

SEFE - SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS  
11 a 13 de setembro de 1985.

ABMS - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS  
Núcleo Regional de São Paulo

ABEF - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

"ABISMO ENTRE "TEORIA" E PRÁTICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS:  
ESCOLHA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE PROJETO".

Prof. Victor F. B. de Mello.

agosto de 1986.  
(separata do Volume IV do SEFE)

"ABISMO ENTRE "TEORIA" E PRÁTICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS: ESCOLHA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE PROJETO".

Profº Victor F.B. de Mello

1. INTRODUÇÃO.

Inúmeras tem sido as ocasiões de que tenho aproveitado para frisar que a Engenharia Civil, e particularmente a Civil-Geotécnica, na qual mais me esforço, compreende, em ordem de prioridade:-

1º) CRIATIVIDADE, de formulação do modelo físico visualizado como mais capaz de realizar o desejado;

2º) CÁLCULO (i.é. ensaios, parâmetros, teorias, formulas, cálculos, etc., e orientação quanto a valores calculados aceitáveis ou não), atividade esta ulterior, de COMPROVAÇÃO e/ou APRIMORAMENTO do modelo físico.

Circunstâncias especiais me propiciaram, durante os últimos 4 anos na Associação Internacional de Mecânica dos Solos e Fundações, a obrigação de acompanhar de perto os avanços da GEOTECNOLOGIA, através de congressos e simpósios internacionais num sem-número de países, e bem assim através dos trabalhos de múltiplas e diversificadas COMISSÕES TÉCNICAS ESPECIALIZADAS de âmbito da vanguarda internacional. Em particular, aproveito de alguns dos trabalhos excepcionalmente motivantes com que foi coroado o esforço de programação e realização do Congresso Internacional do Jubileu de Ouro da Associação, em São Francisco, Agosto 1985. Sinto assim o dever de extrair as lições mais significativas que explicariam o título do presente trabalho, fazendo-o com recurso ao acervo internacional mencionado. Facilmente se explicará que a preocupação expressa neste título se expõe em nível agravado no caso de FUNDAÇÕES ESPECIAIS, PROFUNDAS.

2. CRIATIVIDADE, ENGENHOSA, SEMPRE PREEMINENTE.

Por um lado, todos os sucessos alcançados por processos inventivos de tratamentos do subsolo (cf. de Mello, Haifa 1983), e todos os raciocínios da relação benefício/custo de múltiplos industrializáveis, deveriam constituir argumento avassalador a favor desta tese. Por outro lado, porém, o fato é que não é natural à estrutura acadêmica ensinar a prática do desafio e da criatividade. Resulta portanto inexorável que o esforço (principalmente acadêmico) investido entre 1945 e 1985 tem sido enormemente desproporcional a favor do que chamei de CÁLCULO (1.2 acima) da Engenharia; não se encontram evoluções construtivas de CRIATIVIDADE ensinadas nas Universidades, mas sim, nos labores de projeto-construção de obras, onde prevalece o ditado "a necessidade é a mãe da invenção". Antes de passar a comparar sucessos e frustrações, e suas razões, aproveito do caso da

Torre de Pisa (Fig. 1) para ilustrar a realidade postulada.

Há uma dezena de anos promoveu-se uma concorrência internacional para o Projeto-Construção de um "reforço estabilizador" das fundações da Torre de Pisa, cuja inclinação tem que ser preservada, por valor histórico-turístico, porém realmente estacionada, o que na presente condição lamentavelmente não ocorre: a despeito do longo prazo (séculos) decorrido, e dos tratamentos já feitos para melhorar do comportamento, o recalque diferencial de tombamento continua a se agravar, muito lentamente, porém já chegando a limiares teóricos de prenúncio de catástrofe. Por motivos de uma pré-qualificação muito apertada, ademais do prestígio vislumbrado, só participaram da concorrência internacional Empresas do maior porte e renome, contando inclusive, com consultorias geotécnicas das mais reconhecidas: a título de ilustração mencione-se que a favor de uma das concorrentes participou o escritório de consultoria dos irmãos Casagrande.

As Figuras 2 a 12 que seguem apresentam as 25 soluções propostas (Schultze, 1984). Foge ao interesse presente expressar qualquer preferência ou discussão comparativa, embora algumas das diferentes soluções não escapem de preferências ou contra-indicações bem claras. O ponto que salta à vista é que não houve duas soluções inteiramente semelhantes. Ademais, tendo predominado a busca por modelos físicos (geomecânicos) "engenhosos" que visavam resolver superabundantemente a meta proposta, o problema de CÁLCULO nem se pôs: em resumo o avanço de facetas de CÁLCULO realmente procura documentar, interpretar, e otimizar um modelo físico criativo já em emprego repetitivo, não podendo haver teorização sem "leis" associadas a comportamentos repetitivos.

### 3. IMPRESSÃO DA ESTATÍSTICA DA PRÁTICA PROFISSIONAL RELATIVA A ESTACAS CORRENTES, CRAVADAS E PERFURADAS.

Por coincidência oportuna, o relatório especial "THEME LECTURE" preparado por Focht Jr. e O'Neill, relativo a "Estacas e outras fundações profundas" orientou-se no sentido de emitir um questionário, enviado a 189 "grupos" das várias regiões do mundo reconhecidos como implicados em problemas de fundações profundas, quer na qualidade de proprietários de empreendimentos, quer nas condições de projetistas-executoras, ou de consultores, ou de membros da comunidade acadêmica.

Dos 56 questionários respondidos a tempo, foram elaboradas umas indicações estatísticas aproximadas que são bastante reveladoras, reproduzidas a seguir nas Figs. 13 a 17 inclusive (apud Focht e O'Neill): nelas se reproduzem comentários dos Autores, com incorporação de nossos próprios comentários que a seguir se complementam. Frisemos, de início, que as práticas profissionais declaradas como aplicadas para dimensionamentos das estacarias dizem respeito a estacas das mais correntes desde há cerca de 40 anos (período pós-guerra, 1946-56) no mínimo.

Quanto às orientações teóricas associadas às práticas declaradas, procuro a seguir situá-las aproximadamente nos anos em que foram propostas e divulgadas com certo grau de autoridade.

O primeiro impacto da estatística é o de que ocorrem diferenças surpreendentemente grandes em todos os sentidos, entre as teorizações bastante aceitas, e os métodos de trabalho da prática profissional. Neste sentido frizemos a boa proporção do recurso a "apoio principal em experiência local" (Figs. 13a e 14a), especialmente se somarmos a proporção de situações declaradas como apoiadas em prescrições de CÓDIGOS (que, quando elaborados apropriadamente, teriam por genese e função precípua refletir experiência local). Cabe também frisar de imediato a grande valia da "experiência", particularmente "local", conforme bem comprova a Fig. 17: a despeito do panorama frustrante, que levaria a probabilidades de grandes margens de erro (Figs. 13 a 16), vemos que cada profissional tem uma adequada convicção associada a sua estimativa. Um total de cerca de 75% das respostas atribuíram uma margem de erro em suas previsões pessoais inferior a 50%, isto é, portanto, facultando um comportamento satisfatório sob o manto protetor de coeficientes de segurança de 1,5 a 2,0 (conforme rotinas).

Vejamos o caso "ideal" de estacas cravadas em argilas saturadas, Figs. 13a, b.

A indicação de elevada proporção de recurso à Prova de Carga estática revela uma condição profissionalmente triste, derrotada. Tem que haver primeiro um projeto preliminar, e um custo significativo (instalação, cravação, aguardo, prova de carga, interpretação), que inexoravelmente levaria a revisões de projeto, se ja para minimizar exageros de estacaria, seja para evitar comportamentos que prenuiciem insatisfação. Uma prova de carga é, reconhecidamente, a única "prova dos nove": porém, é indisfarçadamente um processo de investigação a-posteriori. Curioso que os números incalculáveis de provas de carga acenados como disponíveis (por motivo do próprio requisito exposto nas Figs. 13a e 14a) não tenham ainda facultado aprimorar (Bayesianamente) as técnicas de previsão, de forma a saciar a própria sede pelas provas a-posteriori. Conforme veremos adiante, uma das razões terá sido o fato de que, pelo lado dos teorizadores, a tendência tem sido de publicar com rapidez as proposições um tanto demasiado idealizadas, insuficientemente documentadas: de modo que, não se encontram as espinhas dorsais adequadamente teorizadas, com inclusão dos principais parâmetros intervenientes, para analisar estatisticamente com proveito convincente os milhares de dados (regressões múltiplas que apertem progressivamente a faixa de desconhecimento e de erro). Cada lado tem culpa e tem razão.

Merecem atenção especial as declaradas correlações com resistência ao cisalhamento não-drenada ( $s_u$  ou  $c_u$ ), ou com a pressão de peso de terra  $\sigma_v$ . Entendamos ab initio que a intenção deverá ter sido, inexoravelmente, de correlacionar

com  $\sigma'_v$ , pressão efetiva de peso de terra: mesmo esta, porém, é um parâmetro demasiado indireto, lembrando a grande dispersão de casos com diversos graus de preadensamento (OCR), e, inclusive, erraticidades de tensões horizontais residuais (de cravação) etc.; afastemos definitivamente as correlações com  $\sigma'_v$ .

Os autores registram que as respostas não teriam indicado qualquer consenso, de como obter o parâmetro  $s_u$ : segundo prática corrente limitaram-se a mencionar "amostras de tipo indeformado" (sem qualquer "Índice de Qualidade") e ensaios de "compressão simples", ou triaxiais rápido-rápido, ou de palheta (vane) minia<sub>tu</sub>ra executados na amostra. Enormes poderão resultar as diferenças em casos de solos de Sensibilidade modestamente variável, admitamos  $0,8 < S < 10$ ! E embora a Sensibilidade tenha sido enfatizada desde o período 1936-46 (Casagrande, Taylor etc.), sendo mesmo repetidamente catastrófica nas argilas Escandinavas, estranho é que raríssimos trabalhos sequer a mencionem! Conforme frisei em publicações diversas, a prática profissional corre perigos crescentes no uso de PRESCRIÇÕES extraídas da "experiência", pois a tendência do INVESTIGADOR tem sido de aprimorar a amostragem e ensaio, levando a resistências maiores do solo, enquanto a meta do EXECUTOR de fundações tem sido de empregar equipamentos mais possantes, capazes de melhor menosprezar os solos delicados, ipso facto provocando maior perda de resistência por amolgamento: assim, quanto mais se avança mais se abre o abismo, capaz de levar a ruturas surpreendentes, por MELHOR FAZER O QUE MAIS SE RECOMENDA nos dois capítulos da matéria.

Não cabe aqui uma apreciação mais detida da propriedade ou não do uso da resistência não-drenada, em comparação com condições de resistência drenada. Desde os anos '60 que se reconhece que a película argilosa solicitada em cisalhamento direto, no atrito lateral, drena bem rápido, e, portanto, quer perante a construção (vagarosa) de um prédio, quer perante a técnica mais corrente de execução de provas de carga (por etapas, com demoras propositais), a condição de rutura seria gradativamente alcançada de forma muito mais análoga à da resistência drenada. Também, existe grande diferença entre a solicitação operacional (carga de trabalho, elevada proporção de carga morta) e a eventual solicitação crítica incremental que leve à rutura, tal diferença variando de obra para obra (edifício, silo, tanque, plataforma oceânica, etc.). O uso da resistência não-drenada vinha, por força de hábito, da prudência do passado, incorporando conceitos embutidos que devem ser frisados: (1) PROJETO e PRESCRIÇÕES pretendem as segurar perante situações-limite, críticas; (2) argilas saturadas normalmente adensadas, que foram as historicamente mais atendidas por estaqueamento, dão resistência não-drenada bem inferior à resistência drenada (N.B. Diferirão vários casos de argilas preadensadas, solos insaturados, saprolitos, solos porosos e loesses, etc.); (3) o erro reside em procurar correlacionar as PRESCRIÇÕES ao invés de comprovar que elas estejam (a) do lado da segurança, (b) o tão

perto quanto possível da CORRELAÇÃO, para que se minimize o desperdício por segurança excessiva.

Voltando à Fig. 13a, os Autores frisam que nenhuma das respostas mencionou qual dos coeficientes de aderência lateral era usado. Presume-se portanto que seja automático o mais antigo (pré-1969, cf. de Mello 1969), o coeficiente  $\alpha$  (ver abaixo): como a mobilização do atrito lateral varia ao longo do comprimento da estaca, esta prescrição ultra-simplificada deveria ficar restrita a estacas de comprimento curto a médio, histórico. Frisamos que não parecem ter penetrado os dois métodos ("mais racionais") baseados em pressões efetivas (e resistência drenada, amolgada-readensada) tais como propostos por Burland 1973 (o coeficiente  $\beta$ ) e por Janbu 1976 (o coeficiente  $S_v$  ou  $\mu$ ), nem o método Lambda  $\lambda$ , de Focht Jr. e colaboradores (ex. 1972, 1981) que introduz correções pela rigidez da estaca, e torna-se importante para estacas muito longas (offshore etc.), porém prefere retornar à resistência não-drenada conjugada com uma pressão efetiva de peso de terra (que afetaria o readensamento). A total omissão de referência ao coeficiente empregado torna-se saliente quando reconhecemos que mesmo nos solos de comportamento moderado (em que se basearam as proposições dos métodos e coeficientes) é enorme a variação de um caso para outro:-

"alpha":  $f_u = \alpha \bar{c}_u$  :  $0,3 \ll \alpha \ll 1,7$  ( $\bar{c}_u$  = média no fuste)

"beta" :  $\beta = k'_s \text{tg } \delta'$ ;  $f_s = \beta \bar{\sigma}'_h \ll c_u$ ;  $0,2 \ll \beta \ll 0,6$

"lambda":  $f = \lambda (\bar{\sigma}'_v + 2 \bar{s}_u)$  :  $0,1 \ll \lambda \ll 0,3$

Prosseguindo nos comentários sobre as Figs. 13a, b, salienta-se a pequena proporção de uso de ensaios in situ tais como CPT, SPT etc.. a despeito da intensa promoção de alguns deles (por exemplo, por Meyerhof desde 1956, ver Meyerhof 1976). Até certo ponto poderíamos insinuar que terá sido por motivos teóricos que se justifique afastar o uso do SPT (cravação dinâmica a comparar com comportamento estático, e efeito de amolgamento pelo amostrador de parede espessa): mas quando se considera também o ensaio CPT in situ, cabe ressaltar a grande aceitação destes ensaios na Europa e Austrália/África em comparação com EEUU/Canadá e Ásia (Fig. 13b). Comentários semelhantes de interesse comparativo resultam automáticos na Fig. 13a com relação ao baixo uso de fórmulas dinâmicas de cravação, indicando uma sensível penetração dos conceitos primordiais da geotecnica dos anos '40, referentes à grande diferença de resistência dinâmica e estática nas argilas saturadas. Concomitantemente em função do baixo uso da "equação de onda" ( $\pm$  1966) e dos métodos baseados em tensões efetivas (ex. Burland 1973) concluímos que sofisticacões teóricas demoram mais do que 15-20 anos para penetrarem na prática profissional.

Alguns dos dados da Fig. 13b suscitam hipóteses interpretativas imediatas. Veja-se, por exemplo, o comparativamente grande uso de Provas de Carga na Ásia e entre os Acadêmicos, o maior uso de Ensaios in Situ (CPT, Pressiômetro etc..)



na Europa e Australia, a significativamente maior proporção de uso de Códigos na Asia e entre Projetistas-Construtores.

Passando às Figs. 14a, b vislumbramos o que impera na prática profissional no caso de estacas cravadas em areias. Pareceria bem apoiada por teoria a predominância do uso de "teoria de atrito baseada em  $\phi$ ": porém, frise-se que apenas considera a pressão efetiva vertical  $\sigma'_v$  sem qualquer ajuste de tensões horizontais pela compactação da própria estaca etc.. Que tais ajustes chegam a ser teoricamente muito grandes e difíceis de se definir pode ser inferido pelo fato de que a referida teorização simplista, mais antiga, caiu grandemente em proporção de uso nos círculos Acadêmicos enquanto ainda goza de preferência total entre Projetistas-Construtores. No tocante a correlações com ensaios in situ predomina o SPT, salvo no caso de uma pequena região da Europa com forte predomínio do CPT. Curioso e inexplicável, a pequeníssima proporção de uso das fórmulas dinâmicas (inclusive a "equação de onda"): os Autores comentam com estranheza que entre as respostas recebidas o controle de cravação por "nega" é usado mais frequentemente em solos coesivos, embora, pelo contrário, maior porcentagem delas indicou maior confiança do uso de "negas" nos solos arenosos (teorizações primordiais dos anos '40). Merece interesse especial, também, que pouquíssimos ( $\approx 20\%$ ) indicaram considerar (a) ação de grupo (b) eficiência de grupo de estacas comparada com estaca unitária (c) qualquer recalque (d) ações dinâmicas.

As Figs. 15 a, b, c revelam aspectos importantíssimos sobre as práticas correntes do controle de cravação de estacas, no caso de grupos de estacas. Dispensamos comentar as principais comparações. O monitoramento da subida de estacas cravadas em função da cravação de estacas contíguas é muito mais frequente do que nos pareceria, segundo nossa prática: depende muito da densidade da estacaria (função de coeficientes de segurança nominais maiores na adoção de uma carga de trabalho) e da densidade dos solos atravessados pela estacaria. Merece comparação também o uso bem mais frequente de controle por "nega" nos EEUU/Canadá, em comparação com a Europa, e entre os Projetistas-Construtores e Proprietários, decrescendo entre Consultores e chegando a um mínimo entre Acadêmicos. Observa-se em contraposição a maior procura de provas de carga por estes. De minha parte critico a forma generalizada em que os Autores reuniram as respostas, englobando tanto argilas (saturadas) quanto areias: segundo sugere a teorização é nas argilas saturadas, e não nas areias, que merece ser acompanhado o movimento de estacas contíguas, enquanto que a cravação até determinada "nega" só teria mérito nas areias ou nos solos insaturados.

Finalmente na Fig. 16 registra-se a estatística aproximada do emprego de alguns métodos correntes de controle da execução de estacas perfuradas, concretadas in situ. O uso de "concreto plástico" encontra aplicação desproporcionalmente frequente, especialmente se considerarmos o grande número de solos em que um

maior fator água-cimento somente prejudica o atrito lateral, pelo inchamento e amolecimento da parede do fuste.

Já comentamos na Fig. 17 que sô pode ser apreciada em conjugação com o fato de que a "enorme maioria silenciosa das fundações por estacas" executadas pelo mundo afora sô pode ser interpretada como tendo tido um comportamento satisfatório; notícias desfavoráveis aparecem logo na imprensa. Assim, sô podemos concluir que a despeito do grande (e crescente) abismo e anacronismo entre a prática profissional e a evolução teórica-acadêmica, a experiência (local) empiricamente fornece os ajustes necessários. Ademais, e, em parte, em contraposição, sô podemos inferir que:

- (a) as fundações tem sido projetadas e executadas bem mais seguras do que visualizado (pequeníssima porcentagem de dissabores e riscos probabilísticos respectivos), o que sugere hipóteses de
- (b) ou, um excesso de dispêndio na fundação, a almejar diminuir;
- (c) ou, maior facilidade de exagerar na capacidade da fundação do que em aprimorar sofisticações para barateá-la.

#### 4. NOVOS DESENVOLVIMENTOS NOS ENSAIOS, DE CAMPO E DE LABORATÓRIO, NOS SOLOS.

Merece interesse especial um outro trabalho colateral (Jamiołkowski, M. et al., 1985) que constituiu o brilhante relato do estado-da-arte, com o próprio título acima dado ao presente item, 2ª THEME LECTURE do Congresso de São Francisco. Os comentários serão breves, porê<sup>m</sup> aproveitando o ensejo para reproduzir um número módico das inúmeras (87) figuras que documentaram o trabalho. Reflete os avanços de ordem teórica, porê<sup>m</sup> já com meta de aplicação à prática, pois que o trabalho colateral mais puramente teórico foi o da 1ª THEME LECTURE (de Wroth, P.C. e Houlsby, G.T.): as Figs. 18 a 27 são extraídas daquele trabalho, mostrando desde já enormes diferenças que prejudicariam todas as interpretações baseadas em ensaios convencionais.

Em primeiro lugar assinalo a tremenda importância que ganhou, nos últimos 30 anos, a determinação "mais correta" da pressão de preadensamento  $\sigma'_p$  e da relação de sobreadensamento, OCR: isto é, a necessidade da correlação dos comportamentos dos solos com as tensões in situ, tanto históricas como atuais. Grande proporção das dispersões frustrantes refletidas nos ensaios convencionais do período de 1945 a 1960 começa a encontrar explicação nestes esforços do que clássico da "ciência da mecânica dos solos".

Na Fig. 18 estão figuradas diferenças meticulosamente pesquisadas relativas à determinação da pressão de preadensamento  $\sigma'_p$ , pelo método semilog tradicional de Casagrande, e pelo método de plotagem em escala natural, proposto e promovido por Janbu; os Autores insinuam também a diferenciação dos tipos de curvas de pendendo do mecanismo da geração da pressão nominal de preadensamento. Ressalte



mos para nosso meio a curiosidade quanto a solos residuais maduros, e quanto a saprolitos e lateritas. Na Fig. 19 repetem-se as indicações dos prejuízos que o mínimo amolgamento provoca na determinação de  $\sigma'_p$ , lembrando os 30 anos decorridos (Schmertmann 1954-56) em que o aprimoramento da determinação do  $\sigma'_p$  atribuível à amostra INTACTA tem sido conhecido, porém totalmente negligenciado. Na Fig. 20 mostra-se de forma esquemática, em função da indicação supra, o motivo pelo qual Taylor ( $\dagger$  1946) seguido da escola SHANSEP do M.I.T. pesquisa os parâmetros adimensionalizados intrínsecos do comportamento das argilas através de metódico "preparo" das condições pré-cisalhamento dos corpos de prova (cf. tese de cátedra, de Mello, Univ. Mackenzie, 1956).

Frizamos, portanto, que através de grande esforço cumulativo de quase quarenta anos, veio sendo comprovado que, para melhor definir comportamentos dos solos, é necessário adimensionalizar com relação à pressão efetiva atuante ( $\sigma'_{v0}$ ), incluindo referência à relação de sobreadensamento OCR (que registra o histórico de pressões). A proporção de resistência rápida  $c_u/\sigma'_{vc}$  sobre a pressão efetiva de adensamento de certa forma reproduz o clássico "ângulo de atrito adensado-rápido" sendo interessante lembrar que

relações	0,3	0,6	1	2	3	4
insinuam ângulos de	16 <sup>o</sup> ,5	31	45	63 <sup>o</sup> ,5	71,5	76 <sup>o</sup>

Assim salientamos o interesse na Fig. 21, e, em particular a revelação de que uma argila orgânica não merece a má fama em toda e qualquer condição: na condição preadensada, apresenta resistências muitíssimo maiores do que as argilas muito divulgadas de Boston etc... Adianto minha impressão de que o grande benefício da OCR na argila orgânica se deve à pequena proporção de inchamento no alívio de pressão: assim, o mesmo deveria registrar-se em nossos solos porosos, saprolíticos, etc.

Considerando a enorme influência dos parâmetros OCR e  $\sigma'_p$  através do  $\sigma'_{v0}$ , não posso deixar de enfatizar o que tenho frisado, que o processo chamado SHANSEP do M.I.T., no qual as duas primeiras letras significam Stress History, deveria, em honestidade e humildade profissional, ser denominado ASHANSEP, Assumed Stress History etc., pois já particularizei (de Mello, 1972, 1981, 1982) inúmeras situações em que a hipótese  $\sigma'_{v0}$  é apenas válida em média, devendo inexoravelmente sofrer grandes variações em torno da média de ponto a ponto na mesma profundidade. De passagem mencione-se também que dispersões relativamente grandes de certos parâmetros podem dar impressão de serem muito pequenas quando graficadas em log-log, dependendo da escala.

Na Fig. 22 os Autores utilizam uma argila marinha meteticulosamente pesquisada

para ressaltar as enormes diferenças que resultam de ensaios de cisalhamento não-drenados feitos por diferentes equipamentos e técnicas. Nas práticas convencionais, de ensaio e de teorização, nunca se presumiu ter que considerar tais diferenças: por exemplo, ao longo de um fuste de estaca é bem reconhecido que o tipo de cisalhamento é análogo ao cisalhamento direto simples DSS, mas todos os ensaios de perfilamento de resistências dos solos com a profundidade tem recorrido predominantemente aos ensaios de compressão simples ou triaxial rápido-rápido. Veja-se que (Fig. 22a) os coeficientes de resistência chegam a ser da ordem de 1,5 vezes maiores em Compressão Triaxial do que em Extensão Triaxial: e, particularmente, que em argila normalmente adensada  $OCR = 1$  a Deformação Específica à rutura (Fig. 22b) chega a ser 25 vezes maior em ensaio de Extensão Triaxial do que no de Compressão Triaxial!!

Na Fig. 23 reproduzem-se dados de meticulosa pesquisa em outra argila marinha, mostrando as enormes diferenças dos mesmos coeficientes de resistência não-drenada, comparando caso de argila INTACTA comparada com a argila DESTRUTURADA. Note-se que a argila destruturada não chega a ser "amolgada", mas sim, apenas uma amostra de tipo indeformada à qual não se aplicaram cuidados especiais de procurar reproduzir condições "intactas": numa argila bem Sensível é reconhecido que a própria aplicação "instantânea" de incrementos de pressão no adensamento ou na pressão confinante triaxial chega a provocar destruturação. Frise-se, finalmente, que as pouquíssimas investigações em que se cuidou de pesquisar o benefício da compressão secundária a prazo módico, todas indicariam um acentuado efeito benéfico do tempo sobre o comportamento INTACTO. Repetem-se as indicações de diferenças na proporção de 2:1 entre ensaios de Compressão e de Extensão Triaxial, e de deformações específicas muito menores na condição intacta do que na destruturada. Frise-se ainda, com relação ao uso de parâmetros de ensaios para análises de elementos finitos de obras, que as pesquisas do Imperial College e Building Research Establishment, U.K., já mostraram há mais de uma década, que as deformações medidas na zona central dos corpos de prova indicam "módulos" bem mais rígidos, da ordem de 3 a 7 vezes maiores, bem mais representativos dos comportamentos registrados em obras. Nenhum destes avanços teóricos teve, por enquanto, o mínimo reconhecimento na prática profissional.

Finalmente, nas Figs. 24 e 25 reproduzimos algumas das indicações de como variam as deformabilidades (edométrica na primeira, e triaxial na segunda) dependendo da técnica de ensaio e da interpretação. Na Fig. 24 verifica-se que qualquer erro da estimativa do  $\sigma'_p$  pode afetar de 2 a 3 vezes a deformação específica  $\epsilon_v\%$ , e, portanto, o recalque calculável.

Na Fig. 26 além de reproduzirmos os dados meticulosos coletados por Jamiołkowski et al., 1985, aproveitamos para superpor a "equação empírica" tão repetidamente citada a partir de grandes autoridades,  $c/p = 0,115 + 0,00343 I_p$ , que

tem que ser empregada para compreender as vicissitudes características da Engenharia Geotécnica. Vê-se que dentro de uma grande dispersão de ensaios primitivos, pouco discriminativos, é fácil chegar-se a pseudo-correlações empíricas: é indispensável sempre empregar a espinha dorsal de alguma teorização considerada válida (mesmo que ulteriormente seja invalidada) para orientar a tendência da regressão estatística. Os ensaios TC insinuam que na gama de  $6 < I_p < 85$  não se encontra o acentuado aumento de  $c_u/\sigma'_{vc}$  que seria dado pela equação primitiva empírica, e que por considerações teóricas seria difícil de se justificar. Adiante discutirei um pouco mais os obstáculos que atualmente representam os primitivos ensaios-índice, tal como o  $I_p$ .

Nas Figs. 27 a 31 fornecemos indicações, ainda coletadas por Jamiolkowski et al., 1985, a partir de autores diversos, demonstrando que não tem sido menos frustrantes os resultados provenientes de meticolosas investigações e desenvolvimentos dos ensaios in situ: perante as definições modicamente "precisas" de parâmetros de projeto que a prática profissional deseja, continuam amplos (inclusive se ampliam) as faixas de dispersões de resultados à medida que se pesquisam "cientificamente" maiores números de parâmetros intervenientes.

As Figs. 27 e 28 fornecem indicações providas pelos ensaios piezocone CPTU, ensaios estes introduzidos há cerca de 12 anos como grande promessa de eliminar a principal crítica aos ensaios CPT, de que as resistências de ponta, e de atrito local, eram medidas sem qualquer confiança de qual o tipo de solo que estaria sendo penetrado. Sem discutir (como fazem os Autores) as apreciáveis diferenças de resultados em função de pormenores dos piezocones, concluímos imediatamente que as faixas de "classificação" a que se pode chegar são demasiado largas. O mesmo se vê, em grau até mais assustador, na Fig. 32, muito usada nos últimos 10 anos em investigações Offshore (cf. de Mello, 1985).

Na Fig. 29 se indica esquematicamente o Dilatômetro plano de Marchetti, saudado há cerca de 10 anos como mais uma das grandes inovações promissoras nos ensaios in situ. O dilatômetro anteriormente (e agora simultaneamente) mais cotado é o camômetro. Ambos visam precipuamente acabar com a indefinição da incógnita modernamente mais pesquisada, o coeficiente de empuxo (horizontal) em repouso  $K'_0$ . Quando se observam variações de  $K'_0$  entre cerca de 0 e 0,8 (Fig. 30b) e se vê a grande dispersão dos Módulos  $G$  in situ (Fig. 31, dados C) conclue-se que persistem as frustrações quanto a dispersões: a única conclusão persistente (também revelada na Fig. 31) é a da significativa diferença consistente entre ensaios in situ e as chamadas amostras indeformadas, acatadas como automaticamente "garantidas" por cerca de 25 anos (1950-'75).

##### 5. DISPERSÕES DE DADOS, E REAÇÕES INOPERANTES TANTO DA PRÁTICA PROFISSIONAL COMO DAS INVESTIGAÇÕES TEÓRICAS.

Fortunas tem sido investidas ou gastas, e, conforme vimos do Relato de Focht Jr. o progresso eventual não tem sido nem penetrante, nem difundido, nem convincente. Muitas são as causas entre o abismo crescente entre teoria e prática. Procurarei resumir algumas delas, com o mínimo de exemplificação.

5.1. Grande dispersão de dados por motivo de índices primitivos demasiado grosseiros.

Na Fig. 32, já mencionada, fica bem exemplificada uma das tendências, que só posso classificar de desnordeada por falta de serenidade (Complexo de Eureka entre os dedicados à publicação de trabalhos). Que o penetrômetro CPT ou CPTU é dos mais promissores é inegável: porém, não se pode entender que, ao invés de usar perfilamentos múltiplos, diferentes equipamentos perfilando diferentes parâmetros adequadamente, se procurem indicações indiretas rudimentaríssimas: a que grau de precisão de ajustes pode levar um abaco tal como o da Fig. 32, quando se pretende um parâmetro de projeto?

Como todos os "grandes pesquisadores", concentrados em meticulosas sofisticções de resistências ao cisalhamento etc., desprezam qualquer reapreciação dos índices primitivos (grosseiros), merece salientarmos a estranheza de que muitas das variações de um dado parâmetro fundamental são "correlacionadas" descarada por "estatisticamente", com tais índices. Por exemplo, recentes correlações (das mais categorizadas fontes) procurariam estabelecer o coeficiente de resistência de ponta  $N_{ck}$  do penetrômetro CPT (a 2cm/seg):-

$$q_c - q_a = N_k s_u \quad \text{sendo } s_u = \text{resistência in situ não drenada de palheta};$$

alguma equação tal como

$$(\text{média}) N_k = 13,7 e^{-0,0103 (I_p - \bar{I}_p)} \quad [\pm 20\% \text{ aprox.}] \quad \text{para } I_p = 28,5\%.$$

Ora, que mérito poderia ter o  $I_p$ ?! Especialmente se reconhecermos que em 30 anos decorridos, nunca ninguém se deu ao cuidado de ajustar os ensaios de Limites de Atterberg a respeitarem o teor salino da água dos poros (importante em investigações marinhas, argilas muito ativas): a Fig. 33 (apud Rosenquist, 1955) bem indicava a interveniência do teor de sal da água de mistura, em alterar os Limites de Atterberg. Não se pode melhorar os ensaios fundamentais a níveis sofisticados, e, depois, ao precisar extrair médias em perfis; correlacioná-los com índices primários que os pesquisadores tratam com o desprezo da ignorância. Mas a Geotecnia está absolutamente lotada dessas dicotomias!

O que faz a prática profissional perante uma dispersão tal como resumida na Fig. 34 em que são plotados resultados tão distintos e dispersos do parâmetro mais pesquisado (resistência não-drenada) da geotecnia?

5.2. Falta de ajuste compatível de níveis de sofisticação de todos os elos da

cadeia - ensaios, teoria, prática.

Num perfil de dispersão tal como o da Fig. 34 temos que considerar separadamente: diferenciação função do tipo de ensaio (que vimos ser bem grande, Figs. 22a e 23a, etc.); variação sistemática em função de tendências (ex. profundidade de amostragem, argilosidade da argila dentro da camada tomada como homogênea, etc.); erros erráticos (passíveis de se cobrir por médias estatísticas); e assim por diante. Fato é que cada trabalho se limita a uma parcela de um tópico, dificultando assim enormemente a tarefa da prática profissional. Mas enfatizamos que na tarefa de SÍNTESE que é a da prática profissional, a inexistência de "dados" nunca foi desculpa para que o engenheiro civil menosprezasse uma faceta do problema, restringindo sua dedicação à parcela documentada; por exemplo, na instabilização de taludes por chuvas, não posso me aprofundar em pesquisas geotécnicas e esquecer a hidrologia - em qualquer falta de "dados", tenho que introduzir dados criteriosamente admitidos. O desrespeito por tal conceito global, com compatibilidade de grau de conhecimento (e coeficiente de "ignorância/segurança" respectivo) tem sido o principal fruto da compartimentalização-especializada do pós-guerra, principalmente acadêmico, e provocou o inevitável distanciamento entre a prática e a teoria.

### 5.3. Vícios da moderna investigação acadêmica.

Para entender uma das facetas responsáveis pelo abismo entre teoria e prática, interessa-nos conhecer a realidade da pesquisa, dita teórica, no país que investe em pesquisa acadêmica mais do que o resto do mundo reunido: e que, de certa forma indissociável, exerce sobre o resto da investigação teórica mundial o domínio psico-colonialista moderno, o da tecnologia associada ao controle da comunicação idioma-"midia"-meta sedutora. Em inúmeras ocasiões tenho sido obrigado a salientar, no próprio Mass. Inst. of Technology M.I.T. ao qual sempre permaneci intimamente ligado, os males da investigação dita teórica na engenharia, associada à competição ("rat race", publique ou pereça ...) de se adiantar em firmar o "padrão da descoberta" em não importa quão infinitesimal e indireto o item no contexto amplo e complexo do problema prático. Quanto mais complexo o problema total (ex. fundações profundas) mais catastrófica a consequência.

Nada melhor do que reproduzir algumas frases do Discurso Presidencial do Prof. Ralph Peck, no congresso internacional de Moscou, 1973. "The most fruitful research grows out of practical problems" (a pesquisa mais produtiva deriva de problemas práticos). "... there seems always to be a tendency to justify trivial research on the grounds that, although it has no use today, it may someday turn out to be important" (parece haver sempre uma tendência de justificar pesquisa irrelevante com base no argumento de que, embora não tenha aplicação hoje, algum dia talvez se demonstre importante). "Professors and their protégés, are often

the worst offenders in devotion to research of minor consequence because the academic climate encourages finding a subject for investigation that can be pursued at the desk or in the laboratory until all aspects have been exhausted. The subject is likely to be chosen more for convenience than for significance" (Professores e seus prediletos geralmente são os mais culpados em sua devoção à investigação de pouca significância, porque a atmosfera acadêmica propicia encontrar assuntos para investigação que possam ser desenvolvidos na escrivaninha ou no laboratório, até que todas as suas facetas tenham sido exauridas. O assunto costuma ser escolhido muito mais por conveniência do que por significância). E, referindo-se às grandes realizações do Norwegian Geotechnical Institute NGI sob a orientação de Bjerrum, Peck resume "Every institution of this kind has been created to solve practical problems peculiar to its own country or region; every successful institution has contributed heavily and necessarily to fundamental knowledge while accomplishing its official mission". (Cada instituição deste tipo foi criada para resolver os problemas práticos peculiares de seu próprio país e região; cada instituição de sucesso contribuiu fortemente e necessariamente aos conhecimentos fundamentais, enquanto cumprindo a sua missão oficial). São palavras mais que eloquentes nas quais frisamos o aspecto da relevância do problema para o país e região, e a distinção entre meta e meios, meta e subproduto, a meta sendo a solução prática, os meios respeitando a teorização disponível, e portanto o subproduto resultando em forte incremento aos conhecimentos fundamentais, teóricos.

Como a mão-de-obra arregimentada modernamente pelos centros acadêmicos do 1º Mundo (analogamente aos monges-escribas nos porões dos mosteiros medievais) são os "maiores cérebros jovens" do 3º Mundo, que lá buscam suas Diplomas em Mestrado e Doutorado, pouquíssimas são as Universidades cujos Professores, ansiosos por fertilidade publicada, resistem à crítica contundente de Peck, conhecedor profundo, por crítica e auto-crítica, daquilo a que se referiu, que só se multiplicou nos 12 anos seguintes.

#### 5.4. Promoções de idéias acadêmicas tem sido demasiado rápidas para se fechar o "Ciclo da Experiência".

Em publicações anteriores (de Mello, ex. Tokyo 1977, Bangkok 1980, Brasil ABMS 1982, Kuala Lumpur 1985) tenho frisado a importância do "Ciclo da Experiência" para o projetista geotécnico, pois que, de uma parte ele precisa se apoiar em Ensaio Índice para desde cedo se concentrar nos problemas mais prováveis do comportamento geotécnico específico, e, por outro lado, o projeto precisa ser otimizado através da gradativa redução da faixa de erro inerente a cada procedimento de ensaio-previsão, em comparação com o comportamento real. Lamentavelmente a comunidade acadêmica tem aprioristicamente afastado qualquer reapreciação



dos Ensaio Índice, como assunto abaixo da dignidade da investigação moderna: ninguém se conscientiza de que tudo e todos passamos pelos primeiros passos da infância, e que na teoria pedagógica a distribuição mais correta de tarefas compreende concitar a que os maiores sábios se dediquem a bem educar os principiantes, deixando os jovens "doutores" incumbidos da fertilização cruzada com os doutorandos.

De mesma forma ocorre com os Ensaio Índice, e com as proposições de novos desenvolvimentos dos Ensaio de Parâmetros Fundamentais: estes atraem todo o entusiasmo acadêmico, e, por um lado pouco a pouco deixam de ser um meio, para passarem a ser um fim em si próprios, por outro lado são aumentaram a perplexidade do projetista geotécnico. Cada nova intuição sobre um ensaio fundamental "mais correto" sempre parece bem mais certa do que acaba se revelando e demonstrando.

Apenas como ilustração imaginemos a posição do projetista geotécnico frente a dados tais como o da Fig. 34. Afora a grande dispersão de resultados, seu crescimento com a profundidade (nunca discutido etc..), a aparente diferença introduzida a meio caminho com amostragem diferente, o que é que se deduz? Alguma coisa sobre a maior ou menor aplicabilidade de um ou outro procedimento, perante a fixação de parâmetros de projeto da fundação? Ou apenas uma comparação de um ensaio questionado contra outro também questionado? E tudo isto, muito estimulante, enquanto as variações em jogo são da ordem de  $\pm 70\%$ ?

A Engenharia se penitencia, e se orgulha, de que em qualquer análise retrospectiva de dados de obras (sempre raros e onerosos), sempre resulta a impressão da falta frustrante de dados específicos intervenientes: faz parte indissociável do progresso. Mas, ipso facto, da mesma forma em que decisões de projeto se tomam a despeito do reconhecimento da insuficiência de dados, o que tem faltado, nas retroanálises, é: (a) suprir dados judiciosamente estimados onde inexitem valores medidos; (b) analisar grupos de casos análogos para correlações razoáveis, aproximadas, rechaçando a busca da coincidência da compatibilidade exata previsão-observação que, se jamais ocorresse, são teria que ser interpretada como casuística, nociva à própria filosofia da engenharia. Resulta, assim, que nunca se encontram casos "perfeitos" para retroanálises, e o jovem entusiasta sempre procura o caso futuro, que possa ser dispendiosamente programado e conduzido para ser "perfeitamente documentado". Apenas como exemplo flagrante, no tocante a fundações profundas, reproduzo a Fig. 35, que documenta a importância (com grande dispersão, função do tipo de solo etc.) do "tempo de cicatrização" em determinar a capacidade de carga de estacas cravadas. Cabe aqui a pergunta retórica: em quantos dos trabalhos publicados, de tentativa de correlação de ensaios-projeto comparada com provas de carga, houve qualquer tentativa de estimar o tempo decorrido, e de aplicar um coeficiente de ajuste resultante? Nenhum?

Pois uma das razões porque a aparência de discrepância e dispersão é muitíssimo maior em trabalhos publicados, do que realmente resulta NA PRÁTICA DO GEOTÉCNICO EXPERIENTE, é que, sem se aperceber de cada componente de seus raciocínios, ele automaticamente incorpora os "ajustes mentais" que tornam suas estimativas bem mais merecedoras de confiança.

Ainda no tocante às evoluções demasiado rápidas para fechar o Ciclo da Experiência (com Revisão progressiva), assinalo que o abismo entre teoria e prática é aceleradamente aberto por ambas as partes. Aprecio no presente item apenas o lado dos teorizadores, deixando para o próximo item alguns comentários sobre os esforços dos profissionais da prática. Sinto que a cada passo em que um determinado ensaio-procedimento se expõe como criticável, a tendência tem sido de buscar, sob o manto diafano da fantasia, algum outro ensaio-procedimento "muito mais perfeito", ao invés de pacientemente limar as arestas já descobertas do ensaio anterior, mais rudimentar.

A título de exemplo apresento as Figs. 36 a 40 (apud de Mello, 1985) relativas ao ensaio-índice SPT. Em meu trabalho do Estado-da-Arte, Puerto Rico 1971, havia sugerido uma interpretação dos ensaios SPT do U.S. Bureau of Reclamation (Gibbs e Holtz, 1953-57) como capazes de fornecerem indicações de  $\phi'$  das areias: na ocasião aponteí, porém, a falta de correção por efeito de profundidade (de perfuração, e de comprimento de hastes); presumi, também, que SPT se correlacionaria precipuamente com Resistência de Ponta (as regressões estatísticas foram baseadas na equação correspondente). Frizei, na época, que em solos genéricos, sendo no mínimo 3 as incognitas significativas ( $c'$ ,  $\phi'$ ,  $\sigma'_v$ ) haveria necessidade e proveito em desenvolver ensaios análogos que fornecessem 3 equações para solução das 3 incognitas, pois com apenas 1 equação para 3 incognitas as dispersões continuariam a ser enormes. Pesquisas ulteriores meticolosas (e caras) do Schmertmann teriam fornecido (a) indicações sobre o efeito do comprimento de hastes (b) indicação de que o efeito principal sobre SPT decorria do atrito lateral e pressão horizontal (o que introduziria, portanto, uma quarta incognita, o  $K'_0$ ). Lamentavelmente não cabia em seu propósito, de publicar seus trabalhos, uma reapreciação de minhas correlações SPT =  $f(\sigma'_v, \phi')$ . Assim, vejo reproduzido por todo lado o ábaco (Fig. 36) que mereceria revisão para ser mais realista e generalizável: por muito lisonjeiro que pareça, não posso deixar de me sentir um tanto contrariado, porquanto continuo convencido da grande aplicabilidade de uns ensaios conjugados tipo SPT, em equações simultâneas, criteriosamente interpretadas. (N.B. A grande aceitação do SPT revelada pelas estatísticas de Focht Jr. só pode ser interpretada em função da capacidade recon dita, "experiente", de interpretar ensaios SPT através de ajustes mentais das equações simultâneas em jogo).

Nas figuras 37, 38 e 39 prossigo na ilustração do conceito em jogo. Na Fig. 37

estão resumidos os dados de dois pares de perfis de penetração, por um lado, de valores SPT, por outro lado, do número de golpes de cravação de estaca: trata-se de caso de cravações a partir de batelão, em 12m de profundidade de água, para fins de trabalhos Offshore. Desnecessário frisar a semelhança visual notável. Na Fig. 38 reproduzo os dados de 2 casos de cravação de estacas Offshore lado a lado com perfis SPT: as resistências à cravação previstas (a partir dos SPT) através de análises sofisticadas (equação de onda, etc..) estão plotados nos dois perfis, conjuntamente com as resistências observadas, diretamente interpretadas pela equação de onda. Observa-se uma faixa um tanto larga das observações (inexorável), mas podemos nos alegrar que com um coeficiente multiplicador da ordem de 1,3 a 1,5 as curvas "PREVISTO" poderiam ser levadas a coincidir com o meio da faixa das observações. Ora, por outro lado, por mera curiosidade eu plotei naqueles gráficos a simples somatória  $\Sigma$  SPT vs. profundidade: sem qualquer recurso a sofisticações concluímos que não há grande mudança nas tendências, nem aparente ganho de precisão na análise mais sofisticada em comparação com raciocínio tão primário; as curvas de  $\Sigma$  SPT vs. profundidade também podem ser ajustadas para concordarem aproximadamente com o meio da faixa das "observações", bastando aplicar um divisor da ordem de 1,6 a 1,9.

Enfim, na Fig. 39 retorno a uma tese antiga, de que na prática profissional, desde que os parâmetros fundamentais intervenham nas situações comparativas em forma razoavelmente análoga, frequentemente se poderia chegar a correlações muito mais proveitosas diretamente entre Parâmetro-Índice-Complexo X e Parâmetro-Índice-Complexo Y. Os dados da Fig. 38 foram submetidos à mais simples análise, do cálculo da relação entre  $\Sigma$  SPT e os golpes por pé calculados por previsões de equação de onda: lamentável que só nos tenham caído às mãos dois casos para analisar, pois que a coincidência da semelhança dos dois perfis é surpreendente.

Em tais casos, admitindo que não tenha ocorrido mais uma das fantásticas coincidências, a pergunta que se põe é se o uso da equação de onda, como passo intermediário, não teria ocorrido meramente por complexo de sofisticação teórica, sofisticação pela sofisticação. Aprimoramentos gradativos sobre o próprio SPT bem provavelmente forneceria indicações proveitosas para a prática profissional; mas o ambiente acadêmico indubitavelmente considera um tanto vergonhoso pesquisar um índice tão grosseiro, e submetê-lo a aprimoramentos teoricamente bem orientados.

Continua abrindo-se o abismo.

5.5. Facilidade da prática profissional moderna em aplicar soluções exageradas, geradas nos grandes centros industriais.

Iniciei o presente trabalho frisando o mérito e a pré-eminência da criatividade em engenharia geotécnica, e volto agora ao ponto em que exatamente este as

pecto, associado à grande capacidade industrial e à economia de múltiplos, leva a uma dicotomia perigosa para a geotecnia. Por um lado, qualquer investimento (ex. em desenvolver um possante bate-estaca), por maior que seja, sempre configura (a) rentabilidade crescente quanto mais ele puder ser aplicado em multiplicidade de situações, (b) custo incremental pequeno, e decrescente, com o aumento da unidade (ex. custo incremental por metro adicional de comprimento de estaca) dentro do "degrau de disponibilidade provido por cada invenção". Assim, passam a ser muito promissoras as perspectivas de fazer fundações fabulosas em terrenos inconsistentes quaisquer, e, em contraposição pareceria perder campo, assustadoramente, a clássica advertência de que em geotecnia cada caso é liminarmente distinto e singular. Ressalto, porém, parecer-me que a velha lição continua válida, e apenas fica subjugada por coeficientes de segurança (e custos) maiores do que necessário: a verdade é que não são as sofisticações teóricas complementares ainda não testadas, e sim, conceitos básicos inabaláveis das peculiaridades geotécnicas que expõem as erraticidades, e aumentam o desentendimento entre "prática" e "teoria moderna".

Na Fig. 40 estão resumidos alguns dados de capacidade de carga de estacas muito possantes (cf. de Mello 1985). Resumem-se algumas impressões imediatas: (a) ocorre grande erraticidade de comparação de cargas de rutura projeto vs. prova de carga, em particular nos perfis chamados "de contribuição continua", isto é, em que o atrito lateral atua cumulativamente: (b) enquanto que em grande número de tais casos o comportamento "real, estático" indica um bom coeficiente de segurança comparado com a previsão de projeto, não podemos esquecer os aproximadamente 30% de casos em que ocorre o contrário, isto é, uma estaca de carga de rutura bem menor do que prevista; (c) embora em geral tendências de erraticidade aumentariam (em faixa angular com a distância do eixo de coordenadas, observa-se com interesse que 4 valores relativos às estacas mais possantes (de cerca de 3.000 toneladas) indicam uma concordância muito alentadora entre previsão e prova de carga; merecerá interesse analisar-se teoricamente a hipótese de que a melhor concordância se deva ao fato de estarem em jogo "estacas de ponta". Em resumo, não seriam fatores eminentemente teóricos os que justificariam uma parte das discrepâncias ou concordâncias?

Na Fig. 41 (apud de Mello 1985) prosseguimos na exposição de outro aspecto muito importante na prática moderna de cravação de estacas possantes, para plataformas offshore. Não me estenderei em discutir o importante acervo reunido pelo Comitê Técnico da ISSMFE sobre "Cravabilidade e Penetrabilidade de Estacas" (cf. Yokoyama e Kusakabe, e outros, 1985). Limito-me a reproduzir os poucos dados coletados relativos a eventuais correlações entre energia de cravação e capacidade de carga em prova de carga: o leque de dispersão que se abre é demasiado importante para que seja ignorado. Será que a "prática" se permite menospre-

zar teoria a tal ponto que mesmo os conceitos teóricos clássicos, da diferença (em certos solos) entre resistências dinâmica e estática (cf. livros de texto do período 1935-50), podem ser afastados ou olvidados in totum? Se a teorização primitiva fosse reconhecida, interessaria no mínimo distinguir entre solos argilosos e arenosos, pois em tese os casos de elevada energia de cravação associada a baixa carga de rutura, deveriam corresponder a argilas; e vice versa.

De qualquer forma cabe frisar, com relação a algumas das publicações do Comitê Técnico mencionado, que já seria grande a felicidade em bem correlacionar a energia de cravação com a carga de rutura: nada nos permitiria, teoricamente, pretender avançar mais um passo, na tentativa de correlacionar carga de trabalho de estacas com a energia de cravação. Como os executores de fundações frequentemente pretendem encontrar a pedra filosofal medieval, que transformaria tudo em ouro, cabe assinalar que o abismo entre prática e teoria também se deve em grande parte aos "práticos" que pretendiam extrair os mais variados conhecimentos de comportamentos, empregando apenas o índice da energia de cravação.

#### 5.6. A investigação de campo prática-teórica de elevado custo.

Muito poucos tem sido os casos em que se reuniram condições especiais de cooperação da prática profissional (inclusive de Executoras de Fundações Especiais) conjugada com a vanguarda da teorização prática ensaio-pesquisa-análise dos meios acadêmicos. Depende, naturalmente, da existência de grande concentração de uso de determinada fundação, tanto na ocasião como, principalmente, em perspectiva próxima futura: e depende de condições especiais de engenharia humana, em catalizar e promover o bem comum. Assim, cabe lembrar o grande volume de estudos, de campo, de laboratório, e de análise teórica, desenvolvido no período de 1950-66 (London Large Bored Piles) com relação à argila de Londres.

Finalizando o presente trabalho, na Fig. 42 (apud Belgotec, 1985) anexa, apresento um outro caso de investigação prática, teoricamente bem orientada, do qual se extraiu ensinamentos importantes, especificamente alheios à previsão teórica anteriormente disponível. Trata-se da argila "Boom", fortemente preadensada, muitíssimo pesquisada na Bélgica: a teoria aplicada às argilas não permitia anteciper um "efeito de escala" para a resistência de base das estacas. Provas de carga (conjugadas com perfis CPT etc..) criteriosamente programadas, executadas e interpretadas, empregando estacas tipo Franki com variações executivas destinadas a ressaltar o efeito em investigação, levaram à conclusão de que chega a ser significativa, na argila fissurada, a redução da tensão de rutura de base, com o aumento do diâmetro da base. É mais um caso que, quando bem investigado, exhibe sua peculiaridade significativa: e que exemplifica os frutos de uma investigação que conjuga esforços da teoria e da prática.

## 6. CONCLUSÃO

Não foi fortuito ter eu finalizado este trabalho com uma investigação proveitosa lastreada num tipo de estaca que reiteradamente mencionei (cf. de Mello, 1983) ter configurado uma das invenções deveras geniais no campo das fundações profundas. Reitero a exaltação da criatividade tanto na prática como na teorização, mas particularmente na fertilização cruzada entre teoria e prática. O primeiro passo para uma regeneração consiste em reconhecer o erro atual. Desnecessário será mencionar o quanto se tem pela frente, para fazer em nosso País, em sua fervilhante adolescência. A importante mensagem que quero transmitir não só procura enfatizar a criatividade física como essência da engenhosidade, mas também salienta o grave desvirtuamento que se multiplicou nos últimos 25 anos nos principais centros acadêmicos avançados do "Primeiro Mundo", pelo qual a investigação o tão teórica quanto possível de problemas práticos cotidianos pareceria suscitar desprestígio.



## REFERÊNCIAS:

1. de Mello, V.F.B. Specialty techniques as pre-eminent contributions of creative soil engineering. 7th Asian Regional Conference SMFE, Haifa, 1983, vol. 2, Opening Address, pp 18-29.
2. Schultze, E. The restauration of the Leaning Tower of Piza, a soil mechanics and foundation problem. Lecture Sydney, 1984.
3. Focht Jr., J.A. & O'Neill, M.W. Piles and other deep foundations. THEME LECTURE 4, XI ICSMFE, San Francisco, 1985, vol. I, pp 187-209.
4. de Mello, V.F.B. Foundations of building in clay. 7th ICSMFE México City, 1969, State-of-the-art volume, pp 49-136.
5. Burland, J.B. Shaft friction of piles in clay - a simple fundamental approach. Ground Engineering, 6 (3), may 1973, pp 30-42.
6. Janbu, N. Static bearing capacity of friction piles. 6th ECSMFE, Vienna, 1976, vol. 1.2, pp 479-488.
7. Vijayvergiya, V.A. & Focht, Jr., J.A. A new way to predict capacity of piles in clays. 4th Offshore Technology Conference, Houston, 1972, vol. 2, pp 865-874.
8. Kraft, L.M.; Focht Jr., J.A.; & Amerasinghe, S.F. Friction capacity of piles driven into clay. ASCE Journal, GT 11, nov 1981, pp 1521-1541.
9. Meyerhof, G.G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. ASCE Journal, GT 3, mar 1976, pp 197-228.
10. Jamiolkowski, M. et alii. New developments in field and laboratory testing of soils. THEME LECTURE 2, XI ICSMFE, San Francisco, 1985, vol. I, pp 57-153.
11. de Mello, V.F.B. Site investigation and foundation decisions for offshore structures. 8th Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, 1985, Opening Lecture, pp 1-22.

12. Rosenquist, I. Th. Investigations in the clay electrolyte-water system. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, 1955, publ. n 9.
13. Peck, R.B. Presidential address, opening ceremonies. 8th ICSMFE, Moscow, 1973, vol. 4.1., pp 156-159.
14. de Mello, V.F.B. Present criteria for design and construction of high-capacity piles. 25<sup>o</sup> Aniversario Sociedad Venezolana de Mécánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones, Caracas, 1983, sesion 2, pp 107-127.
15. Yokoyama, Y. & Kusakabe, O. General Report on pile driving in Japan. Proceedings ISSMFE Technical Committee on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, 1985, vol I, pp 41-66.
16. Belgian Geotechnical Volume, BELGOTEC, San Francisco, 1985 Golden Jubilee Commemorative vol., chapter 1, "Pile foundation problems", pp 9-60.

FIG. 01

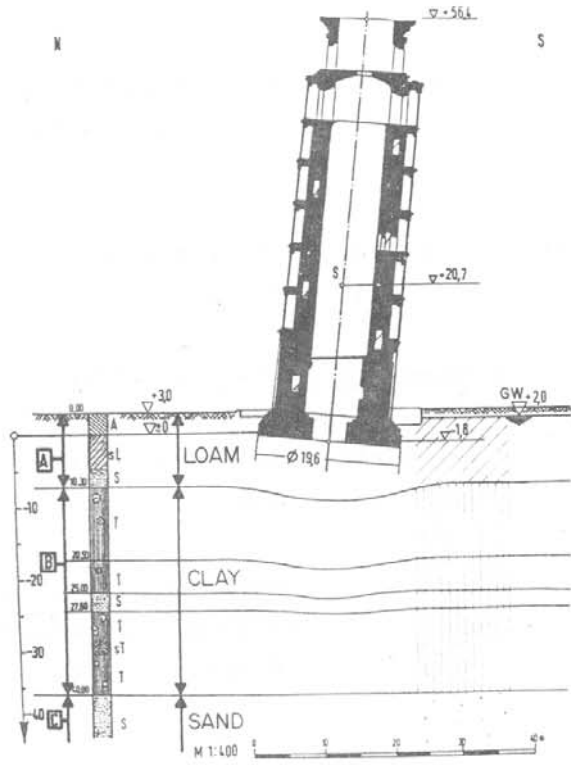


FIG. 02

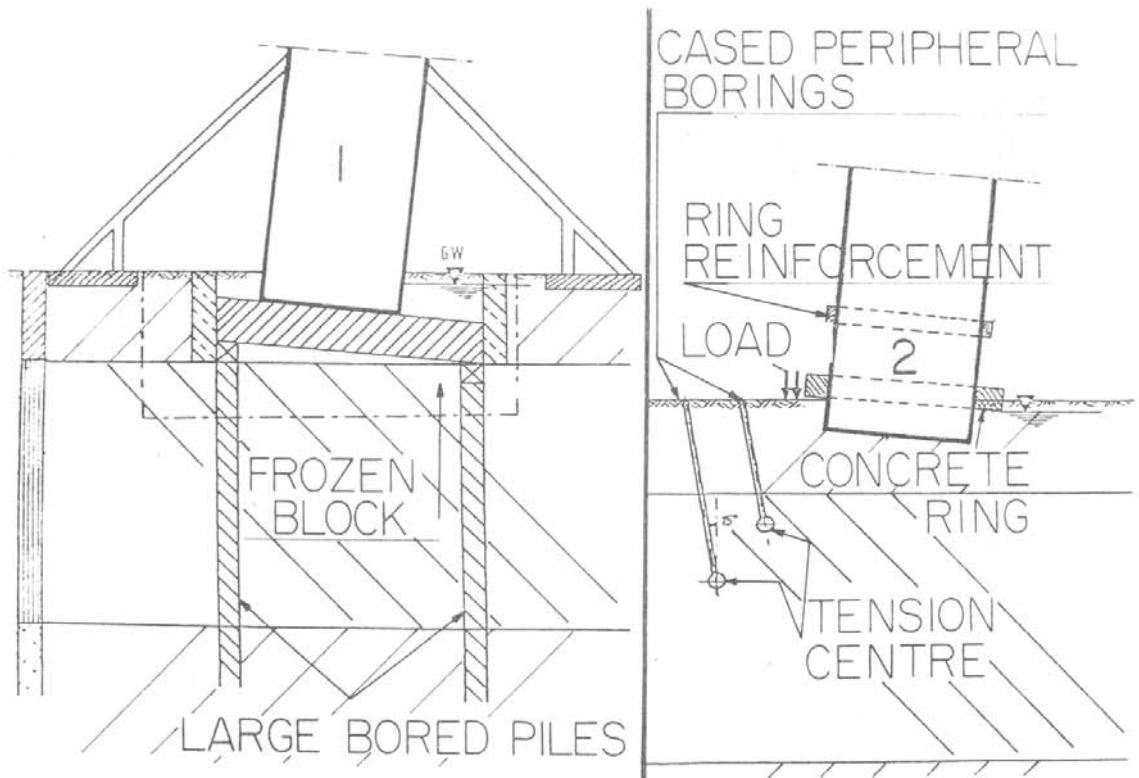


FIG. 03

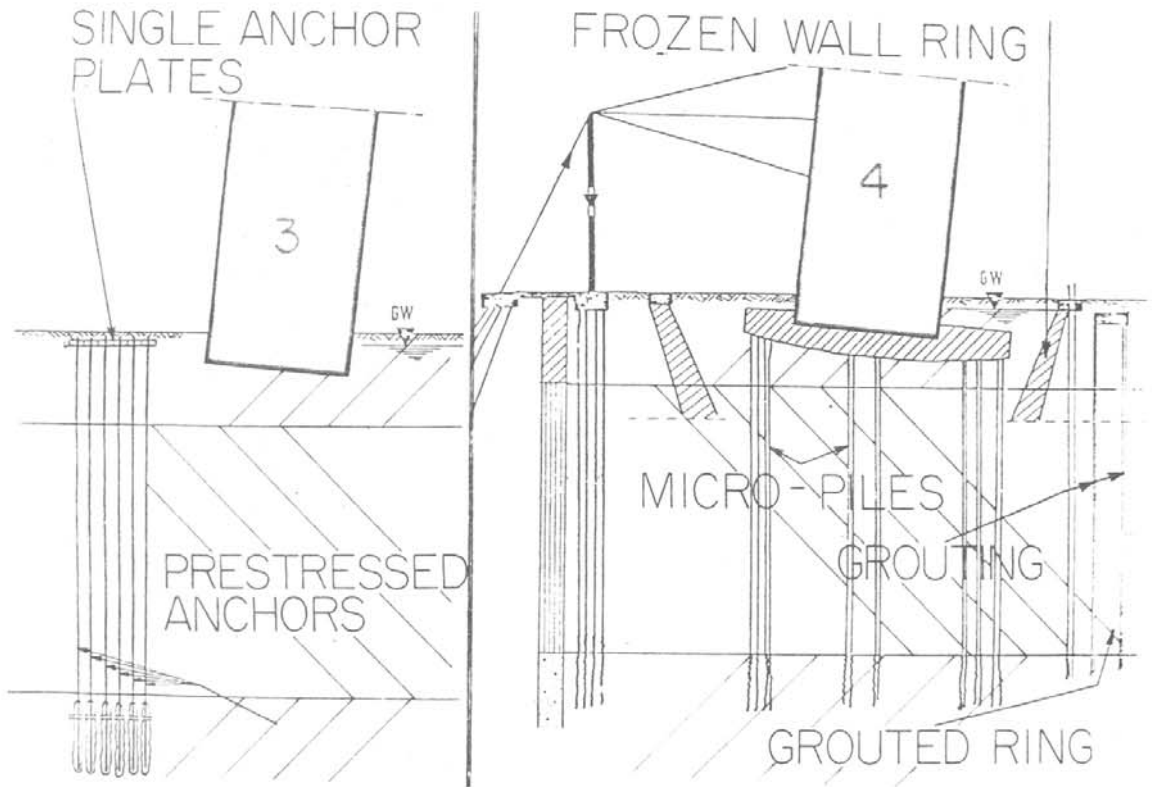


FIG. 04

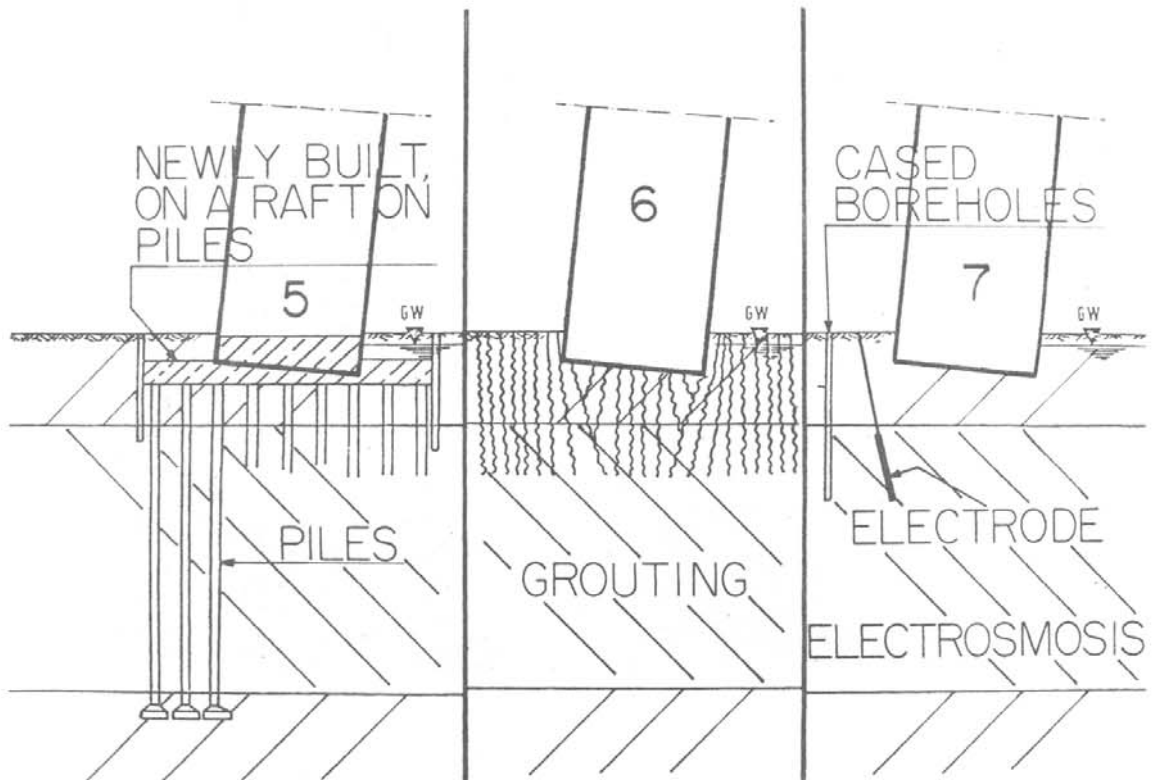


FIG. 07

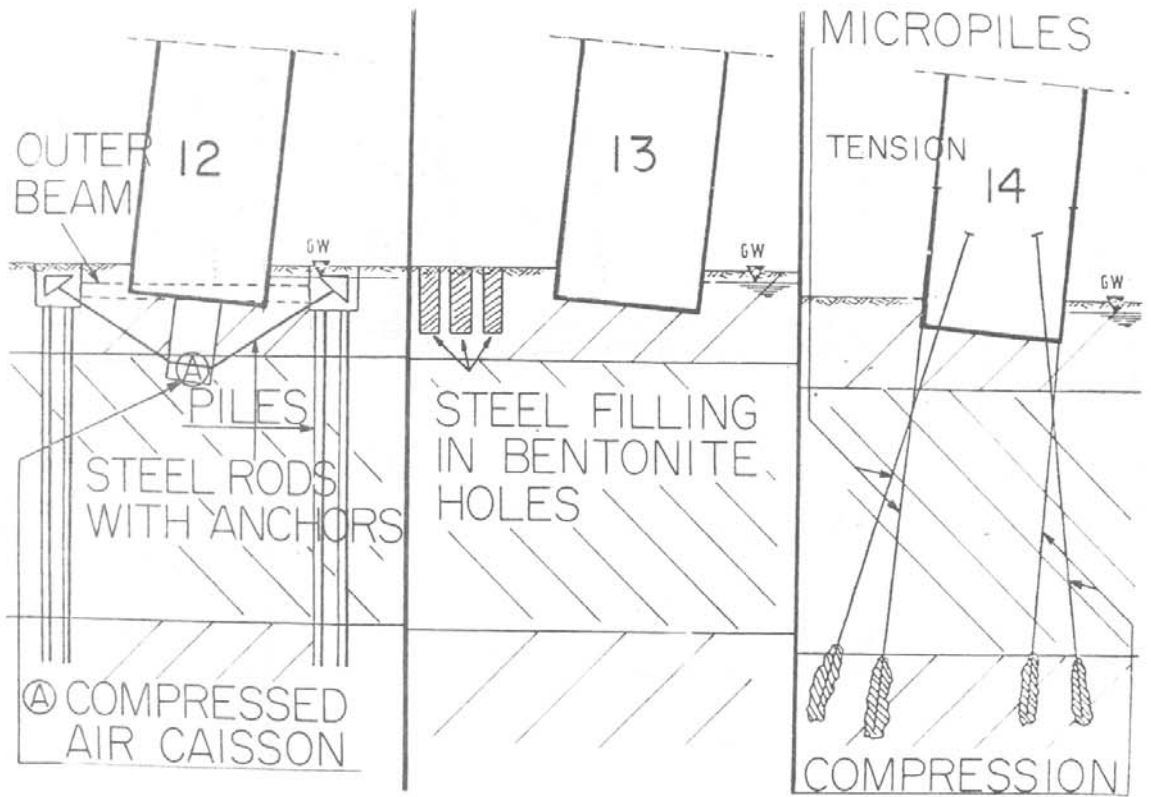


FIG. 08

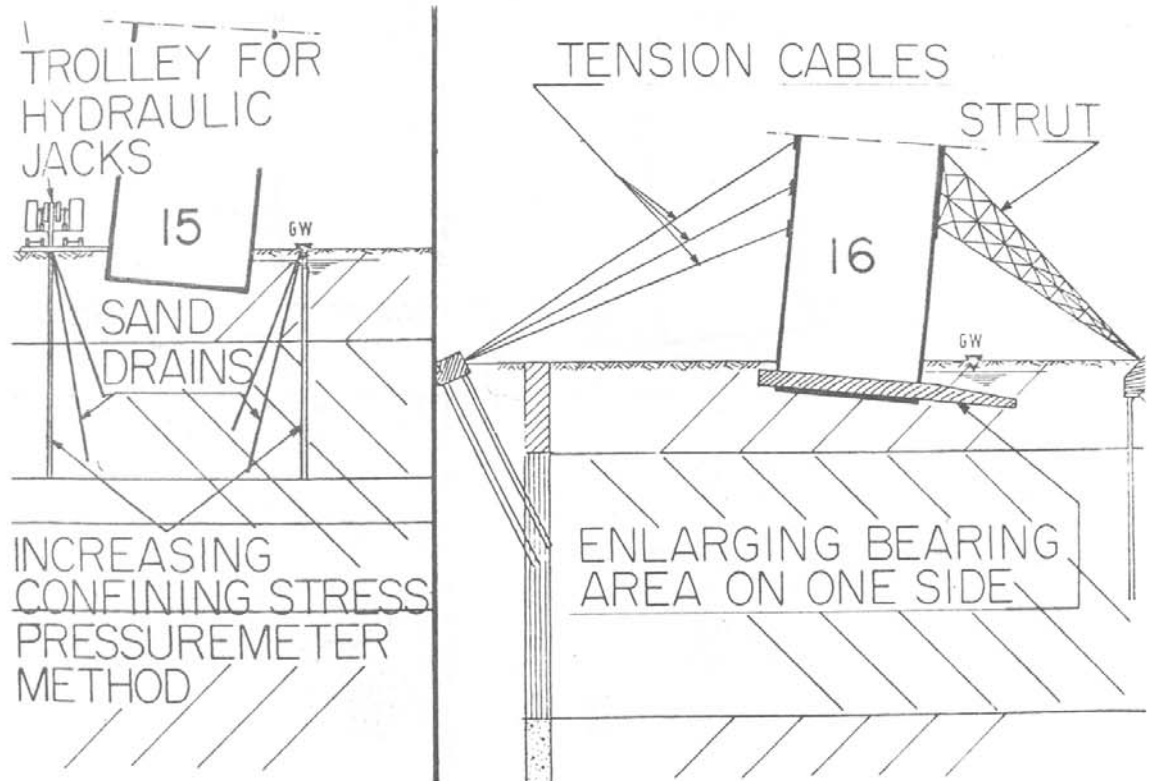


FIG. 09

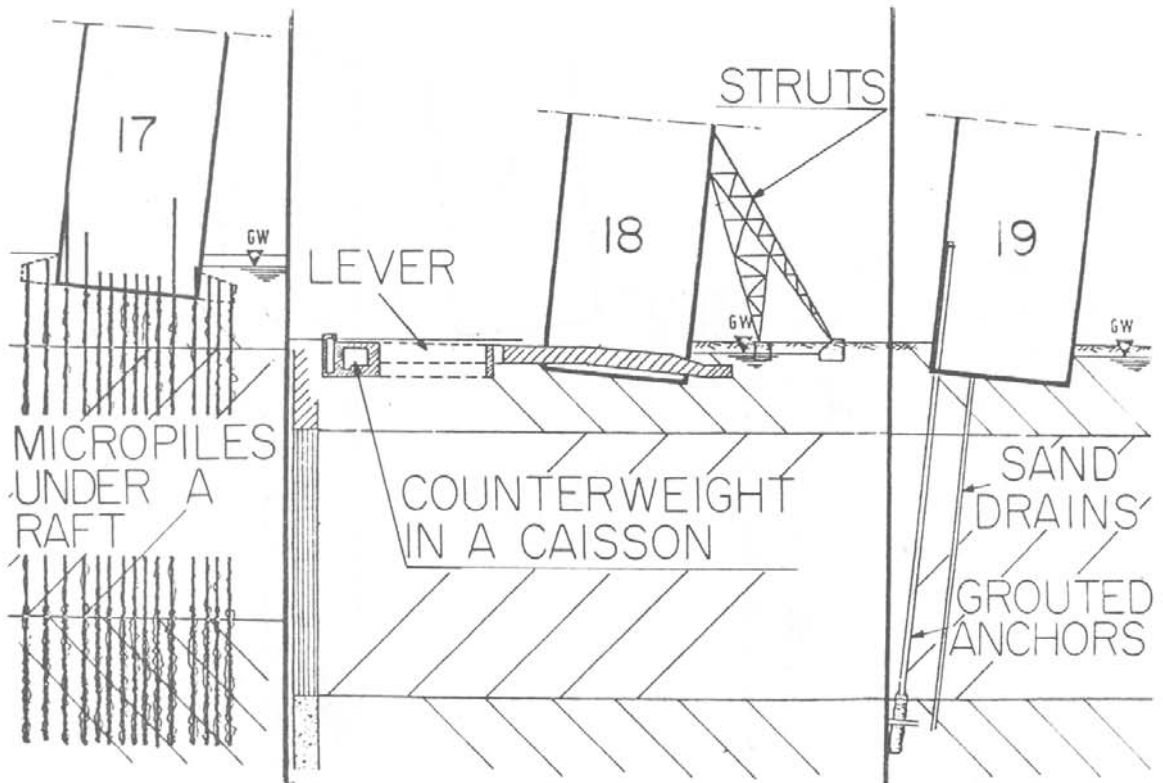


FIG. 10

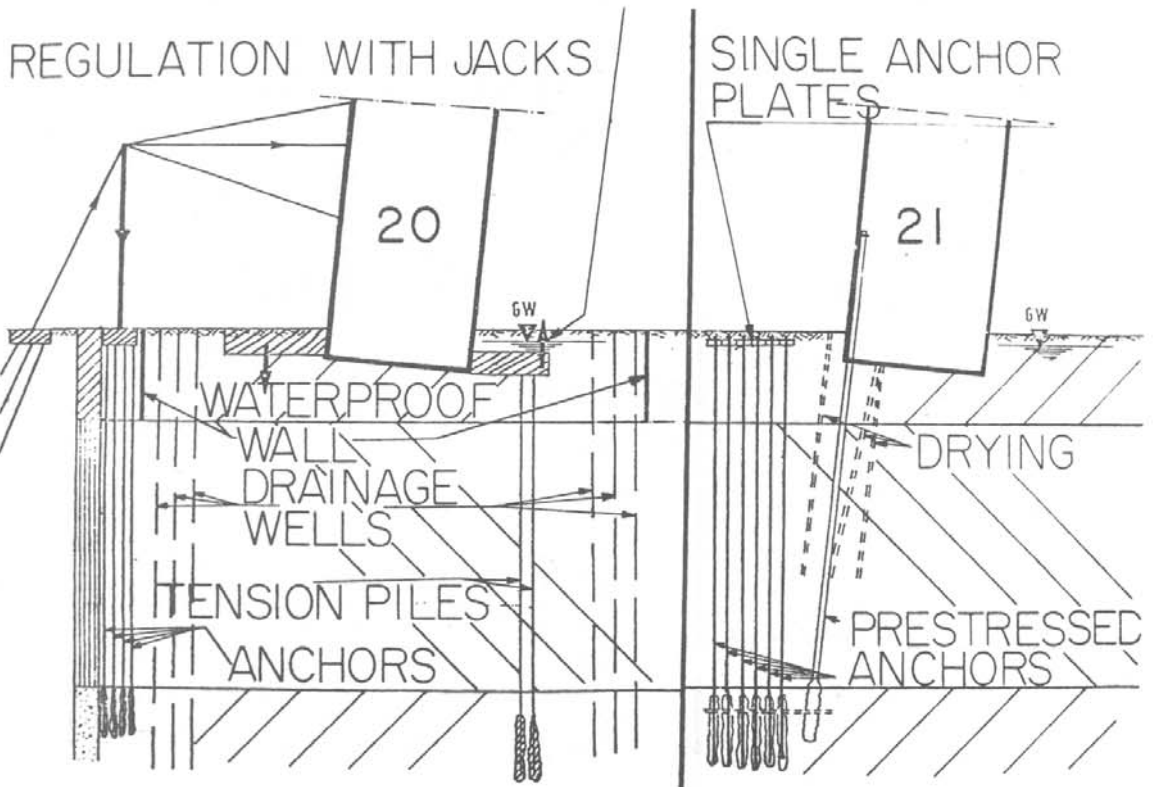




FIG. 11

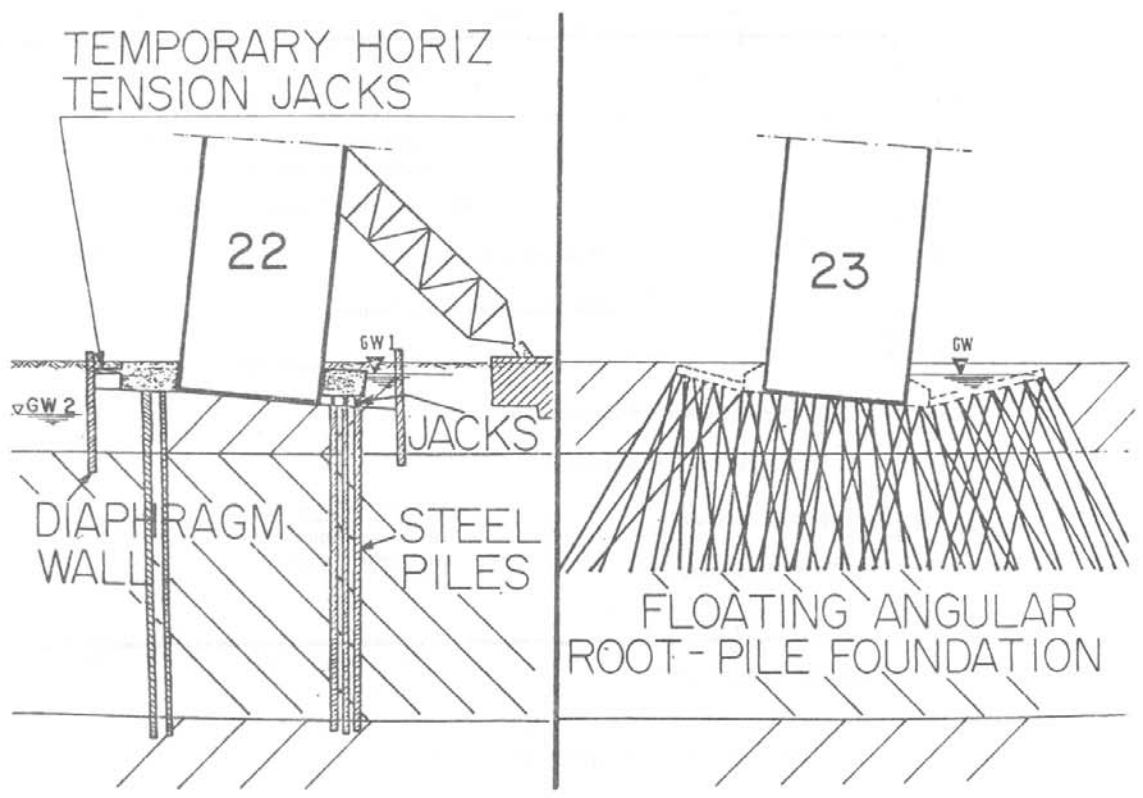
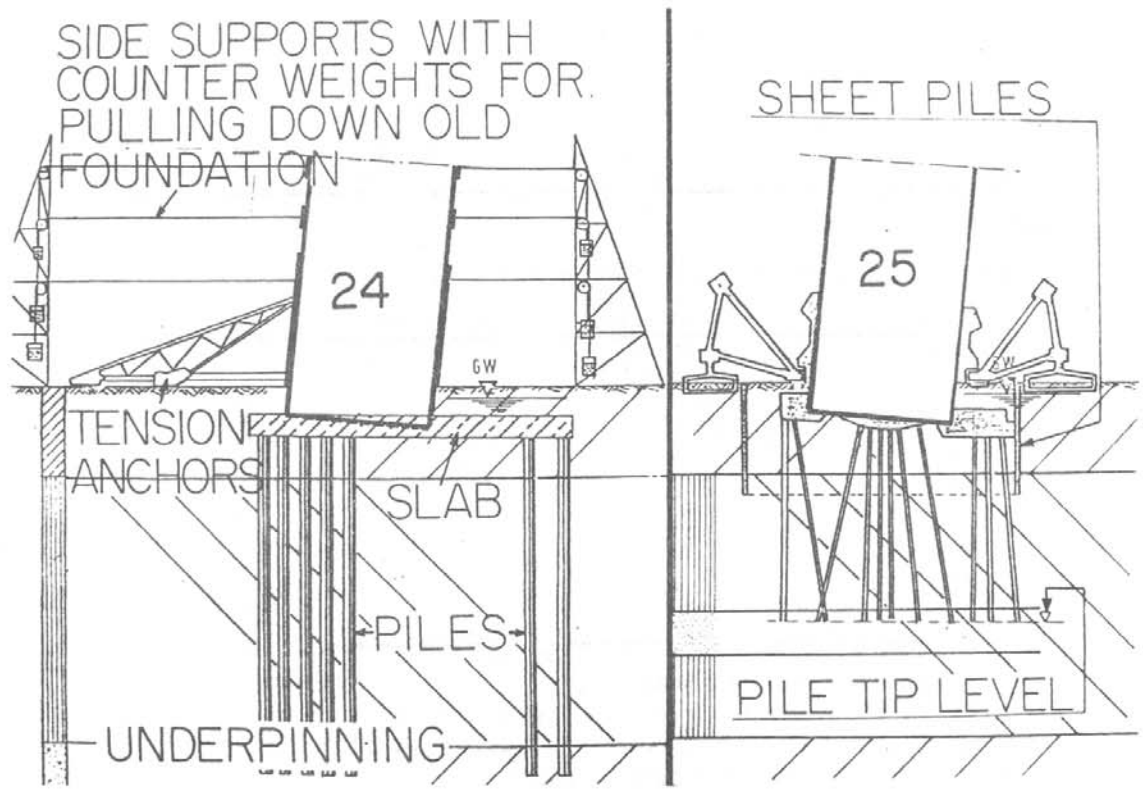


FIG. 12



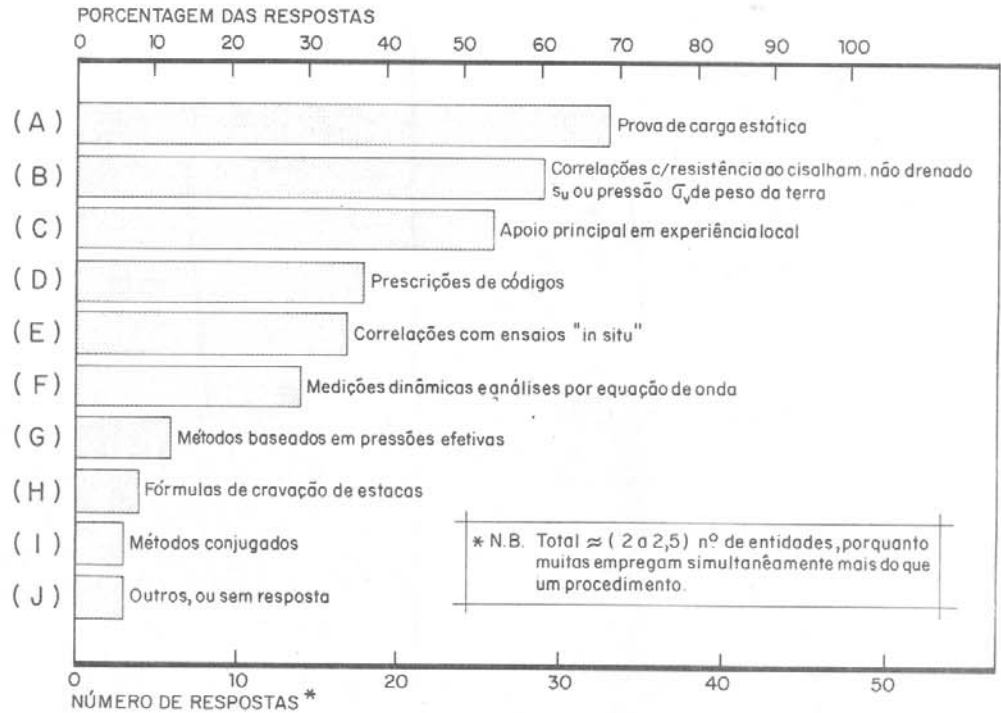
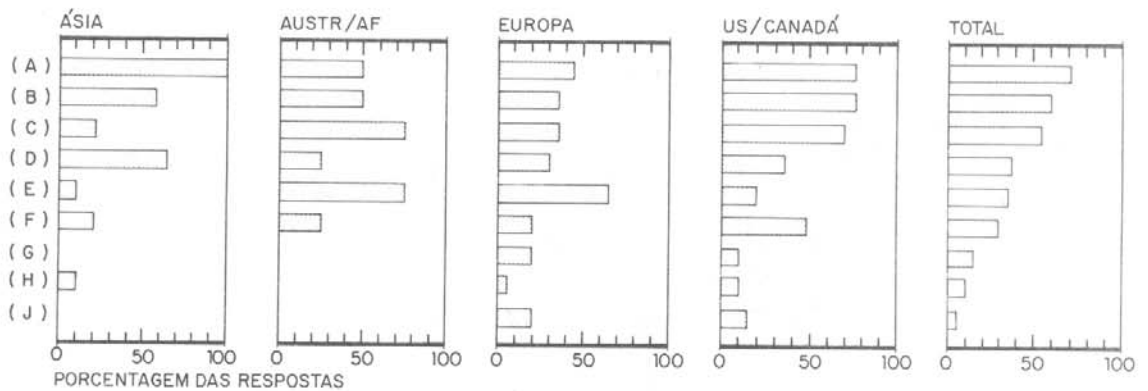


Fig. 13a - AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPOORTE À COMPRESSÃO, ESTACAS CRAVADAS EM ARGILAS (SATURADAS)



(1) E/C  $\equiv$  Engineers / Contractor - ( Projeto - Construção em "Turn-Key" )

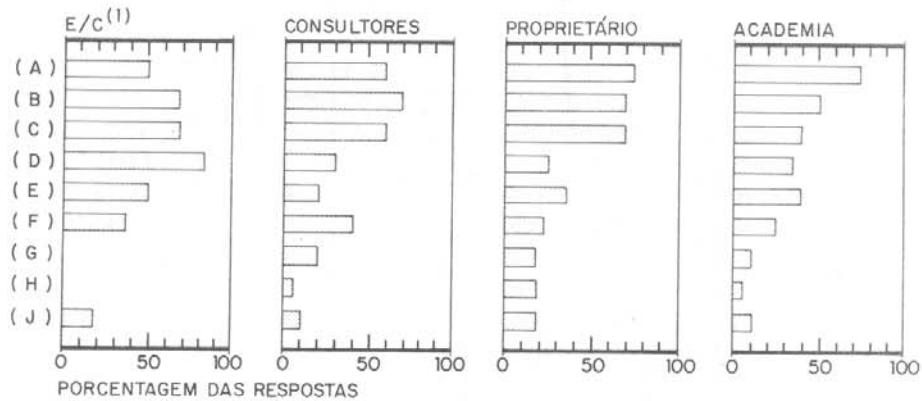
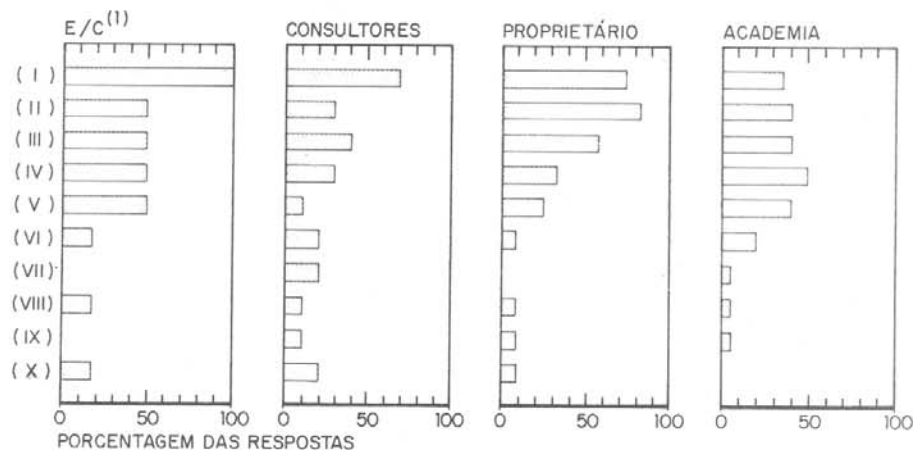
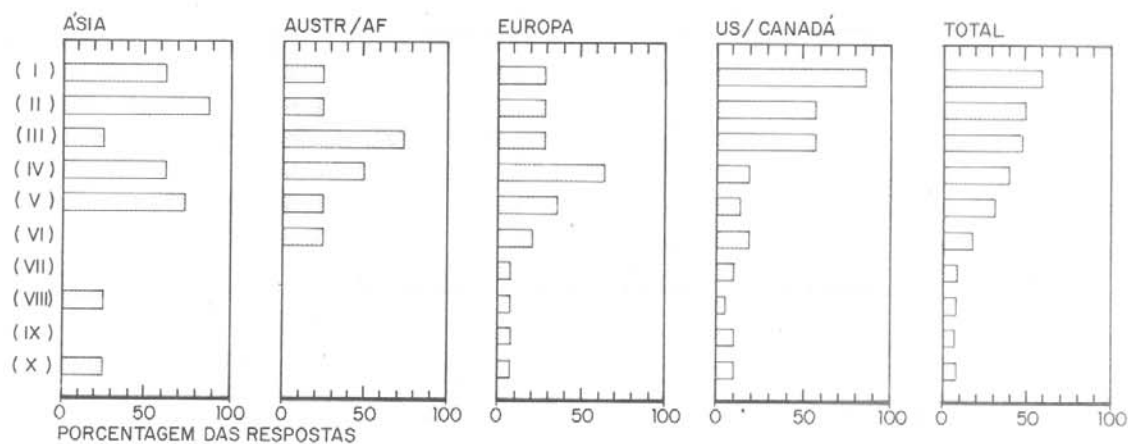
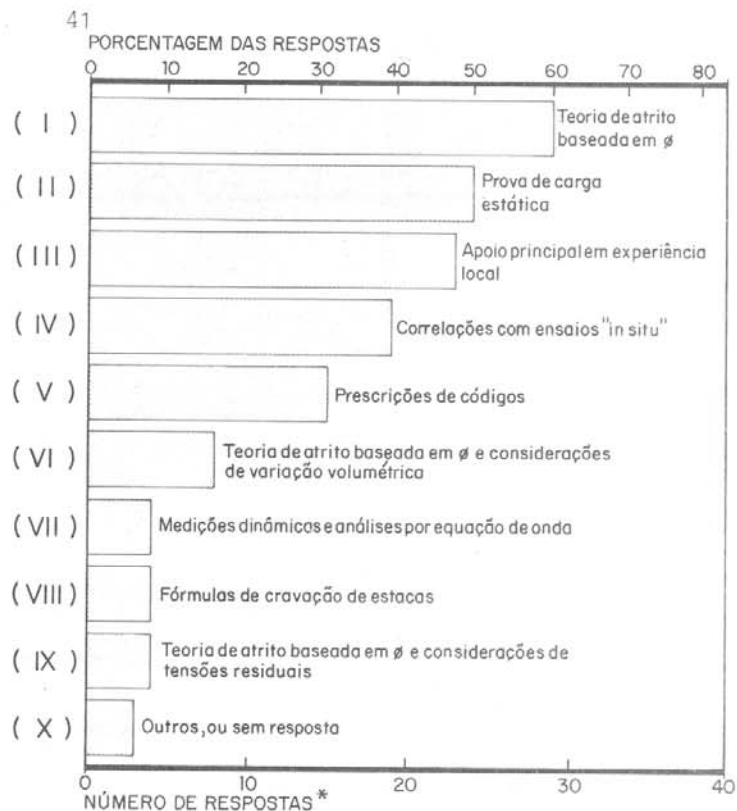


Fig. 13b - AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPOORTE À COMPRESSÃO, ESTACAS CRAVADAS EM ARGILAS (SATURADAS), POR REGIÃO GEOGRÁFICA E TIPO DE ATIVIDADE PROFISSIONAL

Fig. 14a - AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE A COMPRESSÃO, ESTACAS CRAVADAS EM SOLOS NÃO-COESIVOS

Fig. 14b - AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE A COMPRESSÃO, ESTACAS CRAVADAS EM SOLOS NÃO-COESIVOS, POR REGIÃO GEOGRÁFICA E TIPO DE ATIVIDADE PROFSSIONAL



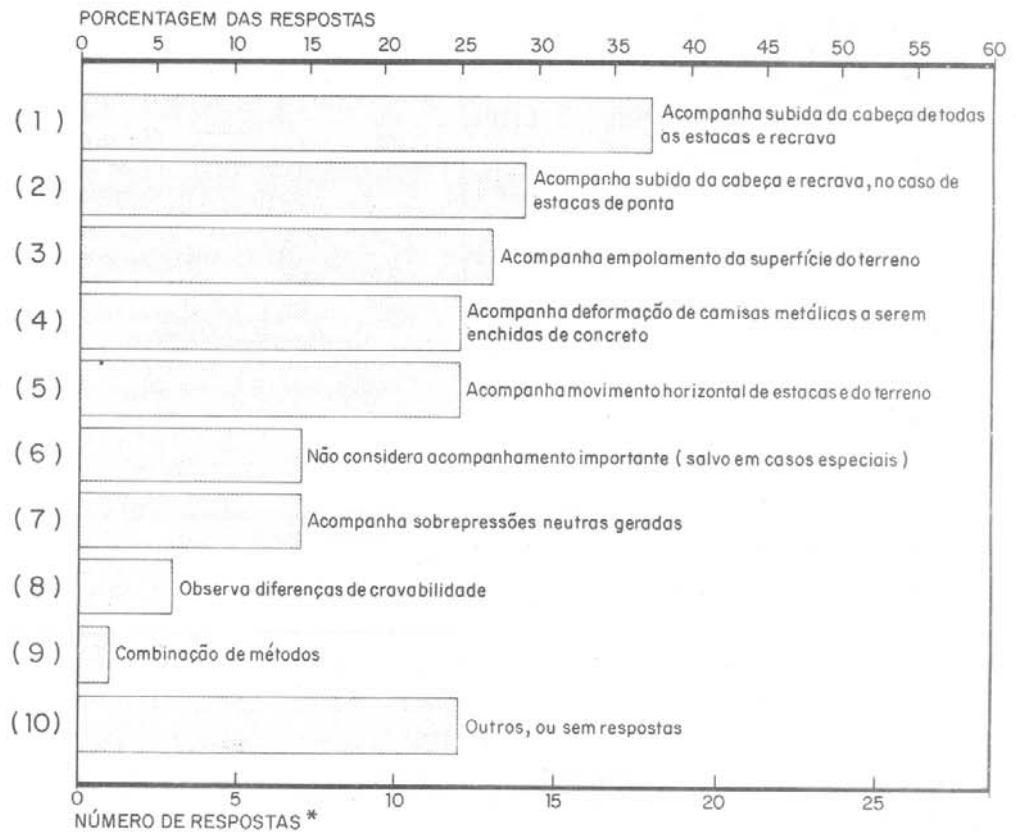


Fig. 15a - OBSERVAÇÕES DURANTE A CRAVAÇÃO DE GRUPOS DE ESTACAS

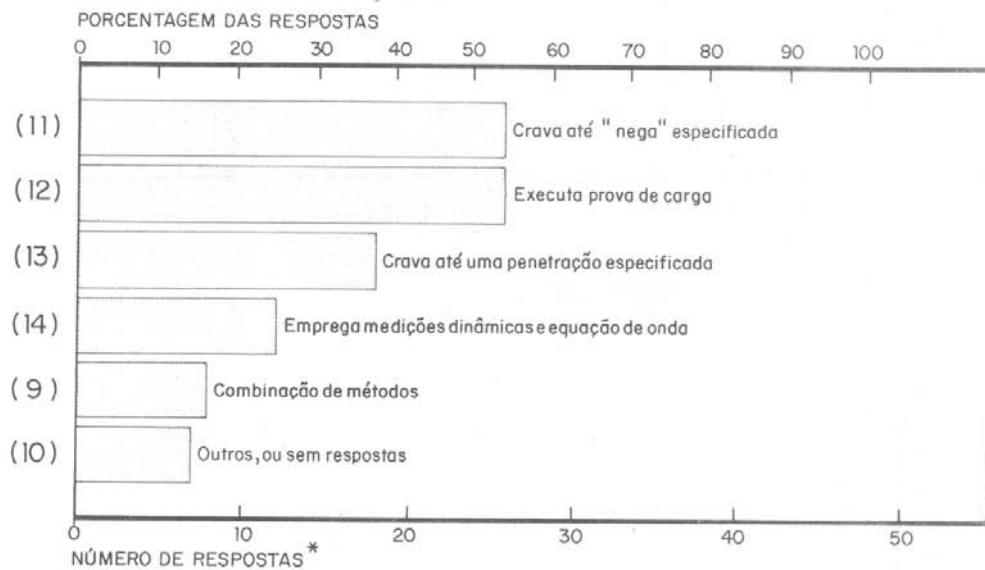


Fig. 15b - CONFIRMAÇÃO AVALIADA DA CAPACIDADE DE CARGA ESTÁTICA, DURANTE A CRAVAÇÃO

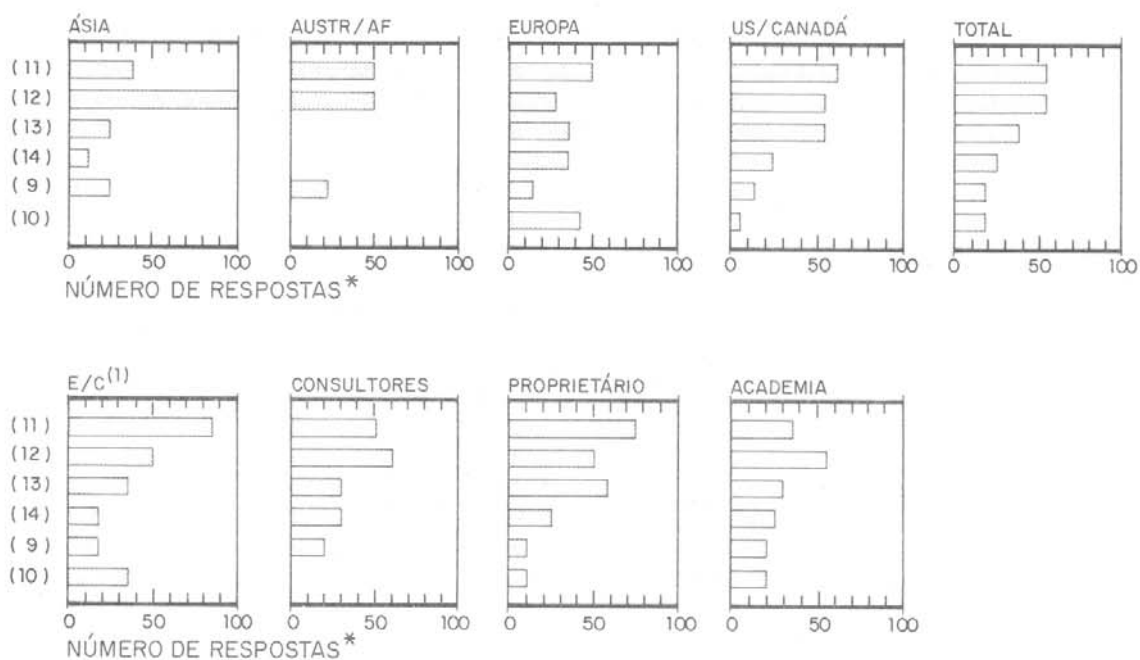


Fig. 15c - CONFIRMAÇÃO AVALIADA DA CAPACIDADE DE CARGA ESTÁTICA DURANTE A CRAVAÇÃO: POR REGIÃO GEOGRÁFICA E ATIVIDADE PROFISSIONAL

- (9) Combinação de Métodos
- (10) Outros, ou sem Resposta
- (11) Crava até "nega" Especificada
- (12) Executa Prova de Carga
- (13) Crava até uma Penetração Especificada
- (14) Emprega Medições Dinâmicas e Equações de Onda

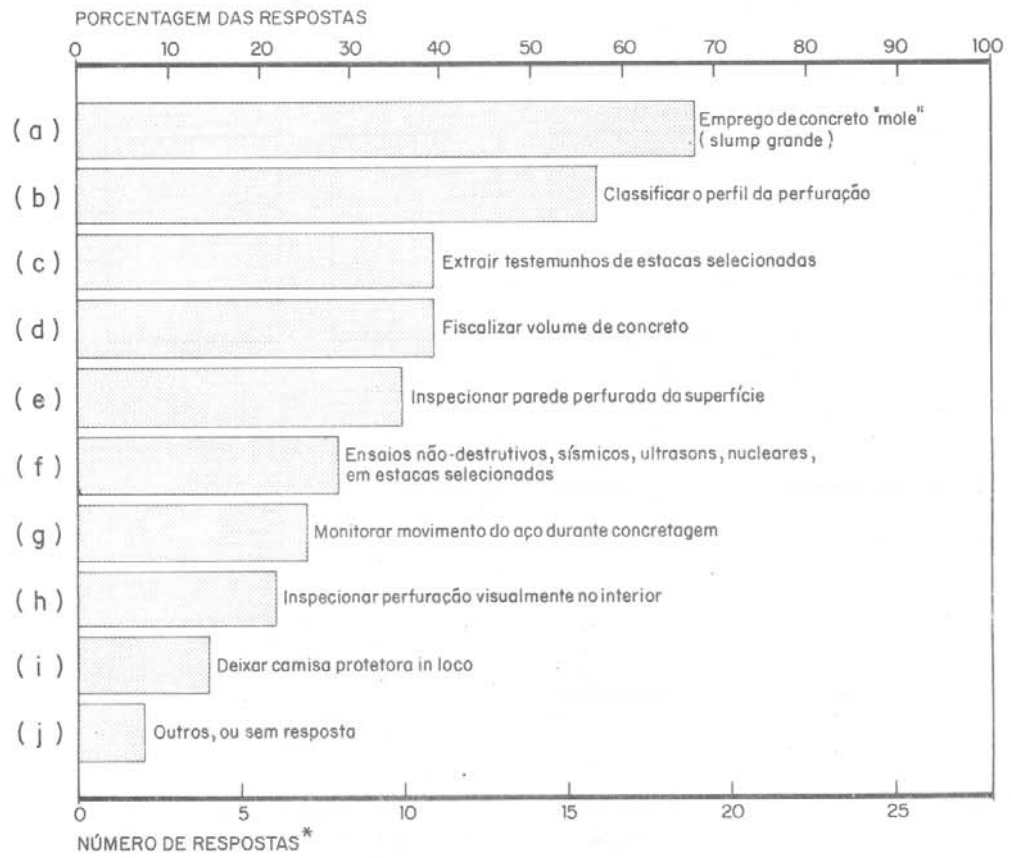


Fig. 16 - AVALIAÇÃO E CONTROLE DA INTEGRIDADE DE ESTACAS PERFURADAS

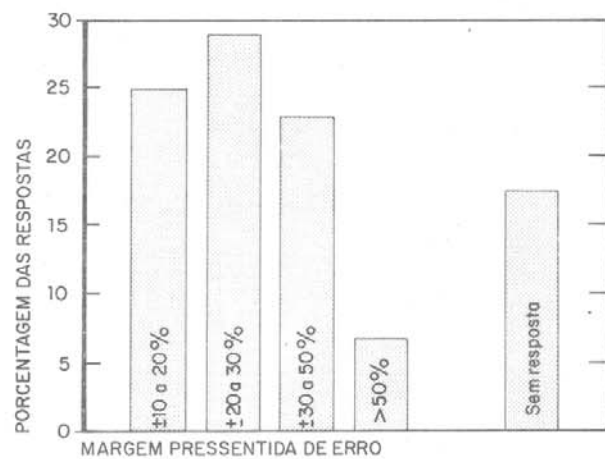


Fig. 17 - "CONFIANÇA" PRESENTADA DAS ESTIMATIVAS PESSOAIS DE CAPACIDADE DE SUPORTE



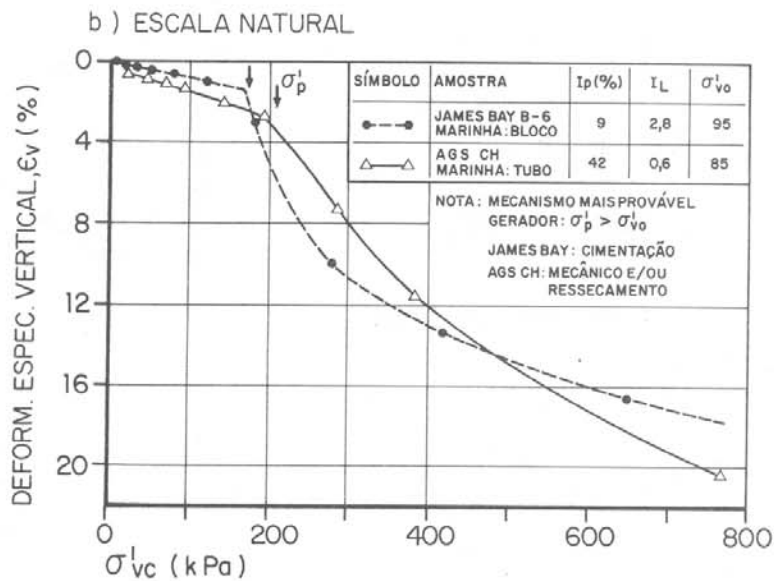
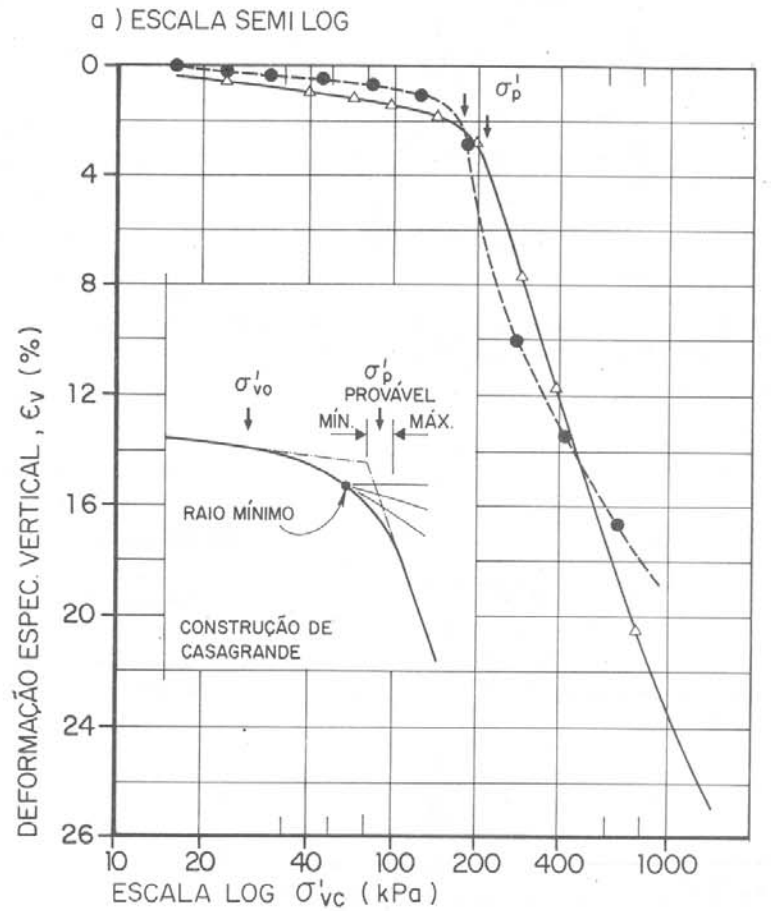


Fig. 18 - CURVAS DE COMPRESSÃO DE ARGILAS AFETADAS POR DIFERENTES MECANISMOS DE PRÉ-ADENSAMENTO (a) ESCALA SEMILOG (b) ESCALA NATURAL

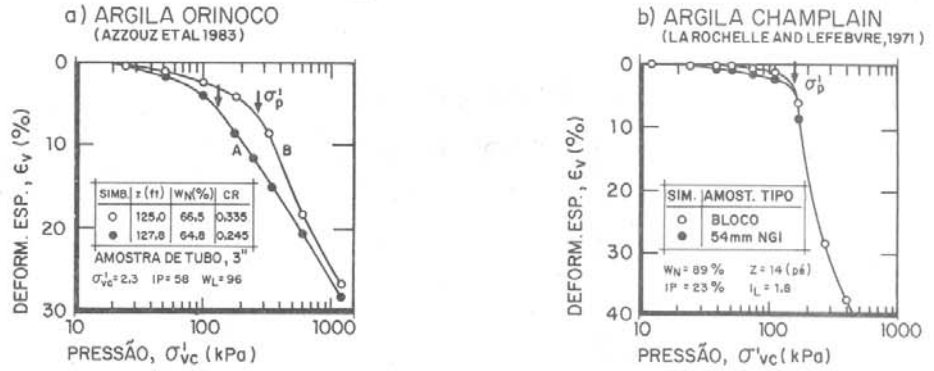


Fig. 19 - EFEITOS DE AMOLGAMENTO SOBRE AS CURVAS DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA (a) ARGILA ORINOCO; (b) ARGILA CHAMPLAIN, ST. LOUIS

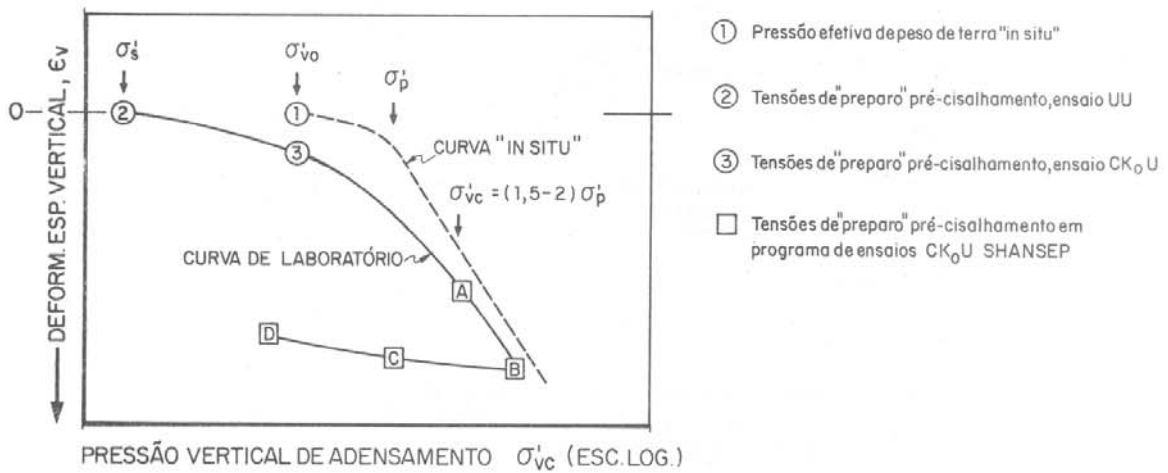


Fig. 20 - PROCEDIMENTOS DE ADENSAMENTO PARA ENSAIOS LABORATORIAIS  $CK_0U$  (Apud Ladd et al, 1977)

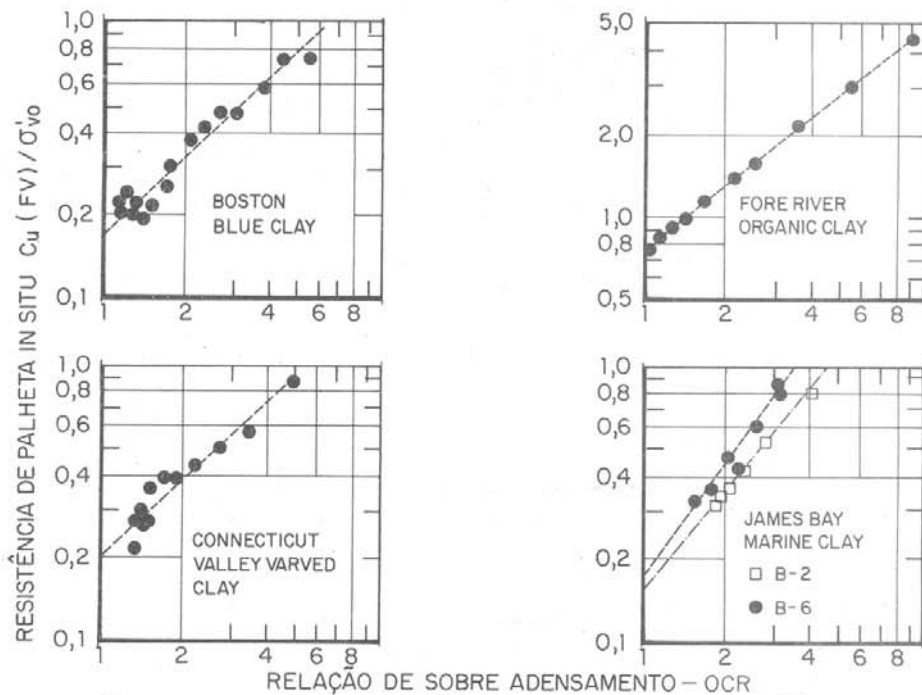
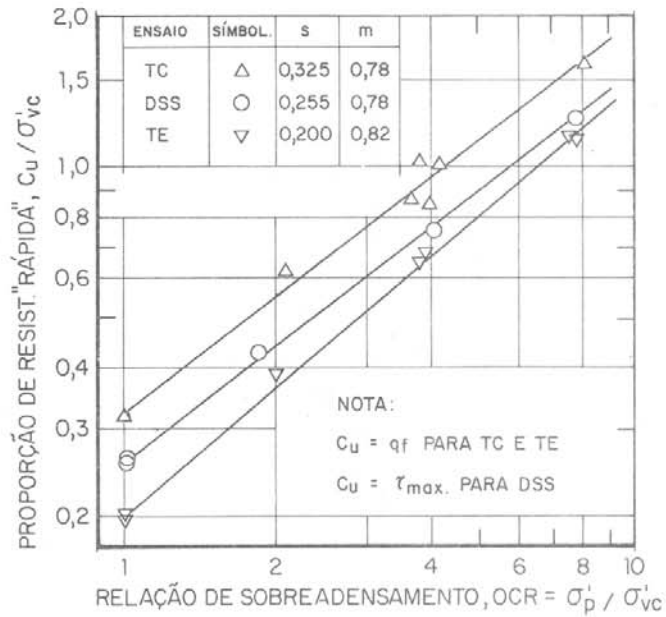
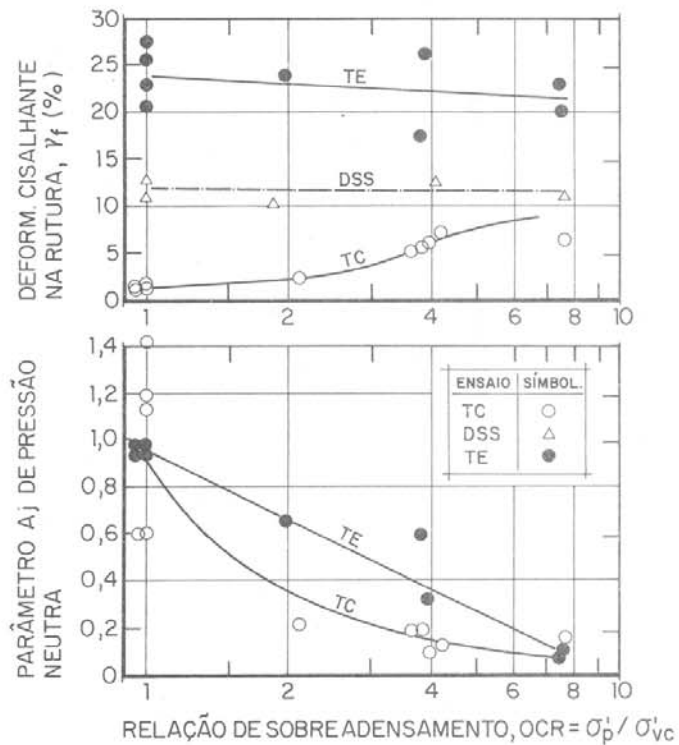


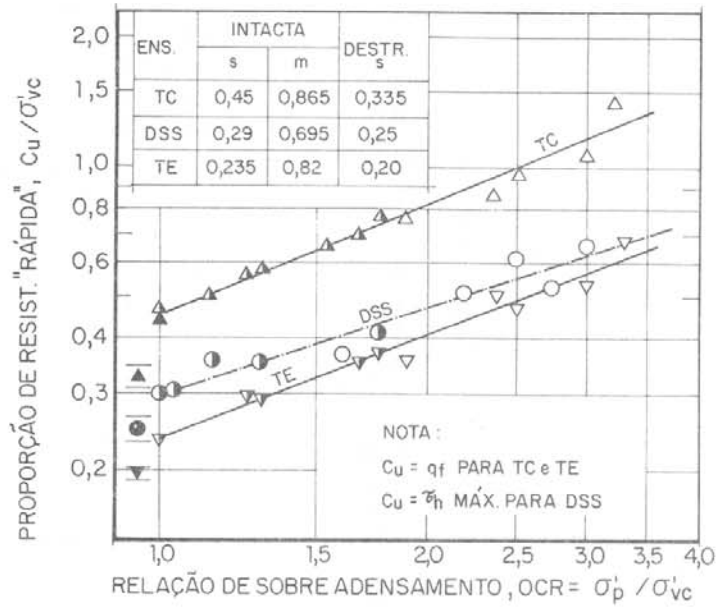
Fig. 21 - PROPORÇÃO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA SOBRE  $\sigma'_{vo}$ , EM ENSAIOS DE PALHETA IN SITU, CONTRA OCR (Apud Lacasse et al, 1978)

(A) PROPORÇÃO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA SOBRE  $\sigma'_{vc}$ (B) DEFORM. ESPEC. E PARÂMETRO  $A_j$  DE PRESSÃO NEUTRA NA RUTURA

TC = TRIAXIAL COMPRESSÃO DSS = CISALH. DIRETO SIMPLES TE = TRIAXIAL EXTENSÃO

Fig. 22 - RESULTADOS DE ENSAIOS SHANSEP CK<sub>0</sub>U SOBRE ARGILA AGS CH MARINHA (Apud Kontsoftas e Ladd, 1984): (A) PROPORÇÃO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA SOBRE  $\sigma'_{vc}$ ; (B) DEFORMAÇÃO ESPEC. E PARAM.  $A_j$  DE PRESSÃO NEUTRA NA RUTURA

(A) PROPORÇÃO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA SOBRE  $\sigma'_{vc}$



(B) DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA E PARÂMETRO DE PRESSÃO NEUTRA NA RUTURA  $A_f$

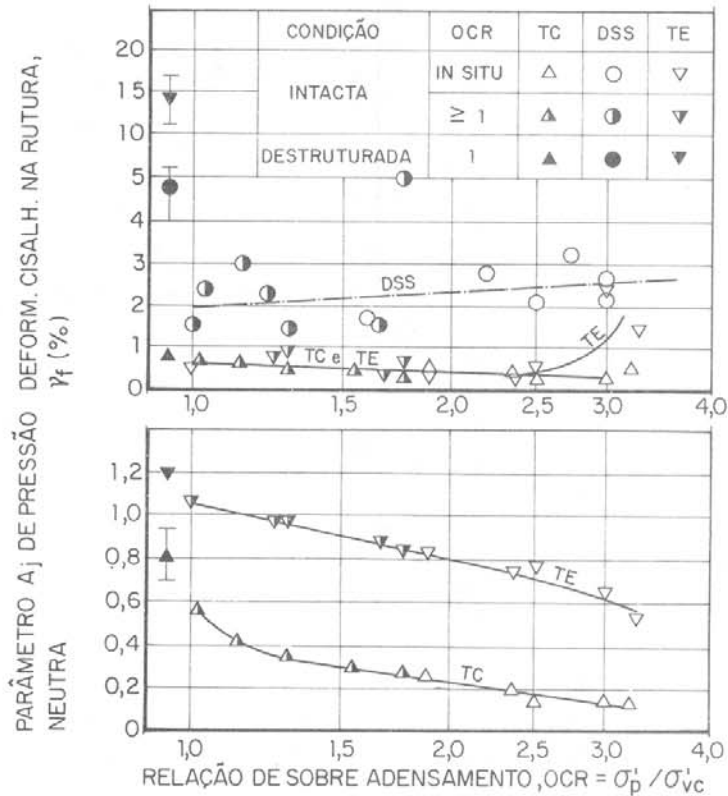


Fig. 23 - RESULTADOS COMPARATIVOS DE ENSAIOS  $CK_0U$  SOBRE CONDIÇÃO INTACTA VS. DESTRUTURADA, ARCILA MARINHA JAMES BAY B-6 (Apud Lefebvre et al 1983): (A) PROPORÇÃO DE RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA; (B) DEFORM. ESPEC. E PARÂM. DE PRESSÃO NEUTRA NA RUTURA.

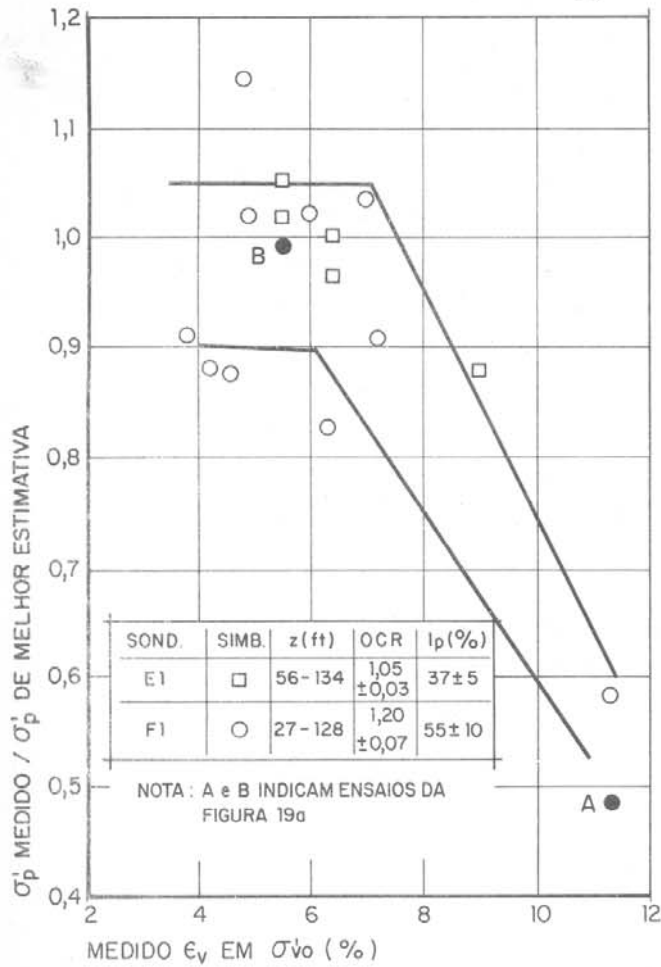


Fig. 24 - DEFORM. ESPEC. DE RECOMPRESSÃO VS. PRESSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO DE ENSAIOS EDOMÉTRICOS, ARGILA MOLE ORINOCO (Apud Ladd et al, 1980)

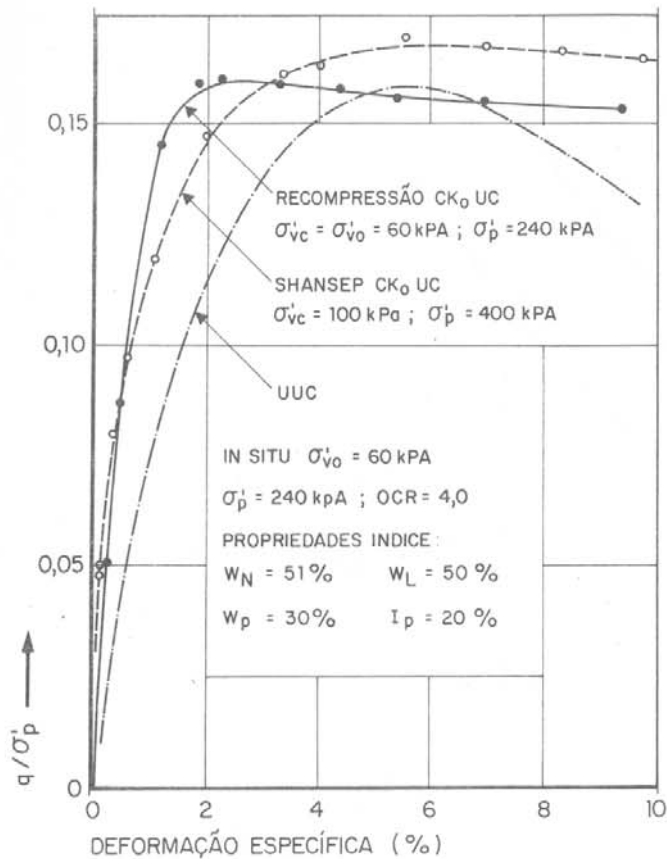


Fig. 25 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO COMPARATIVAS, DIFERENTES TÉCNICAS DE ENSAIO, AMOSTRA DE BLOCO, ARGILA VARVÍTICA, CONNECTICUT VALLEY (Apud Sambhandharaska, 1977)

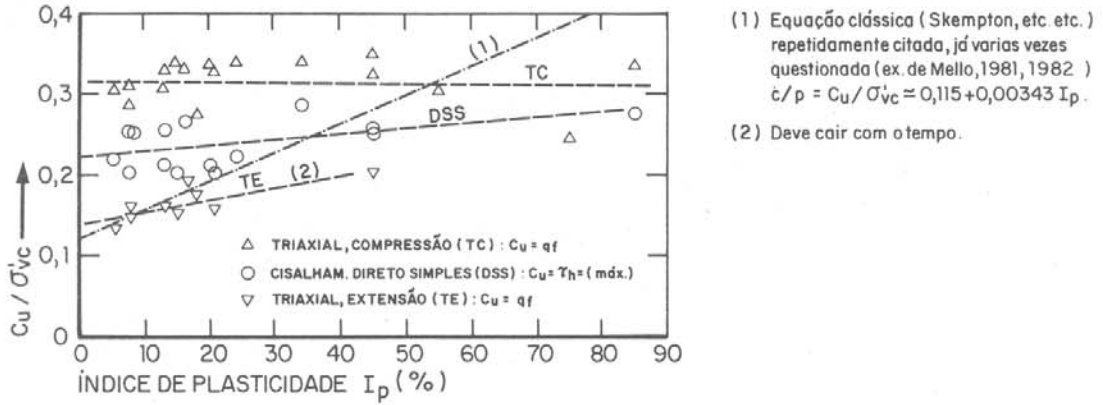


Fig. 26 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADO DE ENSAIOS  $C_{K_0U}$  DIVERSOS (Apud Jamiolkowski et al, 1985)

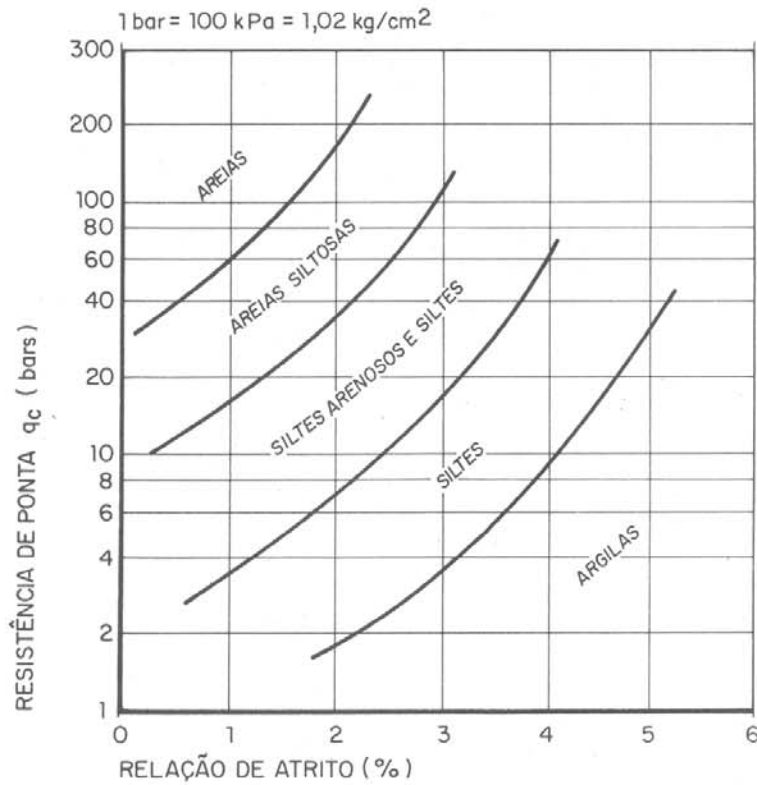


Fig. 27 - ÁBACO DE CLASSIFICAÇÃO SIMPLIFICADA, EMPREGANDO CONE CPT ELÉTRICO ROTINEIRO

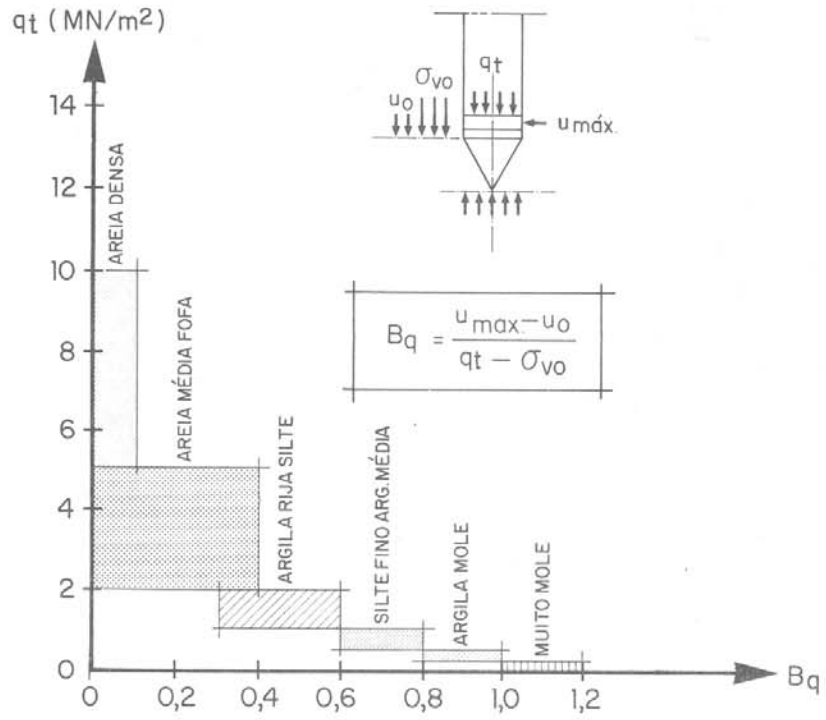


Fig. 28 - CLASSIFICAÇÃO PROPOSTA EMPREGANDO, CONE CPTU ELÉTRICO ROTINEIRO

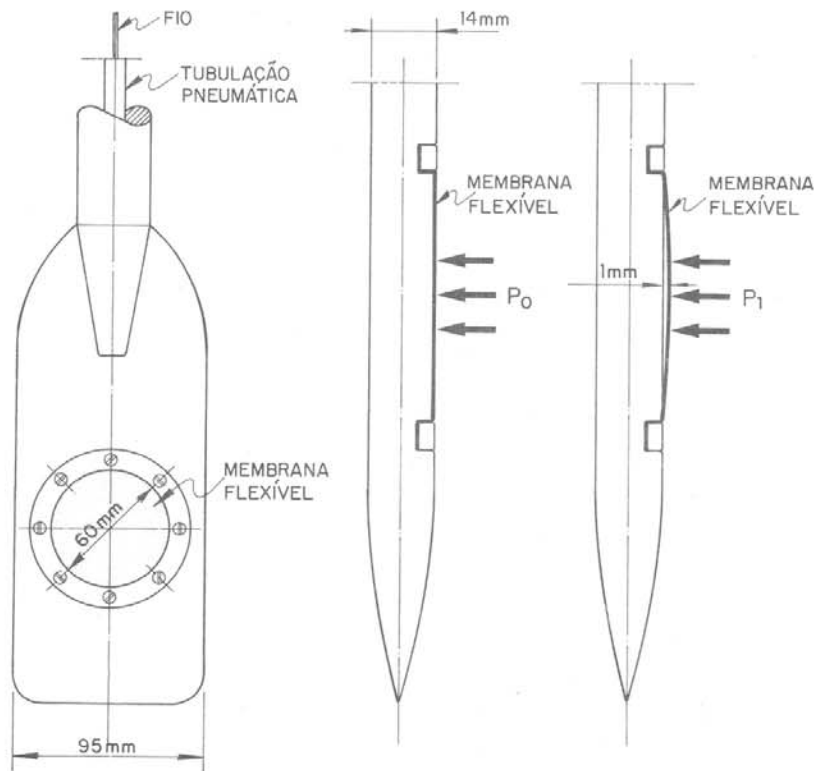


Fig. 29 - DILATÔMETRO MARCHETTI



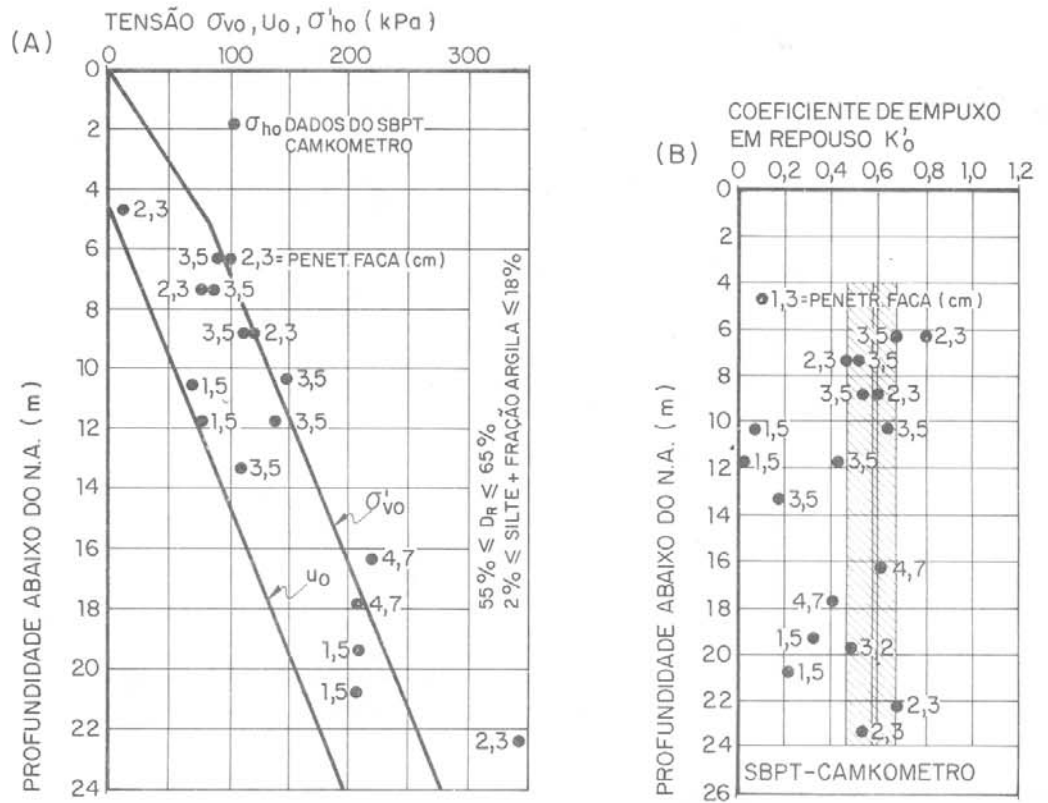


Fig. 30 - INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DA FACA DO CAMKÔMETRO SOBRE (A) VALOR  $\sigma'_{ho}$  MEDIDO; (B)  $K'_o$  DETERMINADO. AREIA POUCO SILTOSA, DENS. MEDIANA A DENSA, VALE DO RIO PO

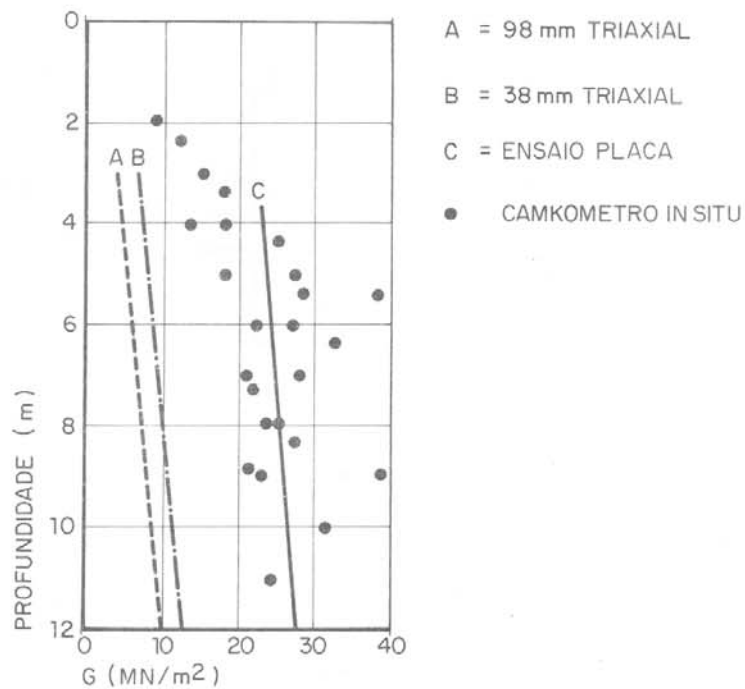


Fig. 31 - VALORES DE MÓDULOS DE CISLH. MEDIDOS POR VÁRIOS ENSAIOS EM ARGILA DE LONDRES, NUM LOCAL

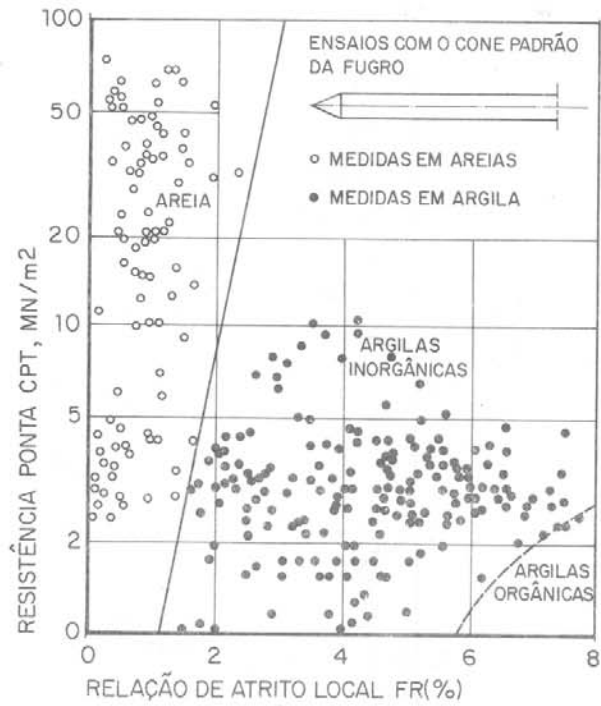


Fig. 32 - DISPERSÃO FRUSTRANTE COM DADOS DE FR NO CPT

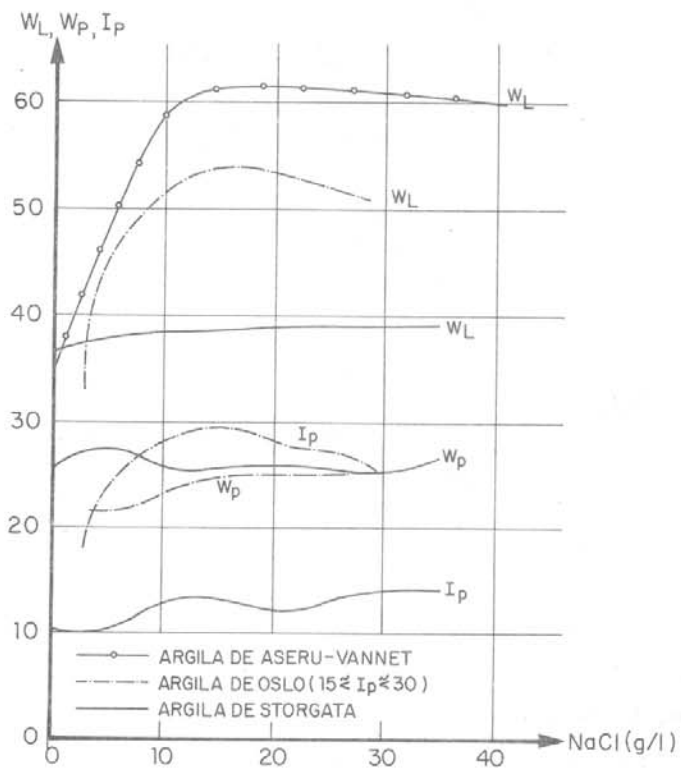


Fig. 33 - INFLUÊNCIA DA SALINIDADE DA ÁGUA DOS POROS SOBRE OS ENSAIOS DE PLASTICIDADE (Apud Rosenquist, 1955)

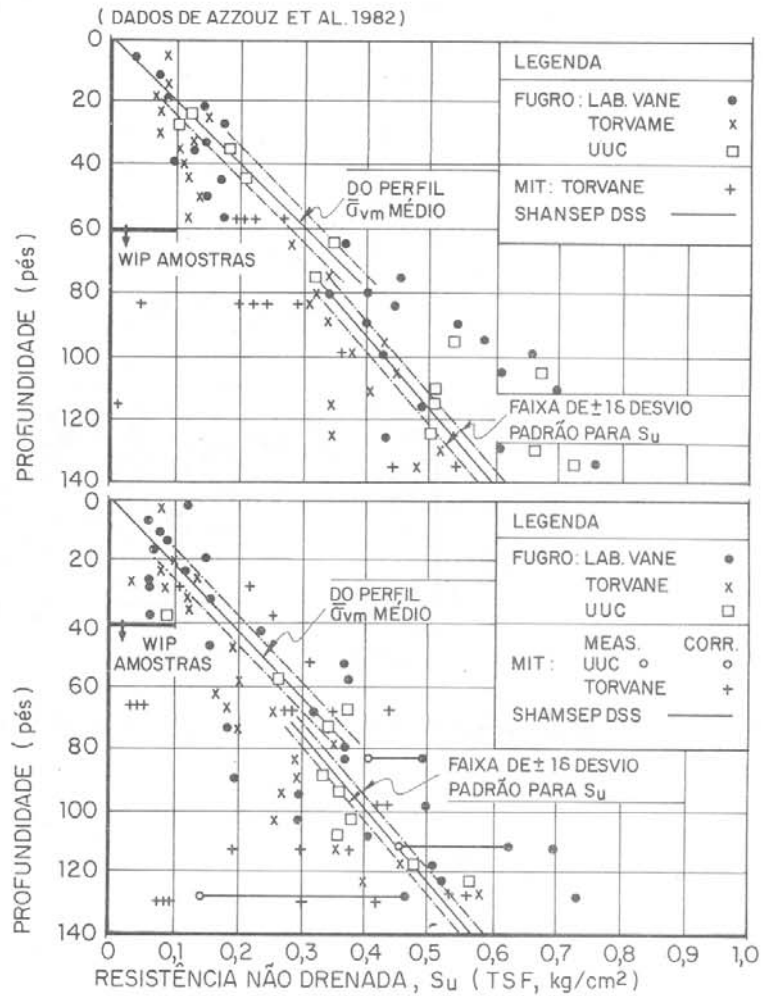


Fig. 34 - DISPERSÃO FRUSTRANTE DE PERFIL DE RESIST. NÃO-DRENADA EM ARGILA

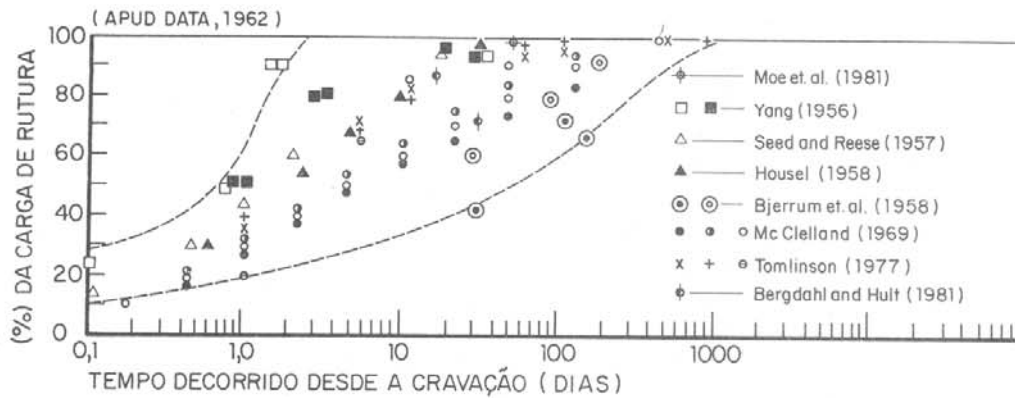


Fig. 35 - EFEITO DO TEMPO SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS CRAVADAS

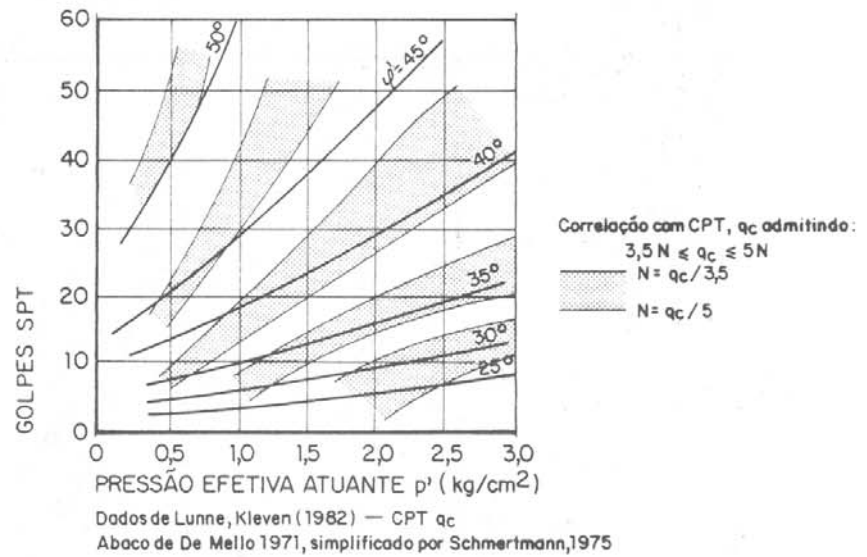


Fig. 36 - ÁBACO PARA ESTIMAR  $\phi'$  EM AREIAS A PARTIR DE SPT

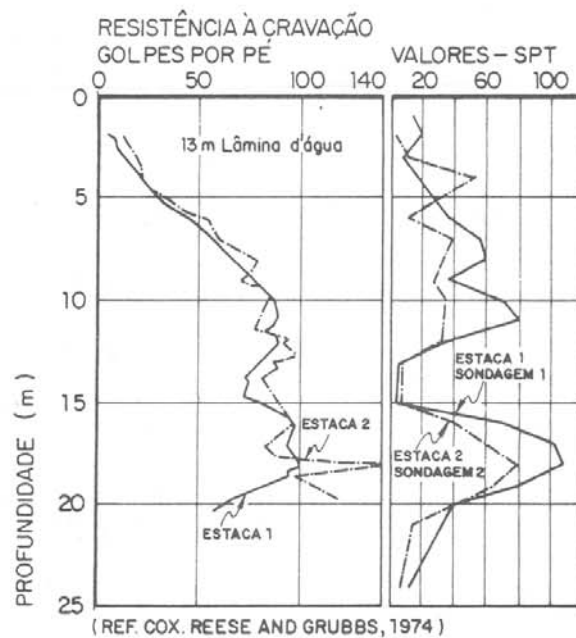


Fig. 37 - CASO DE PERFIS DE PENETRAÇÃO SPT E DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS A PARTIR DE BARCAÇA

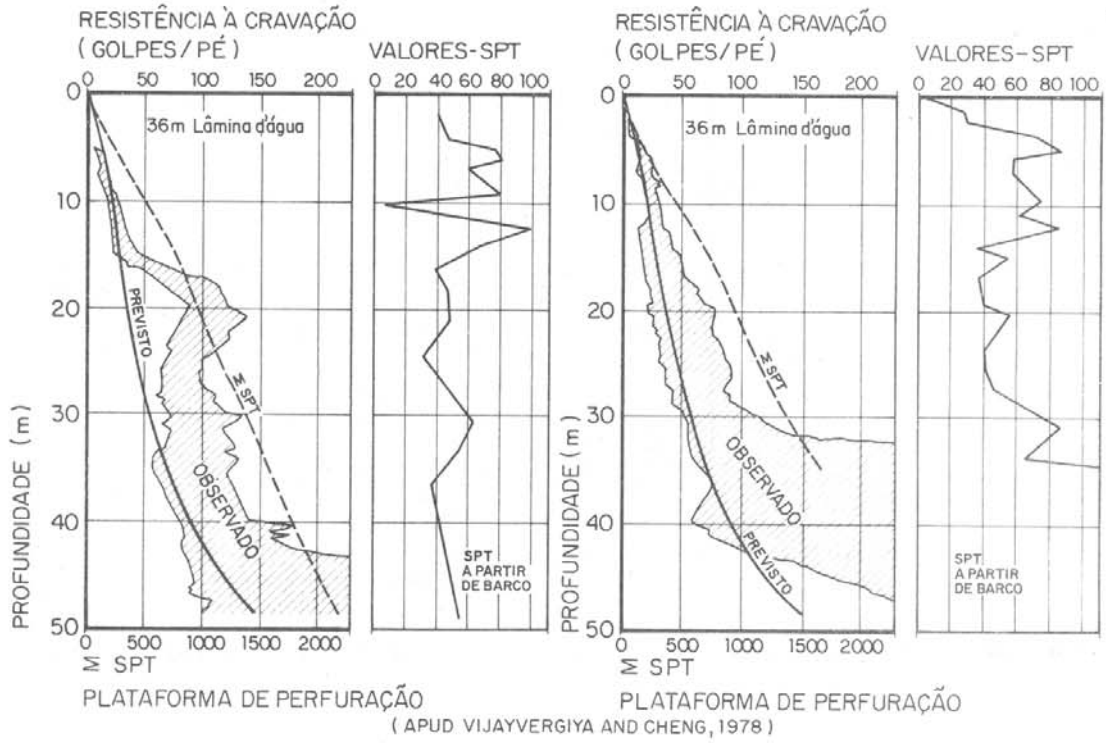


Fig. 38 - 2 CASOS OFFSHORE, RESIST. À CRAVAÇÃO PREVISTAS POR EQUAÇÃO DE ONDA COMPARADAS COM OBSERVADAS. PERFIS SPT COLATERAIS

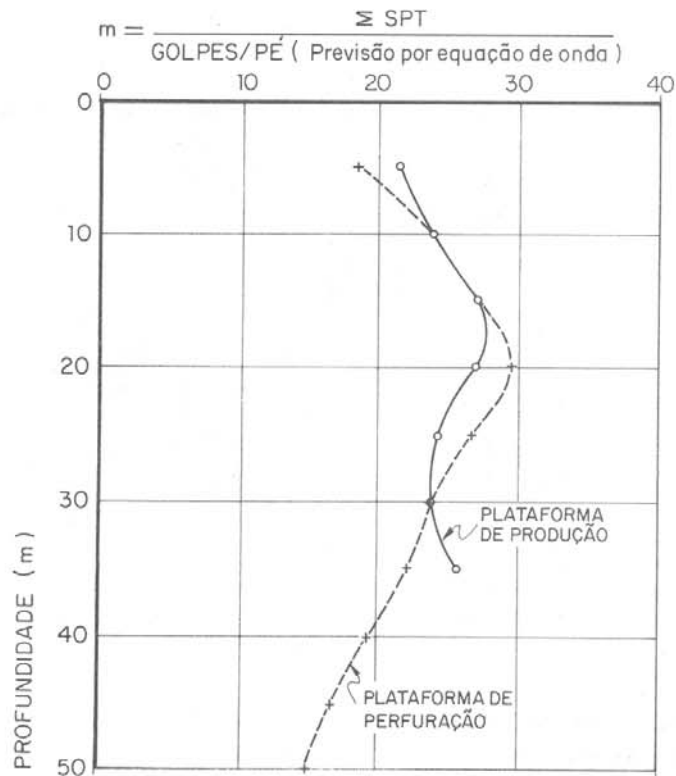


Fig. 39 - RESIST. À CRAVAÇÃO DAS ESTACAS

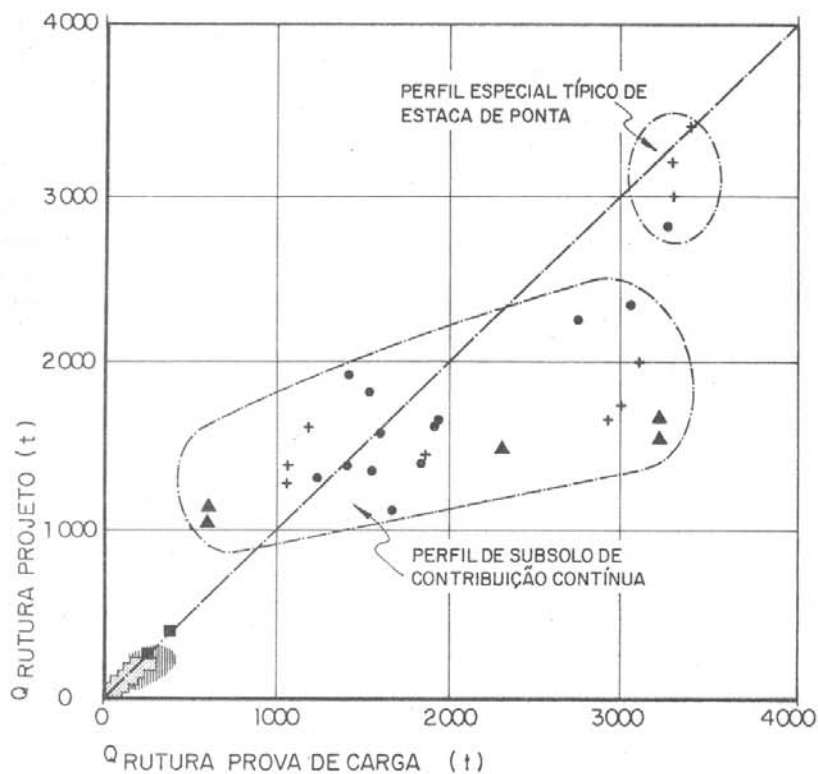


Fig. 40 - CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS: EQUAÇÃO DE ONDA VS. PROVA DE CARGA

- |                   |     |                                  |
|-------------------|-----|----------------------------------|
| ESTACAS OFF SHORE | ● + | Hirsh, Koehler and Sutton (1975) |
|                   | x   | Stevens (1978)                   |
|                   | ▲   | Rawat and Agarwal (1978)         |
|                   | ■   | Engeling (1974)                  |
| ESTACAS EM TERRA  | ▨   | Goble (1980)                     |
|                   | ▩   | DE Mello (1983)                  |

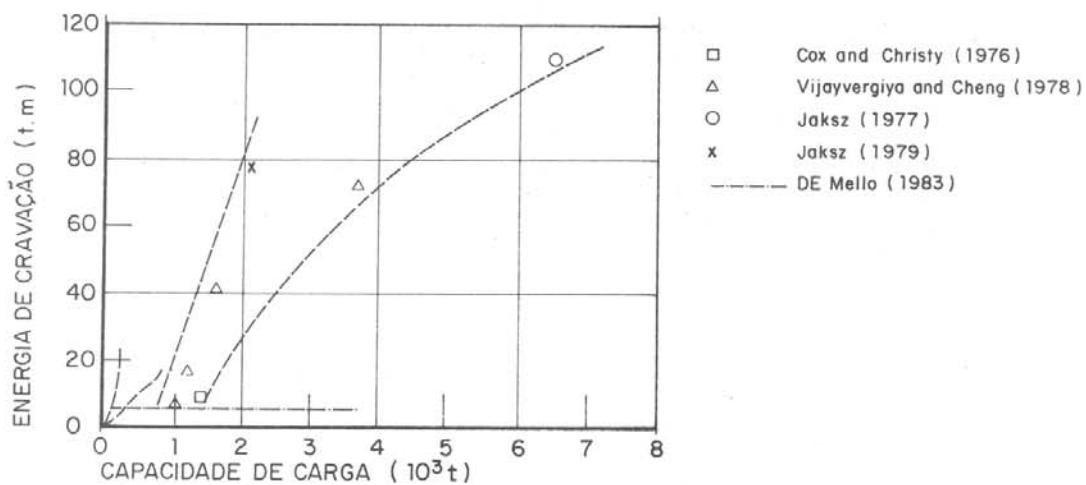


Fig. 41 - DADOS DE ENERGIA DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS VS. CARGAS DE RUTURA

TYPES OF PILES TESTED AT KONTICH, ARGILA "BOOM"

I	V	II	IV	III	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
B: overexpanded Franki base	B: overexpanded Franki base	B: overexpanded Franki base	B: overexpanded Franki base	B: overexpanded Franki base	B: normal enlarged Franki base	B: normal enlarged Franki base	B: normal enlarged Franki base	B: steelplate	B: steelplate	prefabricated concrete pile with smooth shaft introduced by hammering	prefabricated pile with steel jacket introduced by hammering
S: prefabricated shaft	S: vibrated shaft	S: Franki shaft made by hammering	S: Franki shaft made by hammering	S: Franki shaft made by hammering	S: prefabricated shaft	S: vibrated shaft	S: Franki shaft made by hammering	S: vibrated shaft	S: Franki shaft made by hammering		
M: floating steel mantle b: bentonite slurry					M: floating steel mantle b: bentonite slurry						
$D_{b,I}=1398\text{m}$ $D_{b,V}=1410\text{m}$	$D_{b,II}=1482\text{m}$ $D_{b,IV}=1420\text{m}$	$D_b=1446\text{m}$	$D_b=0,624\text{m}$	$D_b=0,636\text{m}$	$D_b=0,632\text{m}$	$D_b=0,406\text{m}$	$D_b=0,406\text{m}$	$D_b=0,406\text{m}$	$D_b=0,406\text{m}$	$D_b=0,406\text{m}$	$D_b=0,406\text{m}$

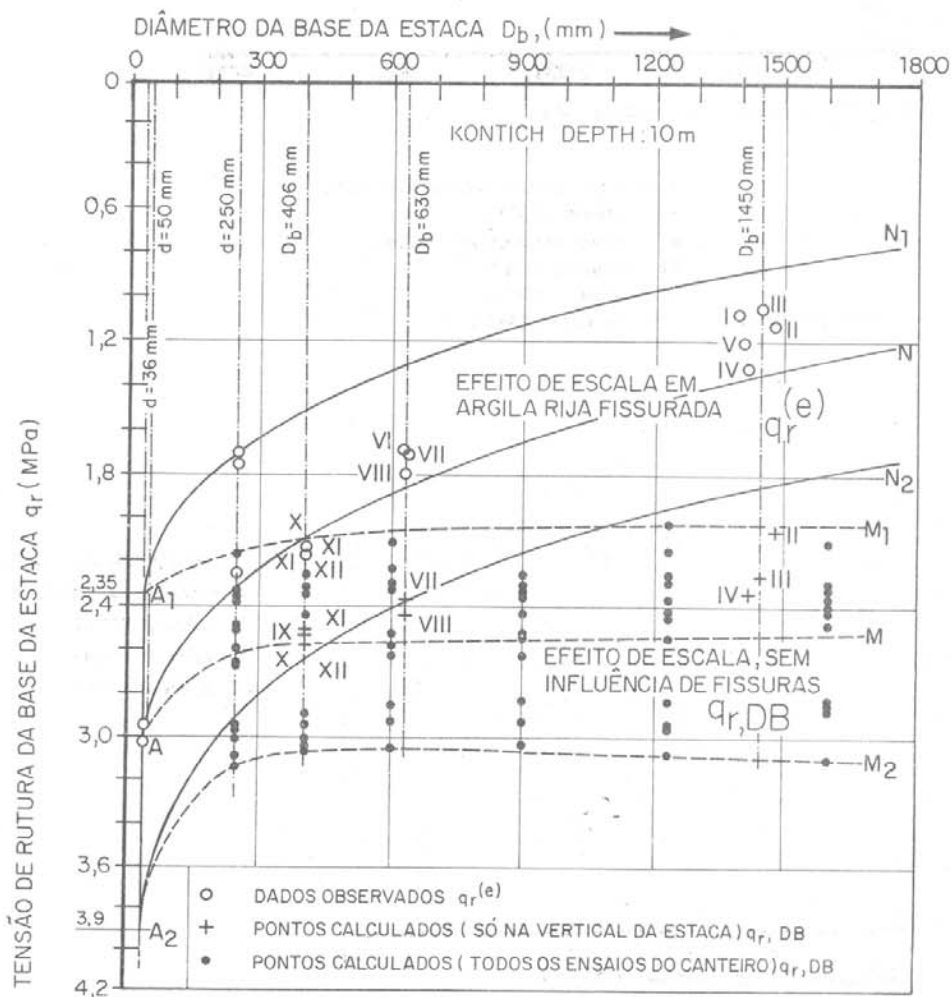


Fig. 42 - INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DA BASE DA ESTACA (Tipo Franki) SOBRE A CARGA DE RUTURA DA BASE