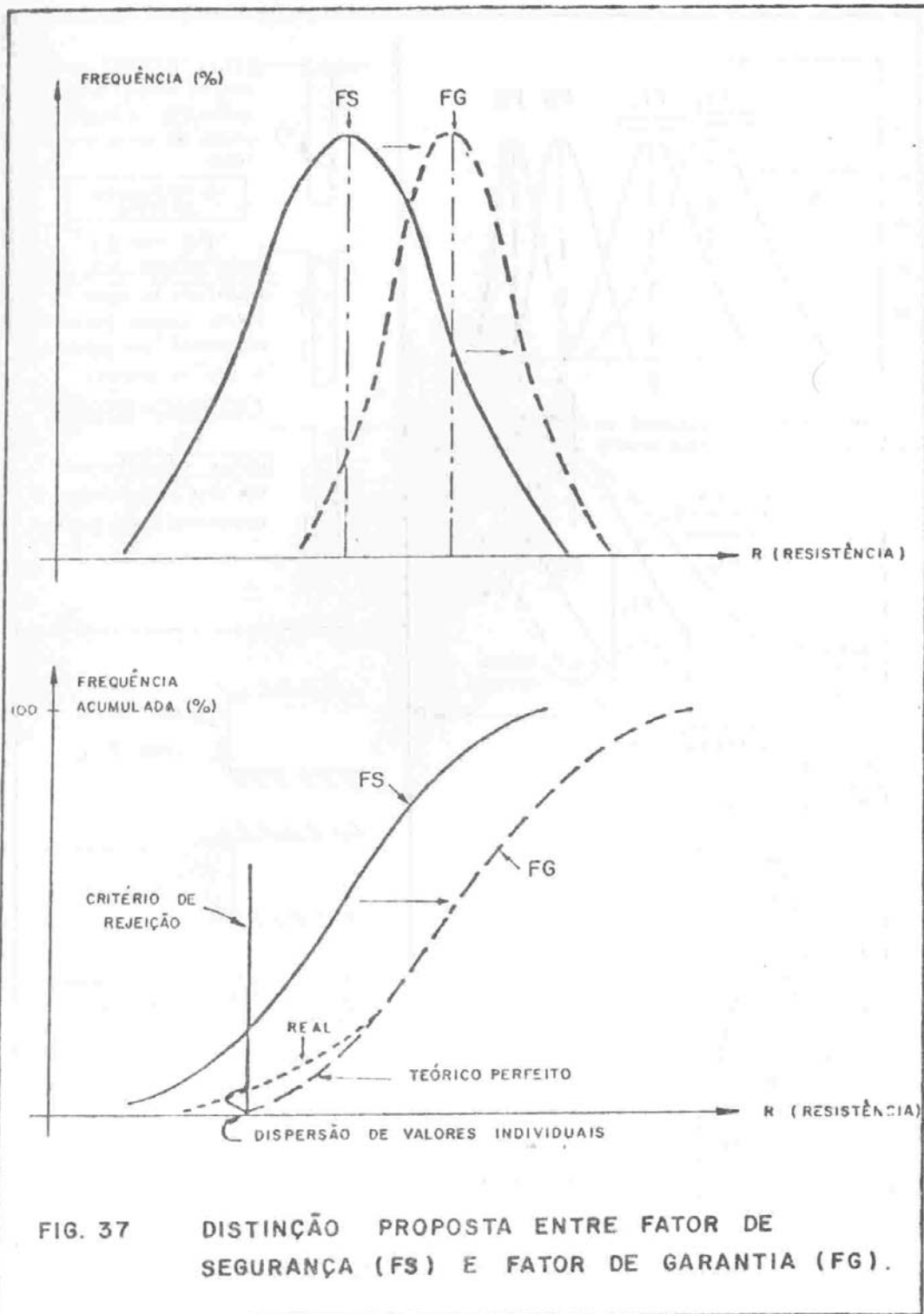


FIG. 37 DISTINÇÃO PROPOSTA ENTRE FATOR DE SEGURANÇA (FS) E FATOR DE GARANTIA (FG).

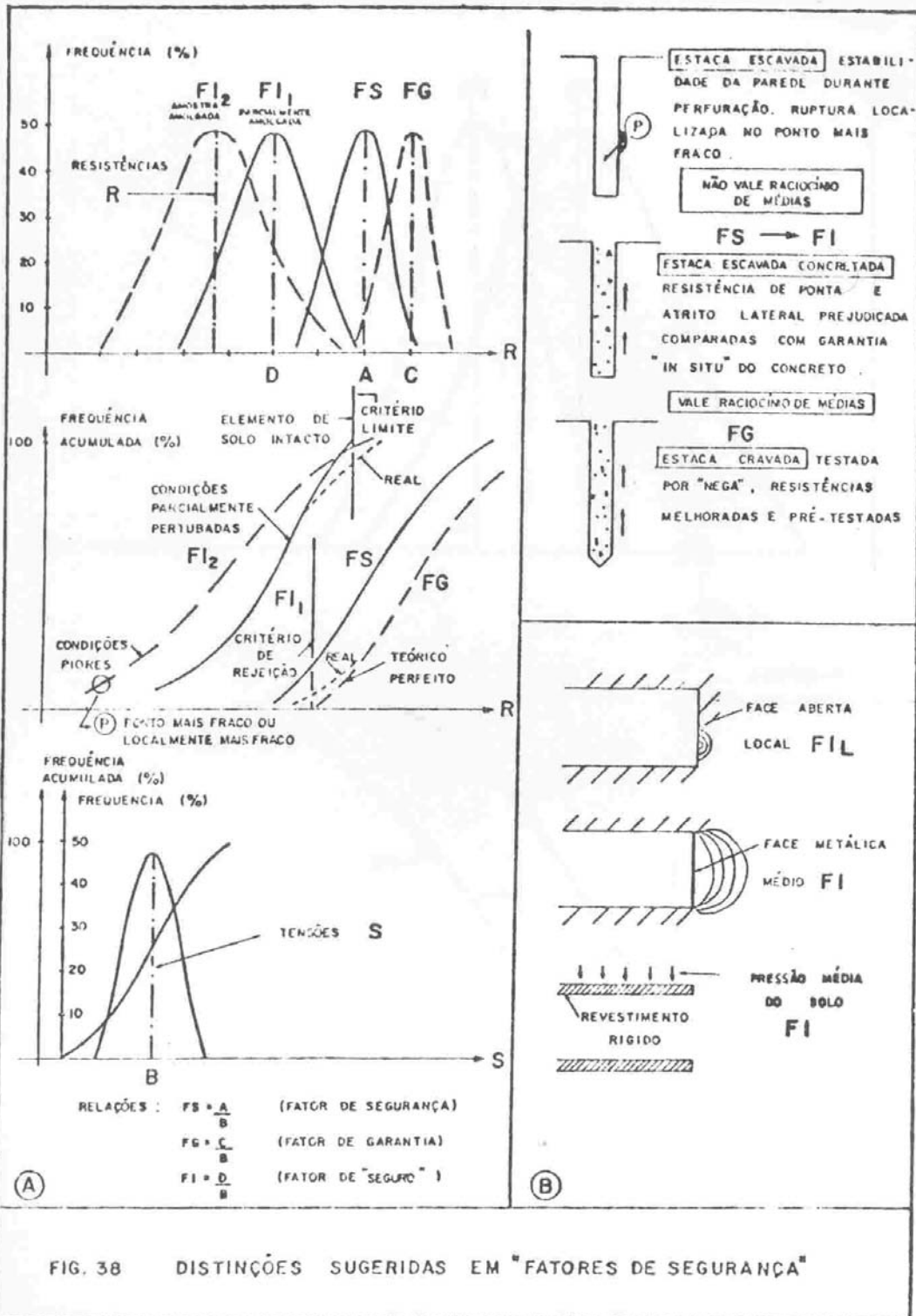
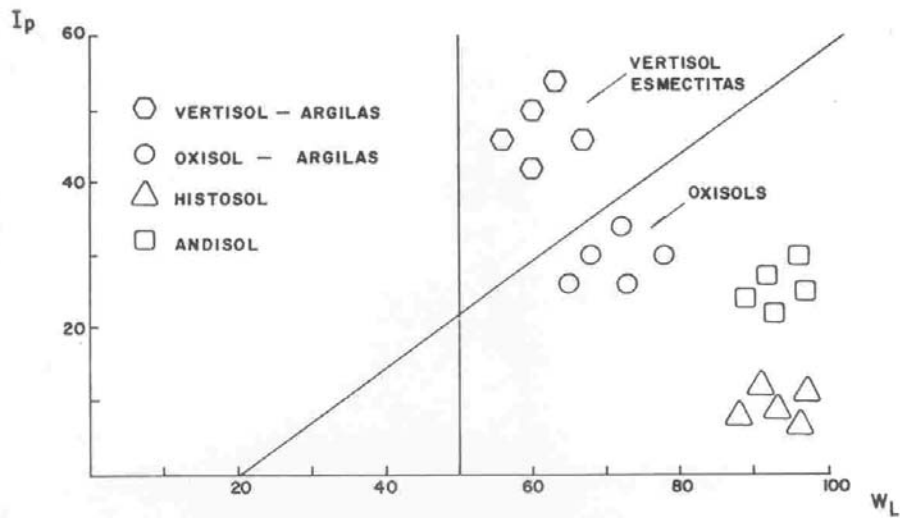


FIG. 38 DISTINÇÕES SUGERIDAS EM "FATORES DE SEGURANÇA"



39. (A) - GRÁFICO DE PLASTICIDADE INDICANDO A LOCALIZAÇÃO DE 4 DIFERENTES TIPOS DE SOLOS.



39. (B) - EFEITO DO CLIMA NA OCORRÊNCIA DE ARGILO-MINERAIS. MILLOT (1979)

FIG. 39 - CIÊNCIA DOS SOLOS TROPICAIS