

CRITÉRIOS ATUAIS PARA PROJETO E CONSTRUÇÃO DE ESTACAS
DE GRANDE CAPACIDADE

Victor F.B. de Mello

Luiz Guilherme F.S. de Mello

1- INTRODUÇÃO

Pode-se dizer que, no que diz respeito a fundações profundas, a Conferência Internacional de Paris em 1961 (com Kerisel e os ensaios em escala protótipo na estação IRABA Chevreuse) foi revolucionária, principalmente por invalidar fórmulas de capacidade de carga rígido plásticas questionando a partir daí a utilização simplista do conceito de Coeficiente de Segurança na ruptura como sendo o único ou principal fator condicionante em estacas mais profundas e de maior diâmetro.

A problemática das deformações veio à tona (de Mello, 1957).

Logo em seguida, em Londres (1966) na Large Bored Pile Conference, os conceitos de projeto de estacas escavadas e tubulões foram igualmente abalados: não só a discussão das deformações era fundamental mas também merecia atenção o fato de que as deformações do fuste e da base dos elementos se comportavam de forma significativamente diferente.

Ao mesmo tempo a necessidade de fundações profundas de alta capacidade portante a, especialmente, pequenas deformações, aumentou consideravelmente a partir dos anos 70, devido a inúmeras estruturas industriais especiais em terra e às plataformas oceânicas. O valor do investimento nas superestruturas por metro quadrado de subsolo portante cresceu tanto que possibilitou um enorme avanço tecnológico nos equipamentos de execução de fundações profundas.

Normalmente a relação custo/benefício é muito maior no campo das invenções intuitivas do que no campo de progressos analíticos, gerando assim como primeira etapa o desenvolvimento dos equipamentos. Além disso a produção industrial permite que se adequem mais facilmente a relação custo/benefício de investimentos em equipamentos do que no caso da solução de problemas geotécnicos que são individuais e novos em cada área. Assim, acreditamos, se pode estender o domínio do avanço tecnológico dos equipamentos e processos construtivos essencialmente aplicáveis a despeito de particularidades do perfil de subsolo.

Na presente discussão deveremos tratar somente do caso de carregamentos estáticos verticais. Inúmeros outros tópicos tem também recebido atenção dos especialistas face às necessidades como carre-

gamentos cúbicos, de impacto, resistência à tração, atrito negativo, corrosão e fadiga, etc.

De fato, com o alargamento do espectro dos novos tópicos de relevância, pareceria que o problema básico e inicial teria sido suficientemente bem definido e perdido seus atrativos para novas pesquisas e discussões. Consideramos que apesar dos princípios básicos estarem bem definidos, as dispersões ainda são tão latas que para garantir o necessário sucesso, a profissão tem que usar PRESCRIÇÕES que incorporam significativos coeficientes de segurança e portanto aumentam consideravelmente os custos dos empreendimentos.

2- ESTACAS DE DESLOCAMENTO. LEVANTAMENTO. RECALQUES DE GRANDES CONJUNTOS DE ESTACAS.

Ao se iniciar o desenvolvimento de fundações profundas de alta capacidade portante obviamente o passo foi de desenvolver as estacas de deslocamento maiores possíveis, preferivelmente com ponta alargada. Intuia-se que através do deslocamento do solo durante a penetração da estaca se estaria compactando (densificando) o maciço adjacente, fator este favorável para a obtenção de resistências mais elevadas (excessão feita a argilas sensíveis nas quais a perda de resistência por amolgamento nunca é compensada). O melhor exemplo de estacas de grande capacidade dos anos 50 e 60 é a estaca tipo "Franki".

As limitações de tal linha de raciocínio não tardaram a aparecer na forma de levantamentos do terreno circundante e de estacas adjacentes já cravadas, normalmente as danificando (Fig. 1).

Inúmeras fundações sofreram este tipo de problema, e infelizmente continuam a sofrer, especialmente quando os projetistas pensavam em obter maior coeficiente de segurança na carga de ruptura de estacas isoladas.

No Brasil, por exemplo, onde rotineiramente se requer $FS = 1,5$ e a experiência tem indicado a utilização de estacas tipo Franki com espaçamentos de 2,5 d, de centro a centro de estaca, quando projetistas internacionais impuseram necessidade de $FS = 2,0$ (sem ajuste portanto à experiência local) aconteceram inúmeros e sérios casos de danos por levantamento em blocos densamente estaqueados, como é o caso em silos, alto-fornos, etc. No caso de edificações incorporou-se a solução paleativa de inclinar as estacas nos casos de fundações com mais de 3 a 4 estacas por pilar. Outra solução paleativa frequentemente utilizada é a de pré-furar o subsolo até certa profundidade.

Entretanto existe uma limitação indiscutível nesta linha de raciocínio que pode ser estimada a partir de uma simples relação de áreas: considerando-se que a tensão de trabalho no concreto de uma estaca tipo Franki é da ordem de 60 kg/cm^2 , se utilizamos espaçamentos de 2,5 d e $FS = 1,5$ o carregamento da superestrutura estaria limitado entre 5 a $6,5 \text{ kg/cm}^2$; se $FS = 2$ da ordem de 3,8 a $4,8 \text{ kg/cm}^2$ e no caso de utilizarmos espaçamento de 3,5 d com $FS = 1,5$ o carregamento da superestrutura cai para 2,5 a $3,3 \text{ kg/cm}^2$.

Obviamente a utilização de estacas de aço diminuiria consideravelmente volumes de deslocamento do terreno e poderiam ser dimensionadas para trabalhar em tensões significativamente mais altas. Assim sendo, a evolução óbvia foi em direção de estacas metálicas, tubulares e em perfis H.

No que diz respeito aos coeficientes de segurança em relação

ã carga de rutura de estacas isoladas, deve ser reconhecido que no caso de grandes bases rígidas apoiadas em grande número de estacas não se corre o mesmo risco do que no caso de pilares ou colunas - apoiadas em uma ou duas estacas, e nos parece absurdo continuar a aplicar os valores rotineiros frequentemente recomendados (a maior parte das vezes baseados em experiência adquirida no projeto de fundações de edifícios nos quais um arranjo típico e econômico converge para em média, 3 estacas por coluna). No comportamento de grandes grupos de estacas o problema se transfere para os recalques - aceitáveis e estimados.

A razão principal para o aumento exponencial da utilização de estacas de grande capacidade, algumas delas com detalhes de projeto e de execução altamente especializados, deve-se às imposições de apertados critérios de recalques permissíveis para carregamentos industriais elevados. É interessante, portanto, que a comunidade geotécnica colete a maior quantidade de dados possível para se estimar recalques de grupos de estacas, uma vez que é praticamente impossível realizar provas de carga em grupos de estacas de grande capacidade.

Todas as estimativas para projeto deverão ter que se basear - no comportamento de estacas individuais extrapolado para grupos de estacas. A fig. 2 indica as sugestões generalizadas mais simples - disponíveis na bibliografia (Skempton 52, Vesic 77) e alguns dados de casos históricos.

Obviamente a própria instalação das estacas afeta as características de deformação e de compressibilidade da massa de solo solidificada pelo comportamento de estacas individuais quando carregadas, e tais mudanças dependem muito de diferenças entre areias e argilas, estacas de deslocamento ou escavadas (correspondendo a efeitos de compactação vs. alívios de tensão), etc.

Parece estranho portanto que tal tipo de figura não fosse até o presente subdividido em inúmeros gráficos, cada um relacionado - com um universo estatístico geomecânico distinto e reconhecido, para facilitar o acúmulo sistemático de dados estatísticos para uso - mais confiável pelos colegas de profissão. A razão principal pode estar ligada à preocupação histórica de capacidade de carga (cargas de rutura) de grupos vs. individuais, na qual também as argumentações simplistas anteriores de gradualmente reduzir "coeficientes de eficiência" (Chellis, 1950) perderam credibilidade, face às argumentações dos diferentes efeitos de instalação e contribuições de resistência de uma estaca.

3- PROBLEMAS DE DISPERSÃO NO COMPORTAMENTO DE ESTACAS EM RELAÇÃO AOS MÉTODOS DE PREVISÃO EM PROJETO.

Postula-se que os fatores básicos de diferenciação entre fundações rasas (cronologicamente consideradas em primeiro lugar) e fundações profundas, sejam:

a) Condições para investigação e previsão do comportamento de fundações rasas permitem previsões razoáveis tanto de recalques - quanto de capacidade de carga. Frequentemente a maior parte das dispersões de previsões em fundações rasas se originam nos testes realizados, e não estão associadas com o comportamento do protótipo. Conforme mostrado na fig. 2(b) a tendência é de que os recalques máximos observados em grupos de estacas são somente ligeiramente inferiores aos de fundações rasas, quando comparados com os recalques - correspondentes estimados.

b) Geralmente há um reconhecimento criterioso de que fundações rasas podem sofrer recalques significativos sem qualquer medo real de rutura, enquanto que no caso de fundações profundas qualquer recalque adicional levanta suspeita e risco de rutura, dependendo de como o atrito lateral no fuste se comporta após o seu pico, em comportamento tensão-deformação.

c) Se existe qualquer dúvida ou insegurança quanto à utilização de fundações rasas, a fundação profunda (muito mais cara) é utilizada como solução e obviamente em tal situação as demandas de garantias passam a ser mais rígidas.

d) A capacidade de se prever o comportamento de fundações profundas é reconhecidamente deficiente face aos efeitos de profundidade e de execução (instalação); ambos afetam, de maneira insuficientemente quantificável, tanto as perfurações de investigação e de ensaios in situ quanto (e principalmente) a ampla variedade de processos construtivos das fundações propriamente ditas.

e) Enquanto que a capacidade de previsão de comportamento de qualquer tipo de fundação profunda é sujeita a uma grande dispersão, o conceito básico implícito em tipos de fundação bem concebidos é de que, durante execução, se pode recorrer a ajustes automáticos (em profundidades atingidas) de maneira que a garantia seja mantida, mesmo que a custos majorados. O problema sempre se transfere para a majoração dos custos.

Somente como ilustração da grande dispersão que se obtém no comportamento de estacas reproduzimos alguns dados de uma das formações mais investigadas, os Chalk da Inglaterra (conforme artigos da CIRIA). Deve ser notado, (conf. figuras 3 a 4), que, no que diz respeito a decisões de engenharia, parte da dispersão é aparente, uma vez que uma decisão de projeto não mudaria quando os recalques se situam entre 2 e 10mm, apesar da variação de 5 vezes. A importância de tais diferenças se manifestaria no caso de não ser uma dispersão errática e o recalque de um grupo de estacas (condicionado por médias) resultasse em vários centímetros, com um erro de 5 vezes em relação à previsão.

Como anteriormente mencionado não pretendemos discutir o tópico de corrosão de estacas metálicas. Entretanto a fig. 5 está incluída para sintetizar os resultados de uma vasta campanha de investigações de velocidade de corrosão realizada no Japão em distintas localidades, com diferentes e severos problemas ambientais. Nota-se que em média a velocidade de corrosão é menor do que 0,015 mm/ano e que portanto basta aumentar a espessura da seção metálica em 1,5mm para garantir uma vida útil mínima de 100 anos para a estrutura. Quando tais problemas são discutidos qualitativamente eles tendem a ser mistificados: em qual estrutura temos a obrigação (ou até o direito) de majorar os custos para a presente geração baseados em hipóteses de quais seriam os efeitos deletérios de longo prazo que impusessem reforços daqui a 100 anos?

O fato é que as maiores dispersões ocorrem em estimativas "diretas" baseadas em informações de furos de investigação, por exemplo valores de SPT, conforme fig. 6. Deve existir a tendência de compensar tais dispersões por ajustes de comprimentos de fuste (comprimento total perfurado de estacas escavadas, etc, conforme fig.7) ou por compensações através de variações em energias de cravação (cravabilidade e penetrabilidade de estacas, conforme fig. 8).

4- ESTACAS METÁLICAS, SEÇÃO H OU TUBULARES. DADOS BÁSICOS.

Não nos parece haver muita necessidade de discutir os princípios e critérios estruturais que levaram à utilização preponderante de estacas metálicas tubulares, em relação às demais (conforme fig. 9). As principais vantagens das estacas tubulares em relação aos perfis H rapidamente a trouxeram a destaque entre as estacas cravadas de grande capacidade.

Estas vantagens são facilmente evidentes através dos dados comparativos plotados nas figuras a seguir.

a) Considerando o interesse frequente e dominante de desenvolver o atrito lateral das estacas (conforme item 5) a fig. 10 mostra as vantagens das estacas tubulares de ponta aberta, apesar delas tenderem a formar uma rolha ("plug") após certa penetração, como pode ser visto no desenho esquemático, penetração esta que pode ser estimada ou até medida em obra.

b) No que diz respeito a energias de cravação e especificações de negas finais de cravação a fig. 11 mostra algumas indicações que consideramos cabíveis. Em primeiro lugar o fato óbvio que na mesma penetração por golpe ou energia por unidade de penetração as estacas tubulares apresentam um comportamento muito melhor. De fato, a principal preocupação na utilização de perfis H em relação a estacas tubulares abertas (fig. 12) é que, para uma mesma cravabilidade, a penetração será muito maior: a utilização de perfis H leva a comprimentos cravados incontrolavelmente exagerados a não ser que se encontre uma camada de alta compacidade que propicie uma grande resistência de ponta.

Os dados de energia de cravação versus carga de ruptura em provas de carga apresentam uma grande dispersão. Devemos reconhecer (fig. 11) que, devido às diferenças entre comportamento estático - contra dinâmico, a contribuição muito importante, especialmente em solos mais argilosos, da recicatrização dos solos circundantes na estaca, assim como a associação relativamente ruim de energia de cravação com ruptura-penetração podem justificar tal constatação. A dispersão encontrada é tanto maior quanto maior é a energia de cravação, ou seja, para estacas mais longas e de maior capacidade.

As melhores correlações hoje obtíveis são as que utilizam a Teoria da Onda, já com amplo reconhecimento internacional.

c) Finalmente na fig. 13 resumimos alguns dados obtidos de provas de carga relacionando cargas de trabalho em determinados níveis de recalque. Escolhemos valores de carga nas estacas para 1,25 cm ($Q_{1,25}$) de deformação. Consta-se que nas estacas tubulares, para uma determinada $Q_{1,25}$, a seção de aço pode ser solicitada a tensões de compressão muito maiores (requerendo portanto menor seção de aço para a mesma carga).

5- ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO.

Nos anos 50 o princípio básico de projeto de estacas de ponta alargada era de desprezar a contribuição do atrito lateral, sendo a resistência de ponta a contribuição principal.

Em parte tal decisão estava associada ao fato de que a utilização de tais fundações profundas estava geralmente ligada a perfis de subsolo com camadas superiores moles e bases apoiadas em camadas de alta compacidade. Se considerava que os métodos construtivos da época, com razão, reduziam significativamente o atrito lateral.

Parece desnecessário repetir o fato atualmente plenamente reconhecido que em estacas de grande diâmetro existe uma significati-

va diferença entre as curvas tensão-deformação necessárias para desenvolver as resistências de atrito lateral e de ponta (conforme - fig. 14).

Enquanto que toda a resistência de atrito lateral é mobilizada para recalques da ordem de 5 a 10mm (e a partir daí se mantendo praticamente constante até vários centímetros de deformação), o comportamento carga-recalque da base de uma estaca requer um recalque proporcional ao diâmetro da mesma (5 a 10% D) para desenvolver sua carga de rutura.

As duas contribuições não podem ser simplesmente somadas e, uma vez que raramente se permite recalques da ordem de vários centímetros, o interesse em abertura de bases para maiores diâmetros diminui consideravelmente em relação a considerações e apreciação de processos construtivos capazes de assegurar limpeza perfeita e um bom embutimento em material de alta compacidade.

Curvas típicas de comportamento e transferência de carga de estacas escavadas de grande diâmetro são apresentadas na fig. 14. A participação da base só se inicia com o aumento do carregamento. Considerando que estacas escavadas de diâmetros de até 4 metros tem sido utilizadas, pode-se facilmente entender que somente uma pequeníssima carga de ponta se desenvolve até, por exemplo, 2cm de recalque, que corresponde a 0,5% do diâmetro da base da estaca. Obviamente na transferência de carga ao terreno muito influi a relação comprimento/diâmetro da estaca.

Somente para ilustrar a utilização de técnicas construtivas - associadas a soluções existentes deve-se mencionar a aplicação de injeções de caldas sob pressão para pré-carregar as bases e assim forçar sua contribuição desde o início do carregamento real da estrutura.

Inúmeras estacas escavadas sofreram defeitos de concretagem. A fig. 15 ilustra algumas das preocupações fundamentais no que diz respeito a concretagens submersas visando impedir a mistura de água e/ou de lama bentonítica ao concreto ou a inclusão de bolhas de ar no tubo tremonha. As equações de equilíbrio podem ser resolvidas - uma vez que se disponha do coeficiente de atrito viscoso entre aço-concreto, em função de diferentes "slumps".

Uma vez que o atrito lateral se demonstra a principal contribuição, três pontos devem ser enfatizados uma vez que repetidamente deparamos com comportamentos insatisfatórios associados a sua compreensão.

a) Se designarmos a resistência ao cisalhamento in situ em qualquer cota com S_{is} , e portanto o atrito lateral na estaca por αS_{is} , deve ser bem entendido que diferentes métodos construtivos e diferentes tipos de solo irão inevitavelmente gerar uma significativa variação de α (ver fig. 16).

b) Deve ficar sacramentado que o atrito lateral não se desenvolve em função de deformações proporcionais ao diâmetro da estaca, mas sim em consequência de X mm de deformação, em situação análoga a um ensaio de cisalhamento direto. Até 15 anos atrás se vinculava o desenvolvimento do atrito lateral a deformações proporcionais ao diâmetro da estaca. Inúmeros raciocínios teóricos (em hipóteses simplificadoras de considerar a rutura ao longo do fuste) e uma grande quantidade de análises do comportamento de estacas de diferentes diâmetros, mostraram claramente que o máximo atrito lateral se desenvolve com deformações de 5 a 10mm. É necessário frisar que algu-

mas entidades de grande respeitabilidade (aparentemente o BRE, Inglaterra) ainda mantêm a tendência anterior de expressar o atrito lateral em função de porcentagens do diâmetro: não vemos validade nem benefício em tal enfoque.

c) O último ponto diz respeito à utilização de lamas bentoníticas e de seu efeito no atrito lateral (ver fig. 16). Hoje se aceita que a utilização de lamas bentoníticas para estabilização da perfuração de estacas escavadas não afeta o atrito lateral. Deve ser lembrado que existem casos nos quais houve uma excessiva demora antes da concretagem permitindo assim a formação de uma membrana (cake) e afetando o atrito lateral desejado: as estacas escavadas especialmente instrumentadas para pesquisas tem sido afetadas de uma maneira (face ao tempo e cuidados para posicionar as gaiolas de armação e instrumentação, etc.) não representativa das estacas rotineiramente escavadas e concretadas em ritmos industriais.

A fig. 16 mostra que algumas condições de utilização de revestimentos causaram perda de atrito lateral.

Consideramos necessário posicionar que em muitos solos insaturados a utilização de lamas bentoníticas longe de ser um procedimento estabilizador pode causar uma significativa perda de resistência e rupturas localizadas na parede da escavação. Em algumas argilas que tendem rapidamente a absorver água, com conseqüente perda de resistência, não se deve impedir a utilização de lamas bentoníticas, mas devemos sempre investigar a influência dos slumps do concreto na redução do atrito lateral.

6- PREVISÃO E METODOLOGIAS DE CONTROLE PARA ESTACAS ESCAVADAS E CRAVADAS.

Conforme mencionamos, as metodologias de previsão de cargas admissíveis e de estimativa de recalques para estacas cravadas publicadas geralmente nos fornecem indicações com uma grande dispersão. Em parte experiência profissional local e individual aparenta ser muito melhor do que transparece nas publicações existentes: é pena que engenheiros de campo não tenham sido, até o presente, suficientemente induzidos a analisar suas "intuições práticas" ou a fornecer seu imenso acervo de dados (que geraram as intuições) para as análises mais específicas dos colegas vinculados à pesquisa. De qualquer maneira, no caso de estacas cravadas sempre existe um ajuste imediato e contínuo (Bayesiano) de previsões à realidade, enquanto os serviços prosseguem.

As bases óbvias para as previsões preliminares de projeto são: (a) correlações empíricas com ensaios de penetração; (b) uso de equações que simulem o comportamento carga-recalque baseando-se em alguns parâmetros fundamentais dos solos.

6.1- Estimativas com base no SPT, CPT, etc.

Existem inúmeras propostas extremamente simples que se qualificariam como Prescrições. Algumas delas estão sintetizadas na fig. 17; na mesma figura apresentamos dados apresentados por Newman, 1981 de um tubulão especialmente instrumentado e ensaiado, no qual a conclusão inexorável e que todas as fórmulas recomendadas apresentaram resultados com enorme dispersão, mas do lado conservador (a favor da segurança), conforme reconhecidamente válido para Prescrições. Situações similares se repetem em inúmeros casos históricos.

6.2- Estimativas a partir de fórmulas estáticas.

Duas linhas de raciocínio já foram perseguidas: em tensões to

tais (coesão não drenada nas argilas e resistência in situ nos demais solos) ou em tensões efetivas.

Em cada caso os parâmetros representativos do perfil do subsolo foram obtidos ou "diretamente" a partir de ensaios in situ (ensaios de palheta, interpretações de CPT, CPTU, ensaios pressiométricos, etc.) ou estimados a partir de "correlações estatísticas" baseadas em ensaios índice de perfurações e determinações in situ (SPT, CPT, etc.).

Os anais do ESOPT II, Amsterdam 82 estão repletos de correlações, as quais, uma vez mais, precisam ser criticadas no que diz respeito a sua disposição, que é muito ampla para atender à prática profissional: na volúpia de obter um grande número de pares de dados para as análises estatísticas, sempre acontece que o resultado líquido final é de dispersão muito mais ampla do que seria de se esperar na prática profissional local de cada tipo de solo.

No que diz respeito às previsões de carga-recalque e às análises de distribuição interativa de tensões no solo-estaca, as rotinas atuais justificadamente utilizam soluções elásticas (Poulos e Davis, etc.) e, em alguns casos de maiores deslocamentos, análises elasto-plásticas; todas elas sintetizadas em ábacos de grande utilidade para os profissionais de cunho prático.

Na figura 18 reproduzimos os dados de Meyerhof 76 visando ilustrar o método que está sendo utilizado por profissionais de competência indiscutível, no ciclo de ensino-pesquisa-consultoria, para fornecer Prescrições imediatas.

Não existem mudanças no enfoque teórico significativas desde Kerisel, Berezantzev, Vesic, mas o esforço na última década se concentrou na coleta de informação do campo e de laboratório, e na síntese desta em gráficos dos parâmetros fundamentais, de maneira a fornecer Prescrições para a prática profissional, a despeito da grande dispersão.

Na nossa opinião, todo este esforço deve ser examinado com cautela:

a) Prescrições servem somente para apoio imediato e inicial para decisões preliminares de projeto, quando um profissional é forçado a enfrentar pela primeira vez uma nova região e seu subsolo típico.

b) As publicações servem para demonstrar os métodos que cada um de nós deveria usar para desenvolver seus próprios parâmetros e coeficientes de ajuste;

c) e, mais importante de tudo, a ampla dispersão serve para enfatizar que a despeito de quão gabaritada opinião, a menos que baseada em experiência específica associada com solos similares (e equipamentos com seus efeitos de instalação), a dispersão de opiniões pode ser grande e o Fator de Segurança na decisão para cobrir o Fator de Ignorância terá que ser muito elevado. O efeito é predominantemente de majoração significativa de custos.

Na escolha de um consultor, a escolha não é mais dependente de seus presumidos maiores avanços e méritos teóricos, mas principalmente no seu valor individual conforme demonstrado pela experiência com a região e solos específicos.

6.3- Controle de qualidade na execução de estacas escavadas. Previsibilidade de carga de trabalho e estimativas de recalque.

Como geralmente ocorre em qualquer área tecnológica a primeira atenção dos nela envolvidos se concentra nas condições de "rutura dramática". Estacas escavadas tem sido sujeitas a inúmeros tipos de defeitos construtivos e estes responsabilizáveis por "rutas - dramática". Cabe enfatizar que as condições que geram tais defeitos construtivos são conhecidas, já estão suficientemente explicadas na "física e bom senso" e "princípios elementares da engenharia geotécnica".

Os profissionais "conscientes" da engenharia geotécnica tem gerado um grande retrocesso no progresso da profissão e na sua imagem perante a sociedade, pela mistificação de cada caso de insucesso: erros deveriam ser reconhecidos como tal e os envolvidos não penalizados desproporcionalmente.

Consideramos ter chegado o tempo de colocarmos de lado qualquer publicação técnica que apresente erros grosseiros como se fossem casos históricos a partir dos quais algo deve ser aprendido: o gerador do erro deveria ter aprendido antes de submeter seu cliente à trágica experiência, e a profissão ao estado de descrédito.

Não consideramos necessário nos delongar nos defeitos construtivos classicamente reconhecidos em estacas escavadas.

Nosso interesse é na possibilidade da utilização da própria perfuração da estaca como um meio de obter informação direta da qualidade do solo que participará na interação solo-estaca.

Como ponto inicial, uma vez que o atrito lateral é de grande importância, a principal informação a ser obtida seria a das condições da parede da escavação: as condições da base dentro do equivalente a um bulbo de tensões também deveria ser facilmente obtível.

O recente Symposium on In Situ Testing, Paris 83, revelou grandes avanços que já foram obtidos no perfilamento múltiplo e automático de um subsolo através de diversas emissões geofísicas.

O elo fraco na utilização com confiança de estacas escavadas era a confirmação das condições "conforme construídas" de estaca-estaca, no instante crítico de enfraquecimento da interface do solo logo antes da concretagem: com a utilização conscienciosa de tais técnicas geofísicas de perfilamento múltiplo, este elo fraco deverá ser apropriadamente excluído de projetos futuros.

6.4- Estacas cravadas. Controle de cravação e previsão de comportamento por teoria da onda.

A utilização da teoria da onda nas análises do comportamento durante cravação de estacas se desenvolveu significativamente durante a última década, para a gradual substituição aprimorada das históricas fórmulas dinâmicas que pretenderam fornecer um controle de qualidade de cada estaca.

Tais avanços foram requisitados pelas grandes dificuldades e responsabilidades na execução e garantias de fundações de plataformas oceânicas. Estes avanços foram auxiliados pelo desenvolvimento de equipamentos eletrônicos de grande resolução que gravam todos os detalhes da transmissão das ondas e por avanços na área dos computadores que permitem a análise interpretativa contínua e automática durante cravação das estacas.

Em resumo, enquanto que as fórmulas dinâmicas devem ainda continuar a ser utilizadas para estimativas preliminares, para um controle de qualidade consciencioso de um estaqueamento deveriam ser

substituídas pelas análises reconhecidas por teoria da onda.

Em rotinas práticas provavelmente se continuará a usar concomitantemente análises por teoria da onda e alguma fórmula dinâmica clássica em algumas estacas piloto e, a partir daí, após a obtenção de uma correlação satisfatória, o restante do estaqueamento nas mesmas condições ser controlada por fórmulas clássicas ajustadas por um fator de correção.

Atualmente análises por teoria da onda são a técnica mais confiável de previsão e interpretação do comportamento de estacarias. A confiabilidade de sua utilização pode ser listada, em sequência:

- a) otimização do sistema completo de martelo-estaca-solo;
- b) previsão de picos de tensões de cravação - geralmente condicionantes na classificação de estacas;
- c) previsão de cravabilidade;
- d) previsão de capacidade de carga baseada em contagem de golpes e penetração.

As frequentes frustrações no uso desta sofisticada técnica - torna imperativo repetir as insistentes recomendações que nesta, assim como em outros problemas geomecânicos, um quesito sine qua non é o de interpretações geológico-geotécnicas adequadas (estado de tensões iniciais, etc.) e o de aquisição de "experiência" em situações similares.

Os quesitos específicos neste momento parecem ser: de atenção para o momento a partir do qual houve a formação do "plug" na ponta de estacas tubulares abertas e sua simulação nos modelos matemáticos; de averiguação de condições de cicatrização (set up) ou relaxação e a simulação dos diferentes martelos propostos ainda durante a fase de projeto.

Bons dados obtidos em campo e interpretação coerente são indispensáveis para a calibração dos modelos, a partir da qual a confiabilidade para aplicações em controle de campo melhora significativamente.

Dois tipos de modelos sofisticados compreendem:

a) Análise de um único golpe: de valor limitado, em geral enganoso, nas condições de difícil cravabilidade que geralmente temos perto do término da cravação das estacas.

b) Análise de golpes múltiplos: incorpora tensões residuais - de cravação, obtendo uma solução estatisticamente equilibrada no final de cada golpe.

No que diz respeito aos tipos de modelos disponíveis pode-se sintetizar a existência de:

a) Dois principais programas, comercialmente disponíveis CAPWAP e TIDYWAVE, ambos utilizando análises de golpes únicos e destinados principalmente para estudo de dados de penetração e observações de instrumentação muito antes das resistências finais, de maneira a minimizar erros de simulação do martelo, capacetes, etc. e ajustar as incógnitas da reologia do solo.

b) Programas de análise de múltiplos golpes, PSI e DUKFOR, capazes de incorporar comportamentos da interface solo-estaca não lineares (hiperbólicos). Estes programas são atualmente os mais recomendados para a análise das condições finais de cravação-penetração, permitindo simulação de provas de carga verticais.

As figuras 19 e 20 sintetizam os conceitos básicos das análises por teoria da onda e alguns dados disponíveis na bibliografia -

comparando comportamento previsto e observado em provas de carga.

7- FATORES DE SEGURANÇA EM PROJETOS DE ESTACARIAS.

Um dos problemas que deparamos é o da prematura normalização dos fatores de segurança nominais em situações complexas de parâmetros de comportamento de produto acabado, como capacidade de carga, tanto calculada como inferida a partir de resultados de provas de carga. Como resultado os profissionais geotécnicos conscientes seriam forçados a inserir os principais ajustes necessários pelas diferentes condições de risco esperadas nos índices básicos ou parâmetros fundamentais usados nos cálculos.

Uma questão inicial é a proporção entre a carga morta e a carga viva: geralmente a carga morta é aplicada lentamente durante a construção da obra enquanto que para as cargas vivas devemos assumir possibilidade de aplicação quase instantânea. No caso de altos edifícios de concreto armado esta proporção chega a ser de 1/7, no caso de estruturas metálicas entre 1/2 a 1/5 enquanto que em casos de estruturas industriais, tanques e silos, pode chegar facilmente a 1/10 ou mais. Obviamente o fator de segurança necessário deverá ser substancialmente superior no último caso citado (de Mello 1982).

Outro tópico já discutido em outras oportunidades é a diferença entre Fator de Segurança nominal FS, Fator de Garantia FG e Fator de Seguro FI.

Grande parte dos problemas ocorridos até o presente com estacas escavadas podem ser discutidos através do enfoque de que problemas de execução destes elementos os faria sujeitos a condições de FI ou FS, enquanto que em princípio estacas cravadas podem ser consideradas "pré-testadas" quanto a sua penetrabilidade (apesar de algo distintas no que diz respeito a condições de carregamentos estáticos e dinâmicos), sendo portanto discutíveis dentro da conceituação de Fatores de Garantia FG.

É aceito que para um grau equivalente de "tranquilidade" deveríamos requerer valores numéricos distintos de $FI \gg FS > FG$.

Nas considerações de comportamento de grupos de estacas duas linhas de raciocínio conflitantes devem ser reconhecidas. Em uma delas as probabilidades de comportamentos erráticos negativos e coincidentes de inúmeras estacas individuais são pequenas e, portanto, o fator de segurança nominal em relação ao comportamento de uma estaca individual pode ser menos exigente. De outro lado, deveria haver uma tendência (sem qualquer justificativa estatística ou de probabilidades) de estacas se afetarem entre si, favorável ou desfavoravelmente: seria de se estranhar caso as estacas se mantivessem neutras pela cravação/installação de outras adjacentes. Portanto tal tendência deve ser levada em conta, deterministicamente, dentro de conceituações e considerações geomecânicas.

O efeito global pode resultar bem diferente de caso em caso.

Em resumo, enfatizamos que se deve agir cautelosamente na utilização direta de fatores de segurança codificados em fundações profundas. A importância de tal fato se realça quando se trabalha em estacas de grande capacidade de carga face à necessidade de minimizar o número de estacas por fundação.

BIBLIOGRAFIA

1. CHEEKS, J.R. (1978) - Analytical methods to predict pile capaci-

- ties, Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, p.199-208, Philadelphia.
2. CLARK, J.I. (1978) - Failure during construction and subsequent rehabilitation and performance of a dynamically cast-in-place concrete pile foundation, Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, p.209-230, Philadelphia.
 3. DE MELLO, V.F.B. (1979) - A evolução das estacas tubulares metálicas no Brasil. Centro Empresarial de São Paulo, São Paulo.
 4. FARR, J.S. & AURORA, R.P. (1981) - Behavior of an instrumented pier in gravelly sand. Proc. Drilled Piers and Caissons, p.53-65, ASCE, New York.
 5. FLEMING, W.K. & SLIWINSKI, Z.J. (1977) - The use and influence of bentonite in bored pile construction. Ciria Report P G3, London.
 6. GILBERT, O.M. et al (1979) - Indicator pile and load test program for a sewage treatment plant. Proc. Symposium on Deep Foundations, p.122-148, Atlanta.
 7. HAMMOND, A.J. et al (1979) - Design and construction of driven cast in situ piles in stiff fissured clays, Proc. Recent Developments in the Design and Construction of Piles, p.157-168, London.
 8. HOBBS, N.B. & HEALY, P.R. (1979) - Piling in Chalk. Ciria Report P.66, London.
 9. HOLLOWAY, D.M. et al (1978) - Recent advances in predicting pile driveability. 1978 Offshore Technology Conference, (3), 1915-1924, Houston.
 10. The Japanese Association for Steel Pipe Piles (1979). Steel Pipe Pile. 118pp. Tokyo.
 11. KESSLER, K.A. (1979) - Case history pile foundation in flood plain soils. Proc. Symposium on Deep Foundations, p.215-234, Atlanta.
 12. MEYERHOF, G.G. (1976) - Bearing capacity and settlement of pile foundations: the eleventh Terzaghi Lecture. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, (102), GT 3, 197-228.
 13. MEYERHOF, G.G. (1982) - Bearing capacity and settlement of foundations in sand based on static cone penetration tests. Amici et Alumni. Em. Prof. Dr. ir E.E. De Beer, p.217-222, Brussel.
 14. REESE, L.C. et al (1981) - Effects of construction methods on drilled shafts. Proc. Drilled Piers and Caissons, p.1-18, ASCE, New York.
 15. RINNEL, E.E. & STOBBE, M.W. (1979) - Pile foundations for one market plaza. Proc. Symposium on Deep Foundations, p.343-364, Atlanta.
 16. TAVENAS, F.A. & AUDIBERT, J.M.E. (1977) - Application of the wave equation analysis to friction piles in sand. Canadian Geotechnical Journal, (14), 1, 34-51.
 17. THOMPSON, C.D. & THOMPSON, D.E. (1979) - Effects of pile driving systems on driveability and capacity of concrete piles. Proc. Symposium on Deep Foundations, p.420-443, Atlanta.

18. THOMPSON, D.E. & CRITCHFIELD, J.W. (1979) - Case history: concrete-filled steel pipe piles. Proc. Symposium on Deep Foundations, p.444-458, Atlanta.
19. WAN, W.C. et al (1979) - High capacity pile foundations for China Steel Corporation integrated steel mill. Proc. Symposium on Deep Foundations, p.495-519, Atlanta.
20. BURLAND, J.B. et al (1966) - The behavior and design of large diameter bored piles in stiff clay. Proc. of the Symposium on Large Bored Piles, p.51-71, London.
21. DE MELLO, V.F.B. & MAGALHÃES, C.S. (1957) - Reconhecimento do Subsolo para Fundações de Edifício. Revista de Engenharia Mackenzie, (42), 133, 77-90. Originalmente apresentado no Simpósio de Fundações da Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Out. 1956.
22. DE MELLO, V.F.B. (1982) - Desafios no Desenvolvimento de uma Engenharia de Solos Autóctone. Anais 7º COBRAMSEF, Olinda/Recife.
23. CHELLIS, Robert D. (1951) - Pile Foundations: theory, design, practice, 681pp. McGraw-Hill, New York.

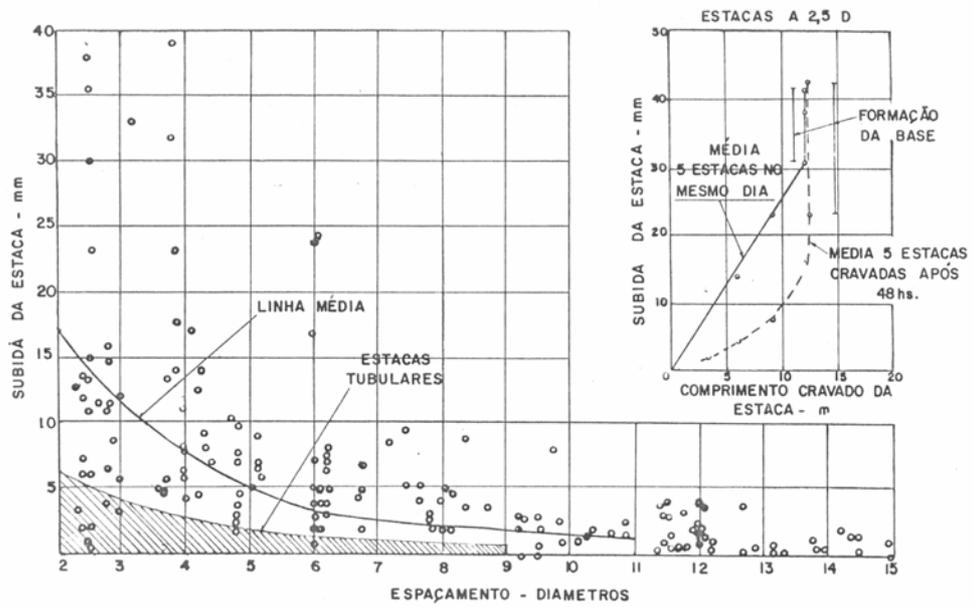


FIG. 1 - ACOMPANHAMENTO DA SUBIDA DE ESTACAS FRANKI (REF. 2,3,7).

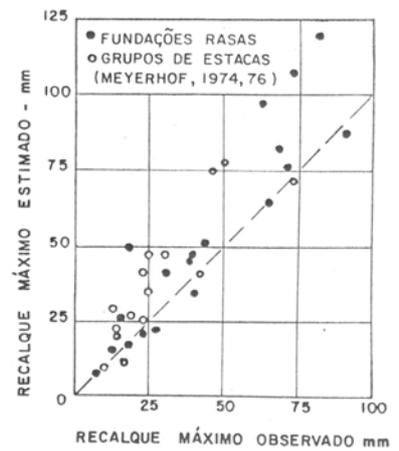
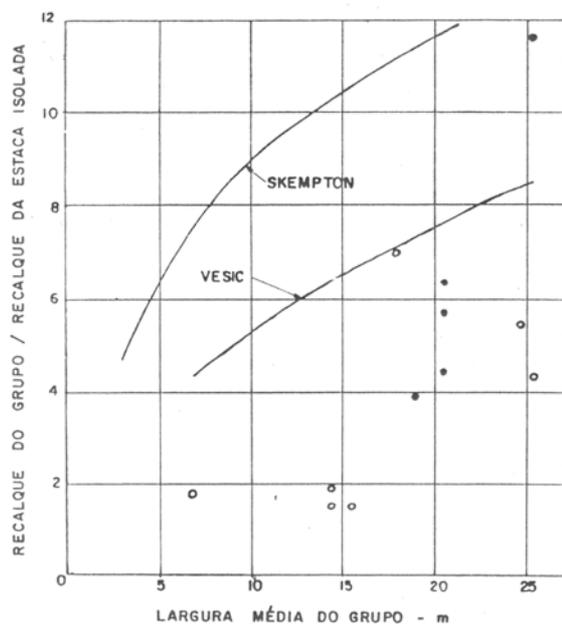


FIG.2 DISPERSÕES NA PREVISÃO DE RECALQUES DE GRUPOS DE ESTACAS (REF. 13,19)

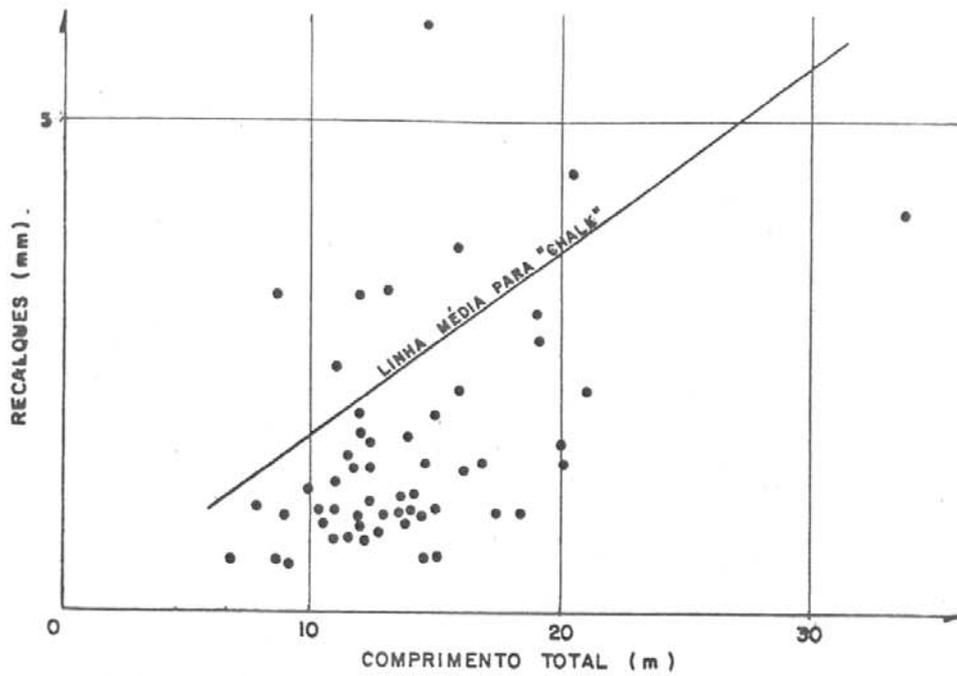


FIG. 4 COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS NA ARGILA DE LONDRES (REF. 8)

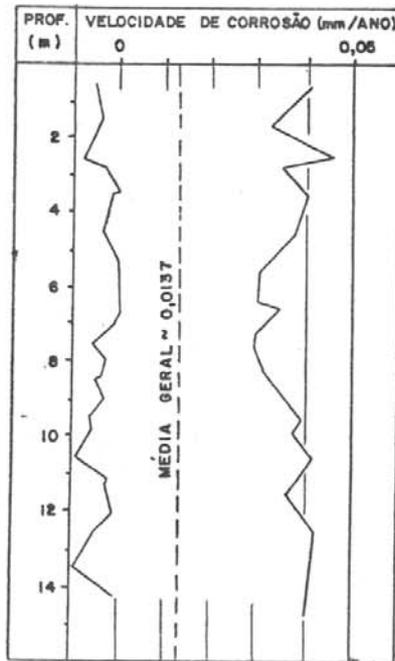


FIG. 5 VELOCIDADE DE CORROSÃO EM ESTACAS TESTE EXTRAIDAS (REF. 10)

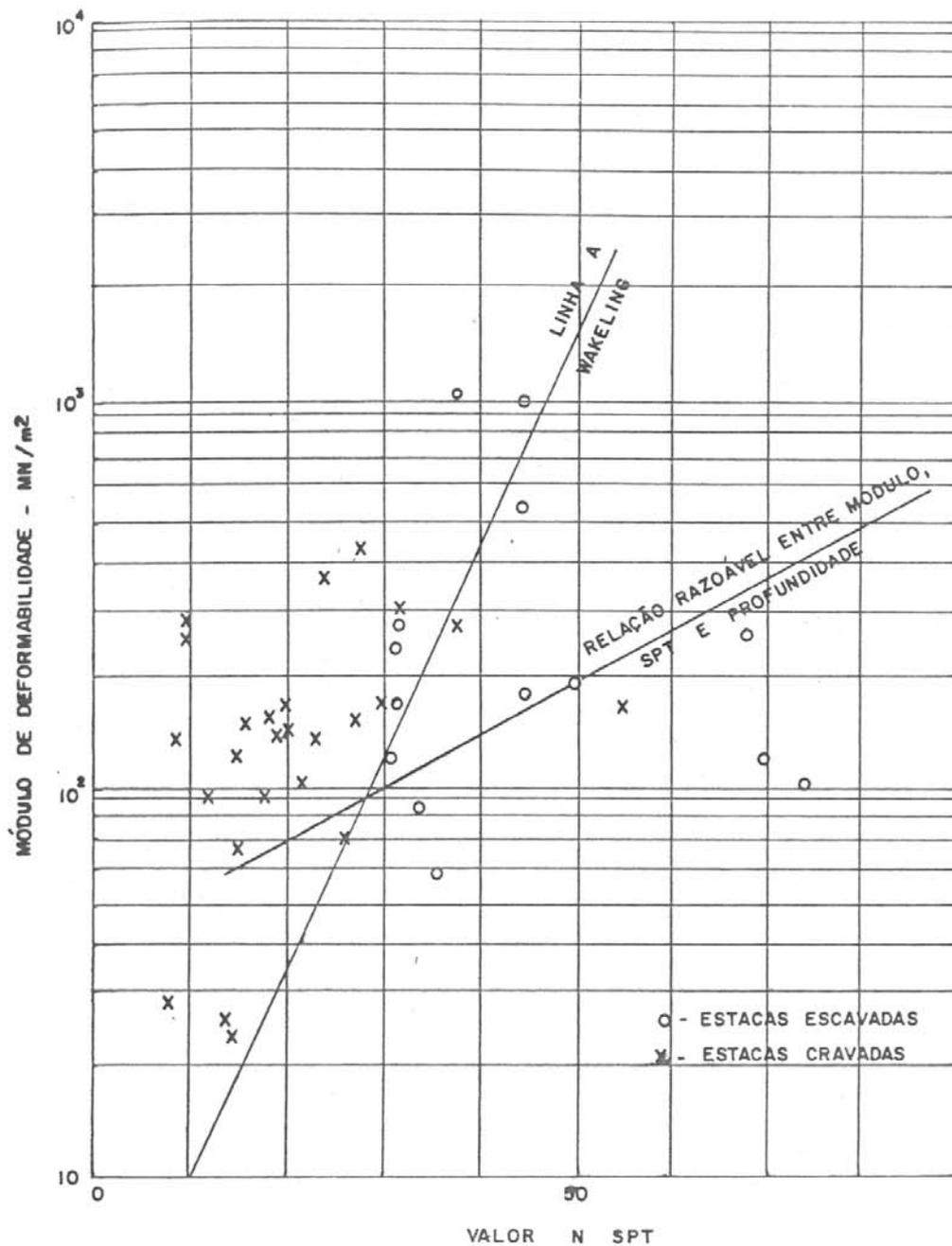


FIG. 6 - MÓDULO DE DEFORMABILIDADE x SPT NA BASE DE ESTACAS. (REF. 8).

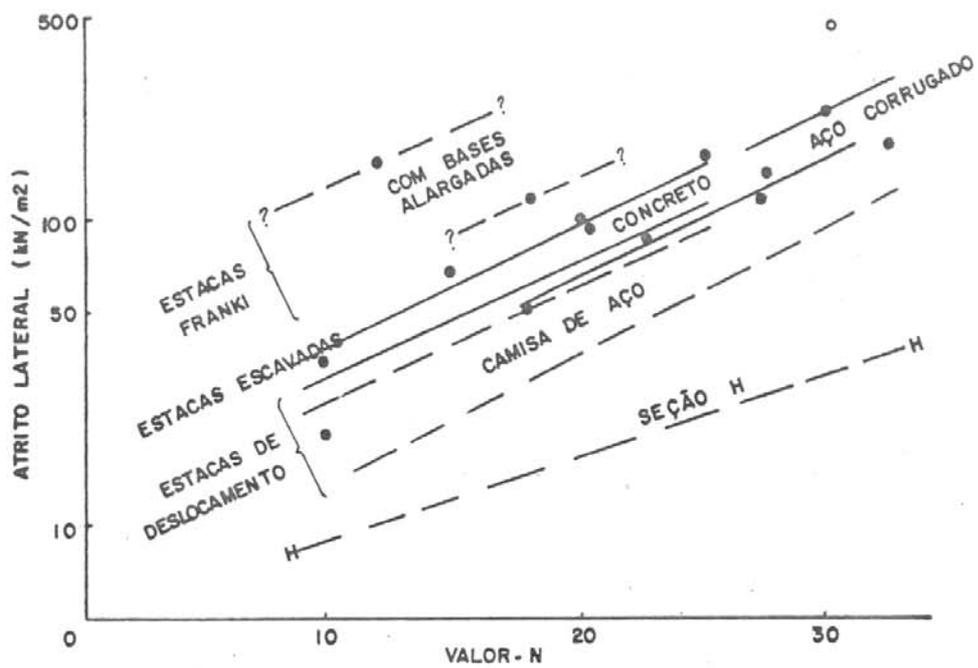


FIG. 7 - RESUMO GERAL DE RESISTENCIA ULTIMA DE ATRITO LATERAL Vs. SPT. (REF. 8).

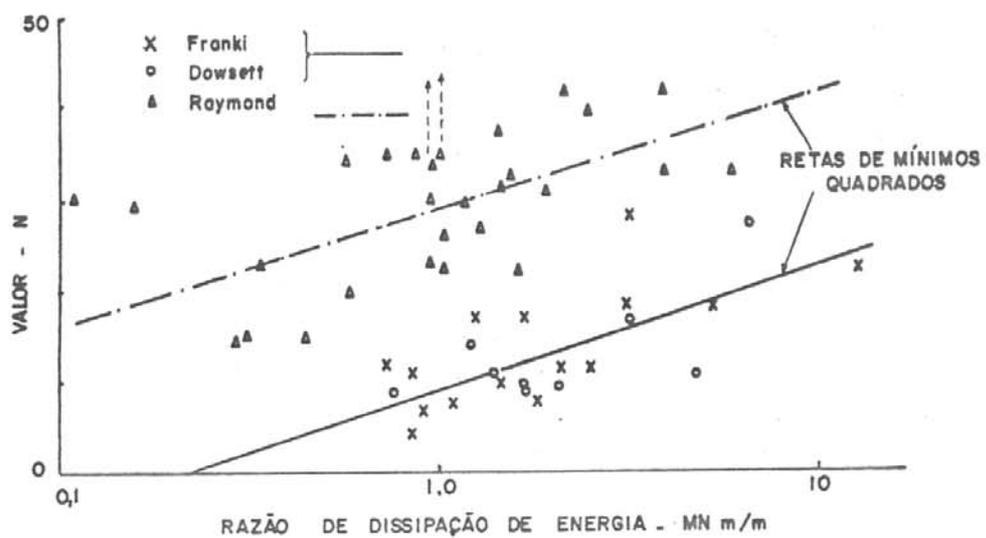


FIG. 8 - VARIAÇÃO DA RAZÃO DE DISSIPACÃO DE ENERGIA NA CRAVAÇÃO COM O VALOR N - SPT. (REF. 8).

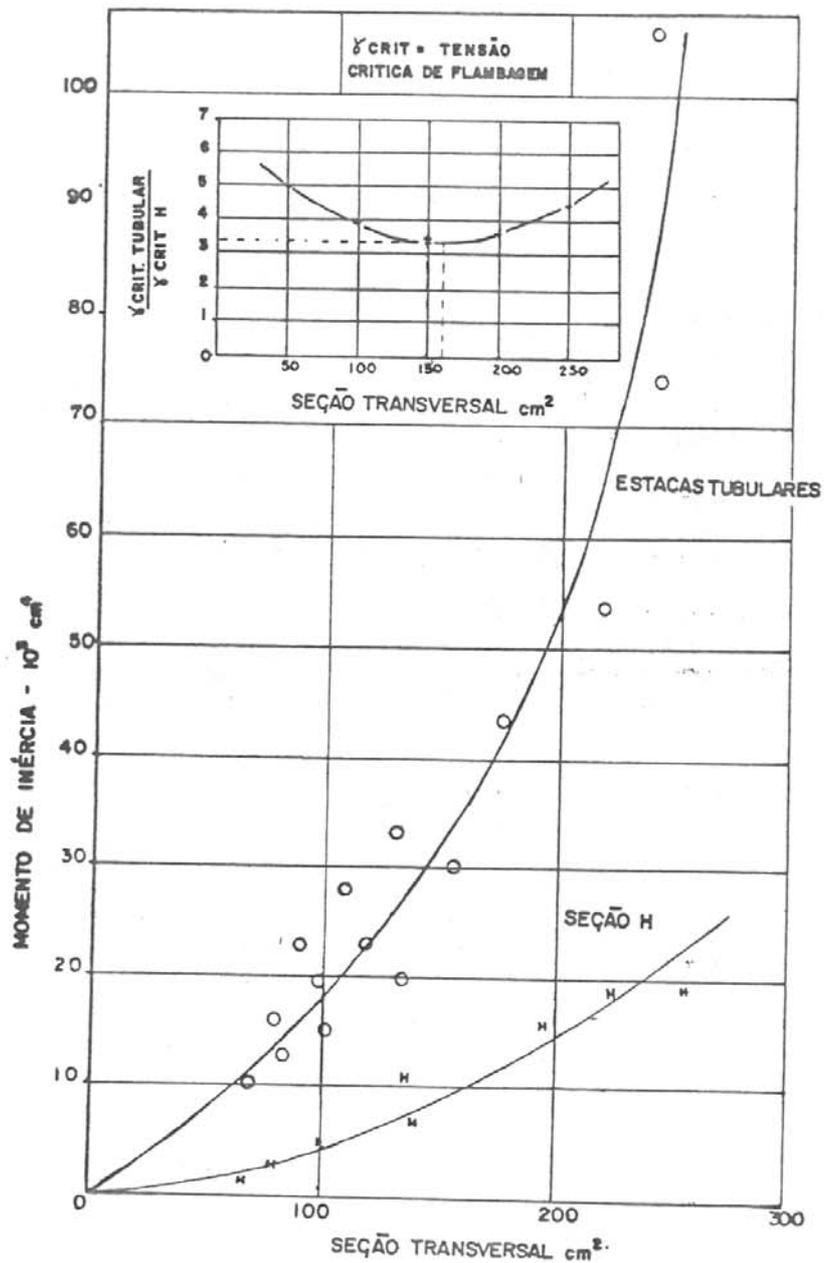


FIG. 9 - VANTAGENS TEÓRICAS DE ESTACAS TUBULARES (REF.3)

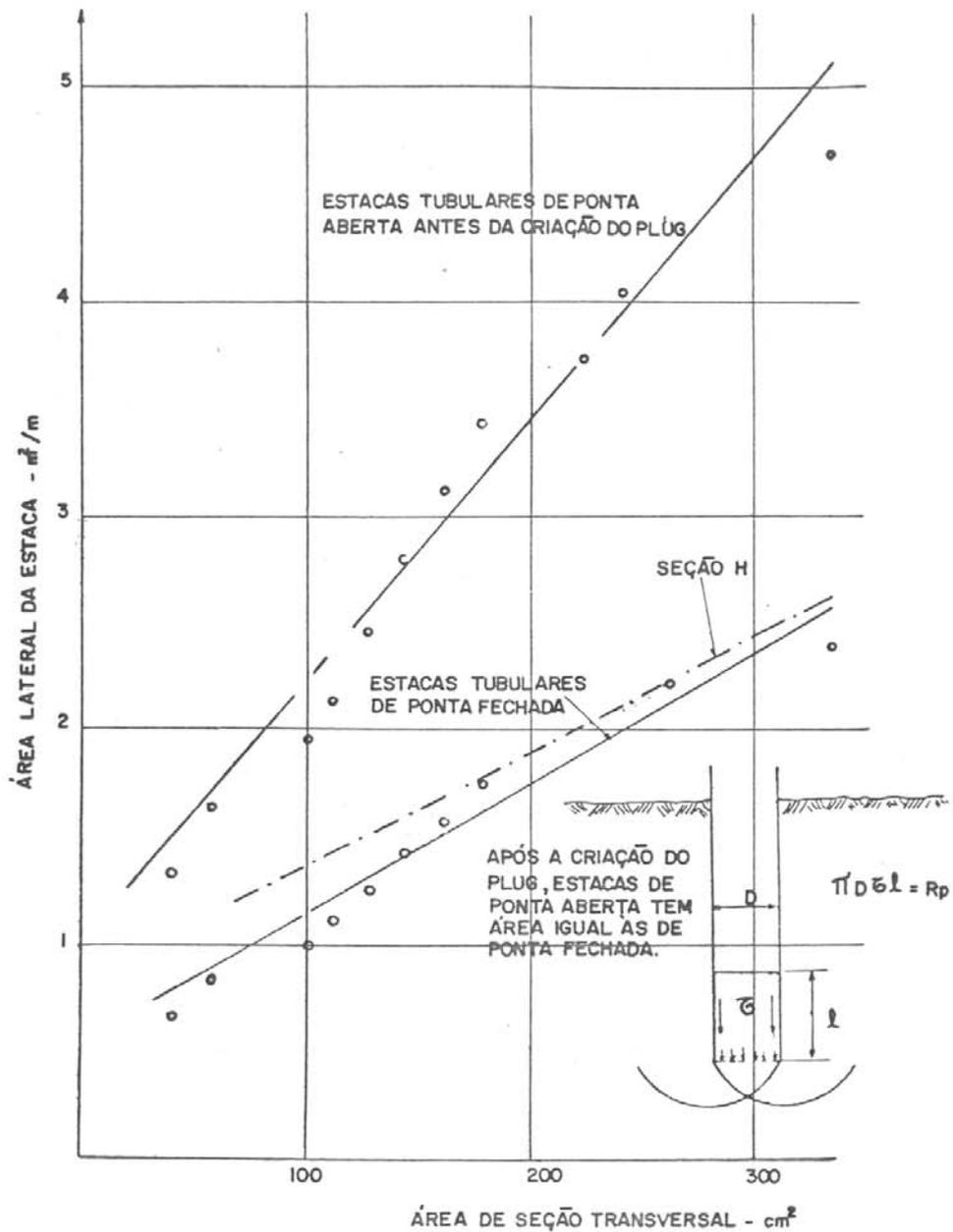


FIG.10 - COMPARAÇÃO DE ÁREAS LATERAIS - ESTACAS TUBULARES VS PERFIS H (REF.3)

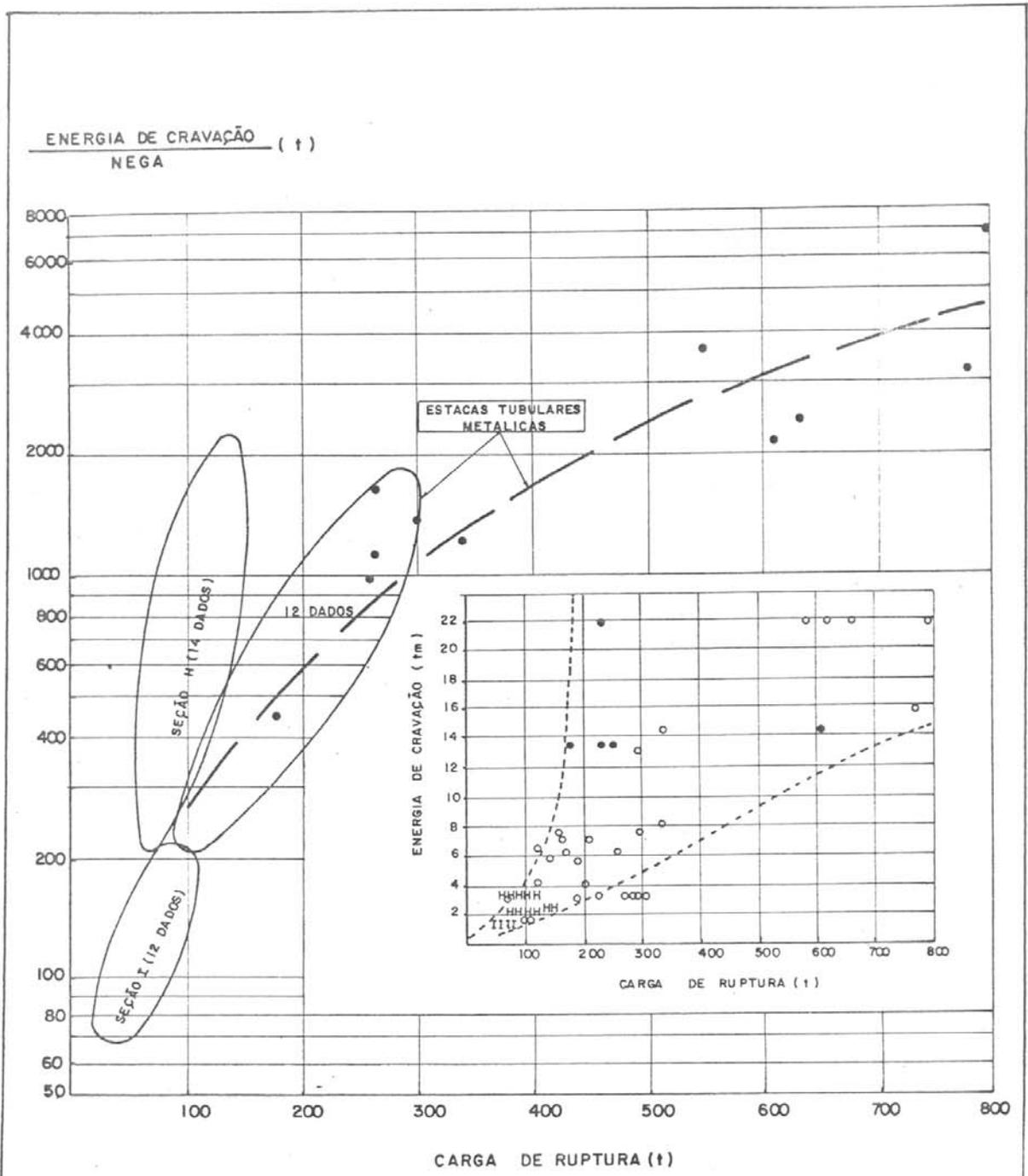


FIG. 11 - RESUMO DE PROVAS DE CARGA (REF. 3).

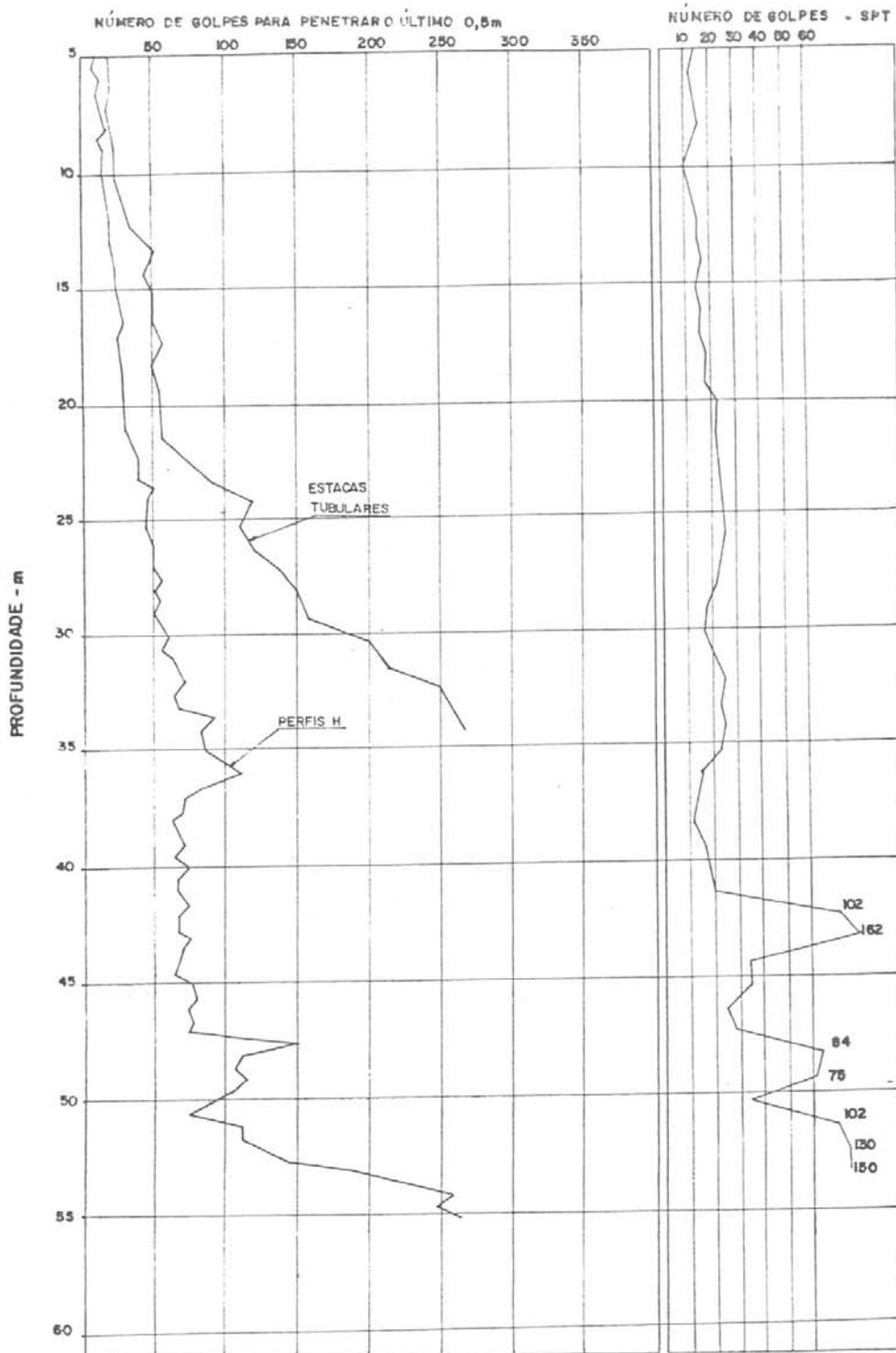


FIG.12 - COMPARAÇÃO ENTRE CRAVAÇÃO DE ESTACAS TUBULARES E PERFIS H. (REF.3)

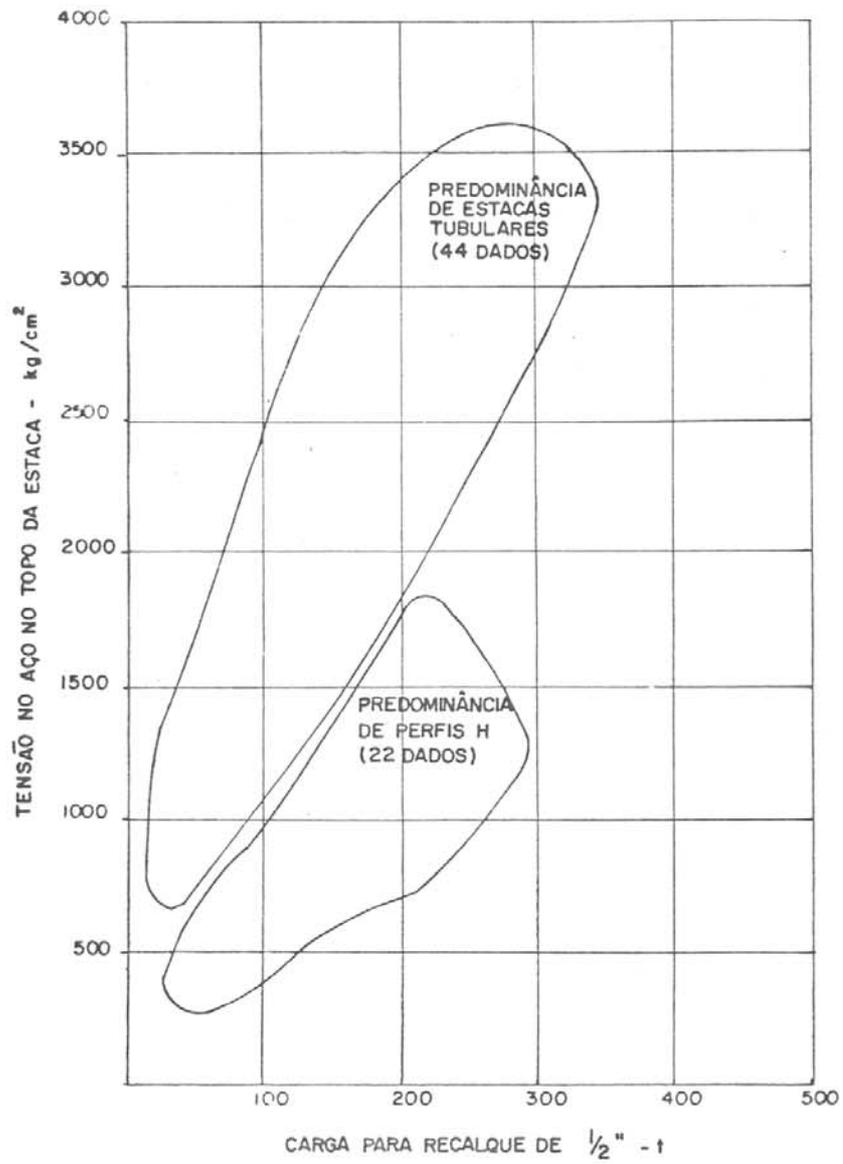


FIG. 13 - COMPARAÇÃO DE TENSÕES NO TOPO DA ESTACA PARA ESTACAS TUBULARES E PERFIS H (REF. 3)

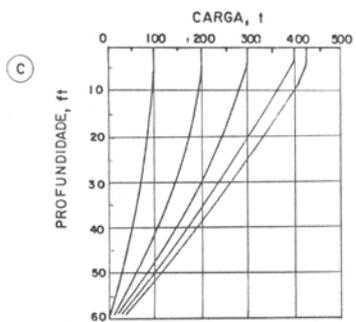
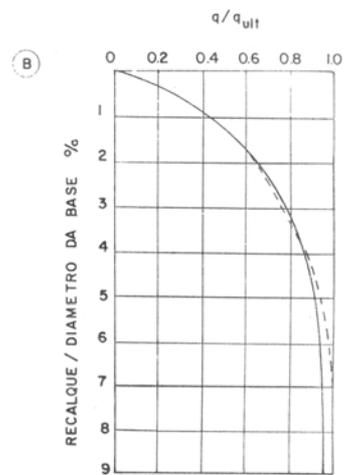
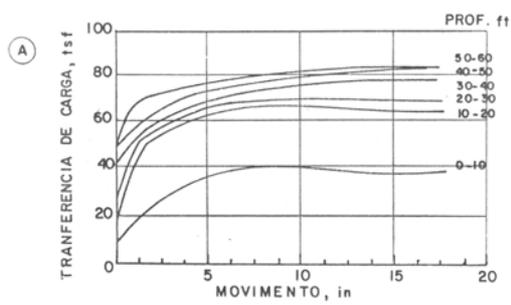
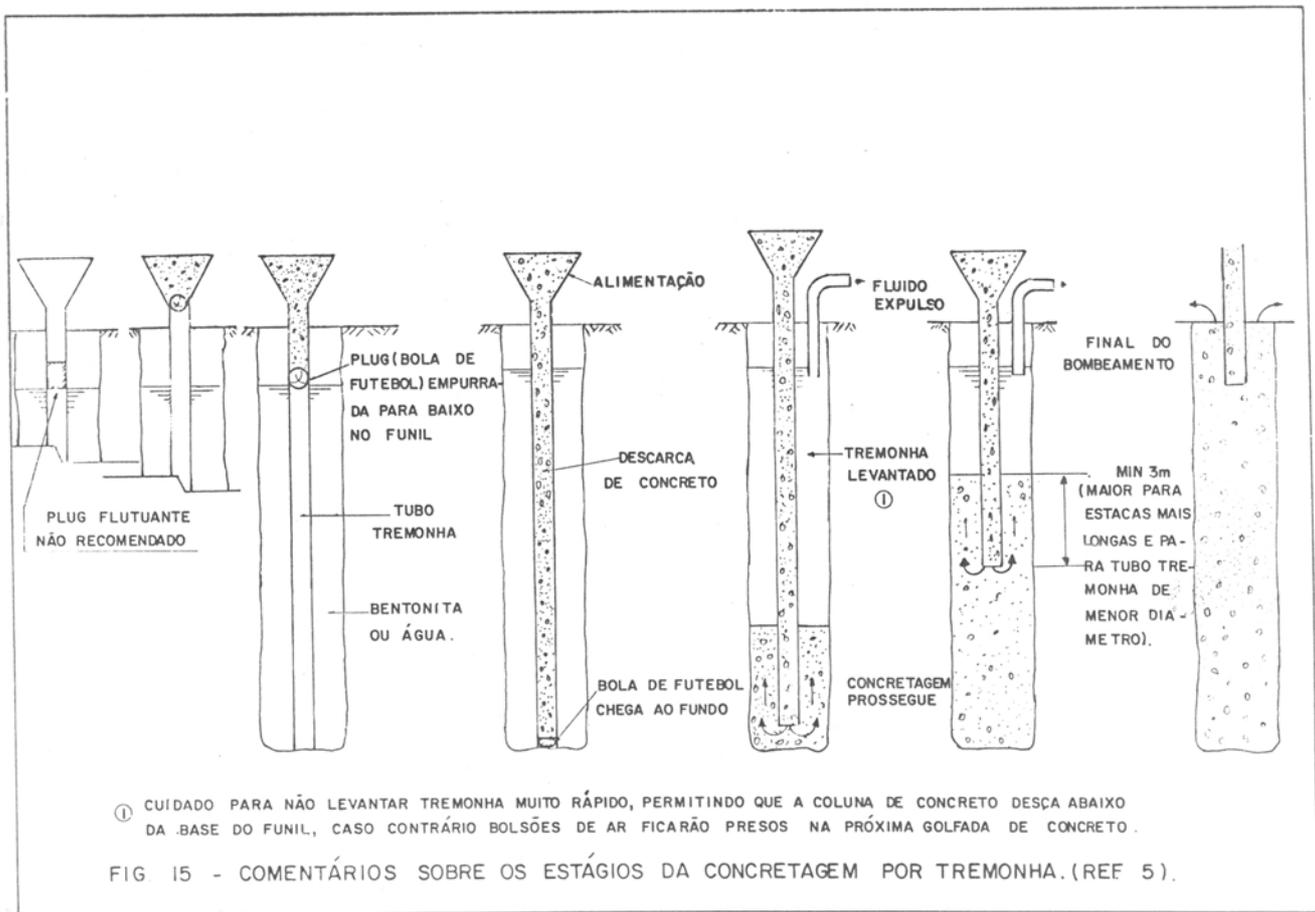


FIG.14- ATRITO LATERAL E RESISTENCIA DE PONTA DE ESTACAS ESCAVADAS.
(REF 20)



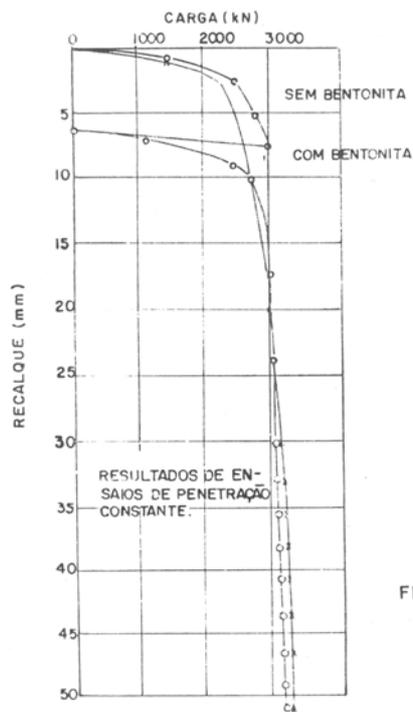


FIG. 16 - INFLUÊNCIA DE BENTONITA SOBRE ADESÃO (REF.5)

① ATRITO LATERAL (MEDIDO 1100 †)

RECEITA	CALCULADO (†)	
$f_{sz} = 0,026 \bar{N}$ (AREIA) $= 0,054 \bar{N}$ (SILTE)	950	
$f_{sz} = \bar{N} / 100$	355	
$f_{sz} = \alpha \bar{p} \tan \phi$ $\alpha = 0,5$ PARA PENETRAÇÃO MAIOR QUE 40 PÉS.	360	f_{sz} - RESISTENCIA POR ATRITO LATERAL EM tsf
$f_{sz} = k \bar{p} \tan \phi, k = 0,7$ $= \frac{\bar{N}}{34}$ PARA $N < 55$ $= \frac{\bar{N} - 55}{450} - 1,6$ PARA $55 \leq N \leq 100$	504	q_p = RESISTENCIA DE PONTA EM tsf \bar{N} = SPT MÉDIO N = SPT NA BASE \bar{p} = PRESSÃO EFETIVA ATUANTE EM tsf.
$f_{sz} = B \bar{p}$ B = FUNÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE PENETRAÇÃO E DIAMETRO	735	
$f_{sz} = \frac{\bar{N}}{55}$ (REF. 10)	645	

② - RESISTENCIA DE PONTA

$q_p = 4N$ CRAVADAS (REF. 12).
 $= 1,2N$ ESCAVADAS

 $q_p = 3,6N$ CRAVADAS EM AREIA (REF. 10).

FIG.17- RESUMO DE RECEITAS PARA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS.
(REF 04)

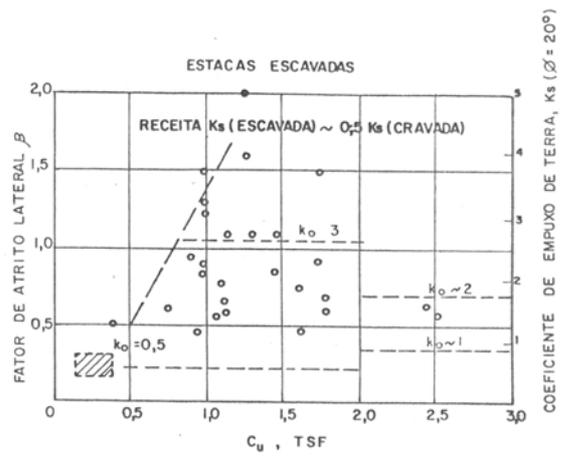
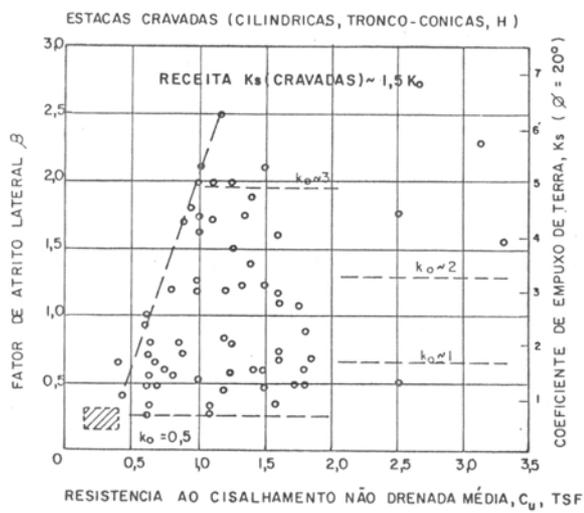
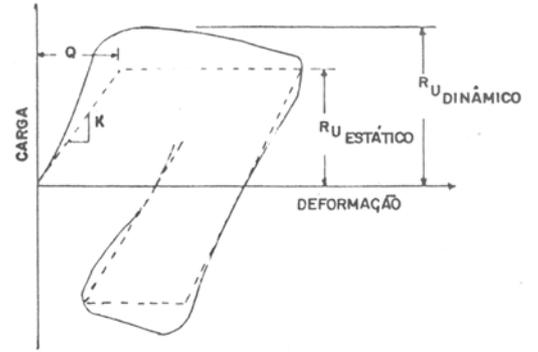
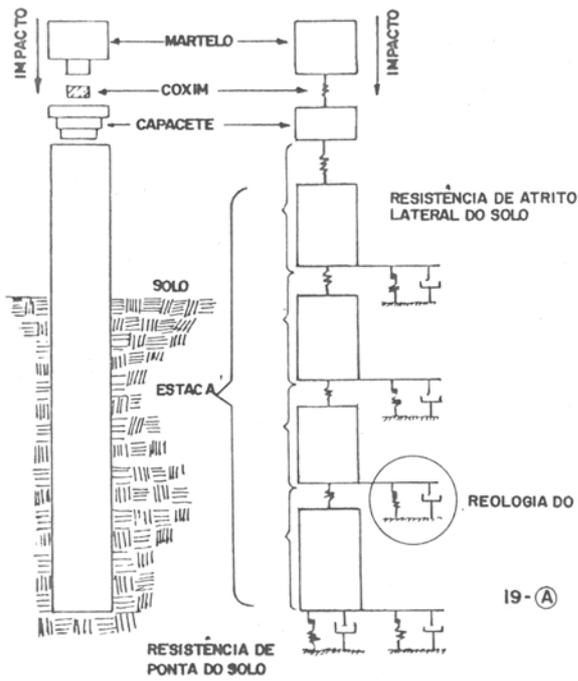


FIG. 18 - FATOR DE ATRITO LATERAL DE ESTACAS CRAVADAS E ESCAVADAS EM ARGILA RIJA.
(REF. 12)



19-(B) CARACTERÍSTICAS CARGA DEFORMAÇÃO DO SOLO ADMITIDAS

19-(A) SISTEMA TÍPICO DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS COM IDEALIZAÇÃO SMITH

FIG. 19 - RESUMO DE ANÁLISE POR EQUAÇÃO DE ONDA (REF 9).

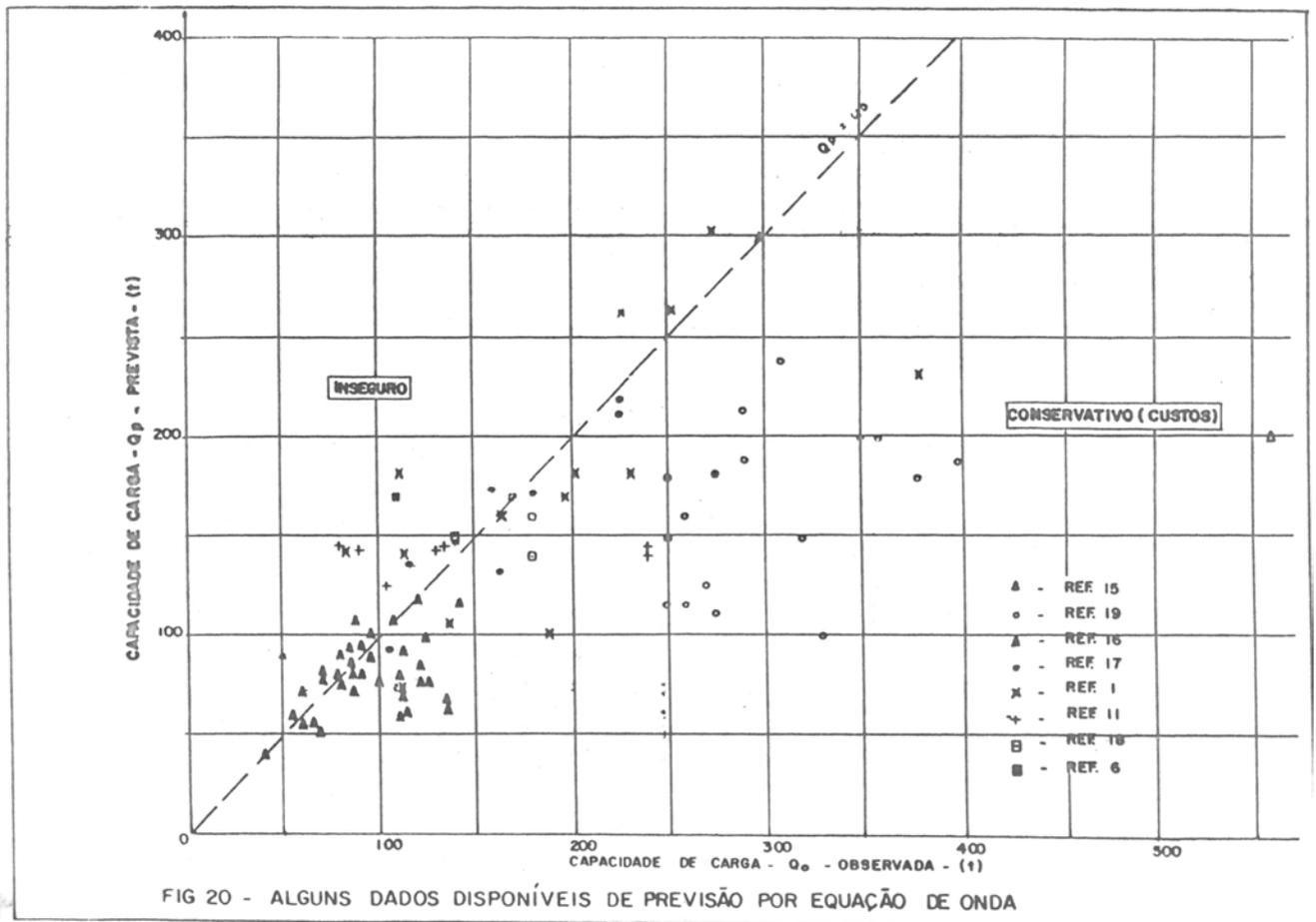


FIG 20 - ALGUNS DADOS DISPONÍVEIS DE PREVISÃO POR EQUAÇÃO DE ONDA