

DEFORMAÇÕES COMO BASE FUNDAMENTAL DE ESCOLHA DA FUNDAÇÃO

Deformations as the fundamental basis for selection or foundations

por

VICTOR F. B. DE MELLO*

RESUMO – Explicam-se as razões pelas quais modernamente em estruturas maiores e de acabamentos mais exigentes prevalece sempre, no dimensionamento de fundações, o condicionamento a recalques admissíveis, em comparação com os critérios de segurança perante a rotura. Fornecem-se indicações completas para a estimativa de recalques de fundações, quer direitas, quer profundas, reportando sempre à experiência profissional brasileira, rebatida contra o pano de fundo da teorização internacional mais actualizada e coerente. Em primeiro grau de aproximação utiliza-se o Standard Penetration Test, SPT, porém com ênfase em correcções indispensáveis. Indicam-se ensaios e cálculos mais aprimorados para os casos que mereçam um segundo grau de aproximação. Discutem-se os níveis de aceitação de recalques diferenciais e a decisão consciente respectiva.

SYNOPSIS – Reflection on the trend towards increased size and quality-finish of buildings logically justifies the fact that the controlling criterion in foundation design has ceased to be dictated by the accepted factor of safety against failure, having become, instead, determined with respect to tolerable settlements and deformations. Complete indications are given for the quantitative estimation of settlements of all types of foundations, in accordance with experience developed by the author in Brazil, duly adjusted to the most up-to-date and coherent international theorization. For first degree approximation the Standard Penetration Test SPT is employed, but special emphasis is given to indispensable corrections (for depth, etc.), local correlations being supplied. The geotechnical testing and calculations corresponding to more refined estimation of settlements are indicated for the cases that may require it. Finally the acceptance levels of differential settlements are discussed, aiming at the exercise of conscious decisions in this controlling problem.

* Engenheiro Consultor, Professor Catedrático de Mecânica dos Solos, Fundações e Obras de Terra. São Paulo.

1 - Cabe repetir insistentemente e com ênfase o facto de que *Engenharia* compreende duas facetas absolutamente distintas:

- o *cálculo* propriamente dito, do comportamento a prever
- a *decisão* quanto ao comportamento considerado aceitável.

A *primeira tarefa* é geralmente a única a que se dedica, bem ou mal, predominantemente mal, o ensino formal.

No entanto, na experiência de qualquer engenheiro (ou profissional de um modo geral) após alguns anos de trabalho resulta claro que a *segunda tarefa* é tão predominantemente mais importante, que frequentemente se parte para o abandono total, com desprezo, dos apoios do cálculo... política errada e nociva.

É preponderante o facto de que *Engenharia constitui acto de decisão face a incertezas, e não acto de certeza*. Anacronismo da nossa sociedade na sua denominação de "Ciências Exactas".

Teoria representa o fruto do *passado* (racionalização do campo observacional anterior, "empírico", isto é, experimental e observacional). "*Factos*" constituem o *presente*, condicionado aos meios de observação. *Teorização análise-síntese* fornece a projecção para o *futuro*. E assim repete-se o ciclo.

É prudente não acreditar demasiado em si próprio, em "teoria", evitando extrapolações demasiado grandes com relação à experiência anterior.

No campo das fundações (e de obras civis) porém o ritmo de crescimento e de exigência imposto pela sociedade tem contrariado totalmente a sugestão supra de prudência. Exemplo: cargas de edifícios cresceram aproximadamente:

Ano ±	1948	1953	1956	1958	1962	actual
Carga t ±	500	1200	3300	5270	8700	18000
Edifício			Copan	Itália	Pauliceia	Cemig BH

As tarefas do projecto de fundações (assim como todas as demais da Engenharia Civil) permanecem essencialmente as mesmas que em tempos passados, mas os *níveis de exigência* elevaram-se quase exponencialmente, fazendo com que *tenha mudado o critério condicionante*, o que vale dizer, fazendo com que estejam erradas, actualmente, muitas das mais consagradas recomendações de projecto de há 25 anos.

Ao mesmo tempo cabe salientar que como os avanços tecnológicos irradiam das sociedades mais evoluídas, ocorre uma pressão forte no sentido de se tornar mais e mais *exigentes os critérios de aceitação*. Na importação de avanços

tecnológicos é portanto importante distinguir entre os *meios* (de cálculo, etc.) que é do nosso interesse importar quanto mais modernos e aptos melhor, e as *metas* (decisão) que devemos ter a sabedoria de rechaçar as demasiado exigentes e caras que onerariam as nossas obras num estágio prematuro do nosso desenvolvimento. Indiscutivelmente resulta daí um factor de retardamento do próprio desenvolvimento a que nos propomos. Por exemplo, se um critério de recalque máximo de 2,5 cm e de recalque diferencial específico máximo de 1:300 é citado em publicações inglesas, etc. para evitar fissuramento de acabamento, não há motivo nenhum para que não se aceite, na maioria das nossas obras, critérios muito menos exigentes considerando que os custos de consertos de fissuras podem ser muitíssimo menores do que os custos de projecto e execução de fundação para as evitar: e, nem a Inglaterra nem os E.U. no seu desenvolvimento básico, há 30 ou mais anos (em estágio comparável ao nosso actual) tiveram sequer a possibilidade de onerar as suas obras da época com tais critérios de decisão demasiado rígidos.

Para a discussão geral dos problemas de fundações usaremos como referência básica a fundação directa. A seguir prosseguiremos com a particularização para fundações por tubulões e por estacas.

2 – Rotura em comparação com recalques

O fenómeno carregamento-recalque até à “rotura” é realmente absolutamente contínuo: rotura corresponde ao recalque acentuado e incessante sem aumento de carregamento.

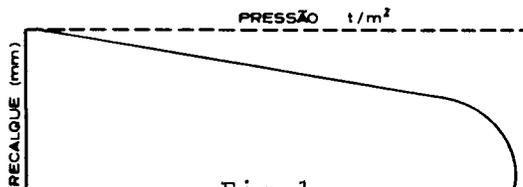


Fig. 1

Na prática, a maioria dos problemas de fundações são problemas de recalques, por causa do nível de exigência relativamente apertado da superestrutura. Mas não devemos esquecer que a *análise liminar*, em separado, da *segurança perante rotura* (rígido-plástica, etc.) é um *pré-requisito*. Os parâmetros críticos condicionantes diferem para cada análise: por exemplo, o carregamento rápido geralmente

é o mais crítico para rotura, enquanto que o lento é o que acentua recalques e portanto é necessário para orientar quanto a estimativas de recalques.

3 – Todas as prescrições para fixação de *pressão admissível* (por exemplo, as de Terzaghi-Peck, 1948, e as de todos os livros posteriores, que não tiveram o conhecimento ou a coragem para divergir de Terzaghi-Peck) actualmente deixam de valer, quer porque não estabeleceram claramente a qual dos critérios se prendem

- $\sigma_{rut} / C.S.$ ou
- σ de recalque admissível

quer porque não fornecem indicações de como ajustar para (1) diferentes solos (2) diferentes portes (carregamentos) de edifícios, e (3) diferentes graus de exigência dos edifícios quanto a recalques e fissuramentos admissíveis.

Quanto a solos: apenas em argilas de baixa plasticidade, o critério condicionante é o de rotura (principalmente perante carregamentos rápidos, ex.: silos, tanques, descimbramento de pontes, etc.): já em argilas de alta plasticidade, os recalques acentuam-se, passando em geral a ser condicionante o critério de recalques admissíveis. Em siltes e areias (solos com valor de Φ significativo) o critério de rotura só pode ser condicionante para sapatas muito pequenas, e em construções de maior porte automaticamente passa a ser condicionante o critério de recalques.

Quanto ao porte dos edifícios – Em todo e qualquer solo o valor de σ_{rut} tende a aumentar com o tamanho da sapata (apenas em argilas “puras” de $\sigma_{rut} = 6c$ o valor no mínimo permanece constante) e portanto o valor de σ_{ad} baseado em $\sigma_{rut}/C.S.$ aumentaria. Enquanto isso, em todos os solos os recalques aumentam, para o mesmo valor de σ , com a dimensão da sapata. Portanto, mesmo que para construções pequenas fosse condicionante o critério de rotura, inescapavelmente com o aumento do tamanho do edifício em algum ponto passará a ser condicionante o critério de recalques inadmissíveis.

Quanto ao grau de exigência, como em geral à medida que os edifícios aumentam de porte os níveis de exigência têm aumentado, o resultado é fazer com que ocorra mais cedo o ponto em que transicionamos de critério de rotura para critério de recalques.

4 – Fundações directas

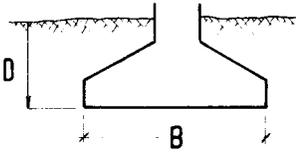
4.1 – Formulário básico teórico

4.1.1 – Para cálculos de rotura temos as fórmulas básicas ditas “didáticas” de Terzaghi $\sigma_{rut} = 6c$ para argilas saturadas, carregamento rápido tal que $s = c$,

$$\varphi = 0^\circ$$

$$\sigma_{rut} = \gamma R (2N_\varphi^2 - 1) \text{ sendo } N_\varphi = (1 + \text{sen}\varphi)/(1 - \text{sen}\varphi)$$

e para o caso de solo genérico, sapata corrida, temos a fórmula de Terzaghi



$$\sigma_{rut} = CN_c + \gamma D N_q + \gamma B N_\gamma$$

para a qual todos os livros fornecem gráficos dos parâmetros N_c , N_q e N_γ variando com φ .

Fig. 2

Cabe lembrar que há uma dezena de anos Krizek (ASCE) publicou trabalho tornando desnecessários os gráficos, pois mostrou por mera correlação numérica, que dentro de precisão melhor do que 5% os valores podem ser escritos como

$$N_c \approx \frac{228 + 4,3 \varphi}{40 - \varphi}$$

$$N_q \approx \frac{40 + 5,0 \varphi}{40 - \varphi} \quad \text{e} \quad N_\gamma \approx \frac{3 \varphi}{40 - \varphi}$$

o valor de φ em graus entrando como número puro. Assim a fórmula genérica de Terzaghi pode ser escrita como

$$\sigma_{rut} \approx \frac{(228 + 4,3 \varphi) C + (40 + 5,0 \varphi) \gamma D + 3 \varphi \gamma B}{40 - \varphi}$$

valendo-se, evidentemente, para $\varphi \leq 35^\circ$

Já demonstramos (State-of-the-art Report “Foundations in clay”, Mello, 7.º Congresso ISSMFE, México 1969) que por enquanto é absurdo dispender muito esforço em discutir fórmulas diversas, mais “aprimoradas” da matemática rígido-plástica, etc., porquanto no fenómeno de σ_{rut} estão realmente em jogo *simultaneamente*, três tipos de φ do solo.

- (a) a forma da superfície de rotura é condicionada pelo φ verdadeiro, portanto φ lento;

- (b) a variação de resistência com a profundidade, ds/dy_z ao longo da superfície de rotura, portanto um ϕ adensado-rápido;
- (c) a variação de resistência com o próprio incremento de pressão, $ds/d\sigma$, portanto um ϕ rápido.

Na prática, geralmente é possível trabalhar bem do lado da segurança adoptando parâmetros de ensaios rápidos, sem comprometer a economia do projecto pois conforme dissemos, o critério de rotura não costuma ser condicionante.

4.1.2 – *Para cálculos de recalques* distinguimos entre:

- recalques directos (os do próprio bulbo de pressão da sapata);
- recalques profundos (os de camada profunda de argila, segundo teoria edométrica de Terzaghi).

Existe uma variante proposta por Skempton-Bjerrum (Geotechnique 1957) mas não encontrou penetração na prática profissional.

Não precisamos de repetir o formulário básico dos recalques edométricos

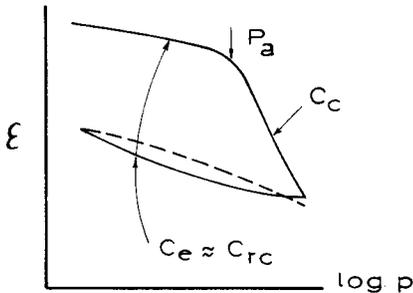
$$\Delta H = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + \varepsilon} H$$

e, no caso de solo normalmente adensado, recalques na recta de compressão virgem

$$\Delta \varepsilon = C_c \log \frac{p + \Delta p}{p}$$

Tem sido difundida uma noção, válida antigamente em primeiro grau de aproximação para carregamentos pequenos, de que *não há recalques* abaixo da pressão de pré-adensamento. Tal noção é hoje obviamente nociva, por não atender a problemas de maiores carregamentos e de níveis de exigência mais apertados.

Cabe lembrar que os Índices de Expansão e de Recompressão em geral correspondem a cerca de 10 a 30% do respectivo Índice de Compressão Virgem, e portanto o recalque no trecho de recompressão (abaixo da pressão de pré-adensamento) pode ser significativo.



Em ensaios de laboratório feitos entre nós tem merecido muito pouca atenção o valor de C_e e C_{rc} comparado com o C_c .

Fig. 3

4.2 – Prescrição de bolso, primeiro grau de aproximação

4.2.1 – Começou com Terzaghi-Peck (1948) a indicação de valores de σ_{ad} para argila plástica saturada na base de $\sigma_{ad} \approx R_c \approx SPT/8 \text{ kg/cm}^2$. Seguiram-se sugestões nossas (São Paulo) que não encontram paralelo em qualquer outro lugar, e que tiveram início com a tentativa de Rui Leme (1953) de correlacionar estatisticamente valores de Índice de Resistência à Penetração com resultados de prova de carga sobre placa. Em resumo podemos dizer que emprega-se na prática profissional inconfessada, essencialmente sem distinção de solo, algo como

$$\sigma_{ad} \approx SPT/5 \quad \text{ou} \quad \sigma_{ad} \approx \sqrt{SPT} - 1 \quad \text{kg/cm}^2$$

as duas prescrições praticamente coincidindo na gama de variação dos dados disponíveis, $4 < SPT < 16$.

Face ao exposto e enfatizado no item 1 precisamos analisar a origem e validade de tais *formulários de bolso* antes de passar a aplica-las inconscientemente e mesmo prejudicialmente em condições que extravazam do campo experimental da qual decorreram.

4.2.2 – SPT mede a resistência, e nada mais, através de equação de trabalho.

Em extenso trabalho (State-of-the-art Report “The Standard Penetration Test”, Mello, IV Congresso Panamericano ISSMFE, Puerto Rico 1971) demonstramos que:

- (a) só tem sentido aproveitável *correlacionar SPT com resistência* e, portanto, no mínimo com (c,S) (coesão, e Sensibilidade) em argila plástica, e com $\sigma \approx \gamma z$ e ϕ em areias cuja resistência é dada por $s = \sigma \tan \phi$. Em solos genéricos é insatisfatória a situação actual pois com *um só* amostrador e a equação respectiva, é impossível solucionar *duas incógnitas*. Interessaria manter *dois* amostradores, estudados e desenvolvidos, em funcionamento paralelo e alternante em todas as sondagens de reconhecimento que na rotina actual só usam SPT.
- (b) em qualquer correlação de $SPT = f(s)$ sendo s a resistência ao cisalhamento (rápida) *in situ*, tanto nas argilas como nas areias, ocorre a interferência, em grau significativo, da profundidade Z , por motivo dos efeitos de Z (e do comprimento de hastes) em *alterar a energia de penetração transmitida ao amostrador*, mesmo quando a energia aplicada no topo é padronizada e constante. Cuidado especial,

portanto, deve ser exercido em casos estranhos aos que serviram para as correlações empíricas intuitivas ou estatísticas: por exemplo, sondagens a partir de flutuante sobre 25 m de água, como o caso da ponte Rio-Niterói.

- (a) assim, observamos que Terzaghi-Peck realmente admitiam que fosse válida, nas argilas saturadas, a correlação $R_c = SPT/8$. Constatamos porém, que em diferentes argilas, dependendo muito da Sensibilidade, autores diversos sugeriram correlações entre $SPT/100 < R_c < SPT/3$.

Indiscutível é portanto a necessidade de se *obter correlação aproximada para cada argila*, enquanto isso usando com prudência e critério as correlações advindas de outras argilas e condições empíricas.

Por exemplo, para a argila de São Paulo, pouco sensível de $7 < SPT < 25$, a profundidades $6 < Z < 12$ m com valores de $0,6 < R_c < 5$ kg/cm², demonstramos estatisticamente que é muito mais realística a correlação $SPT = 9 + 3,378 R_c$

e ainda mais significativa a correlação incluindo Z

$$SPT = 4,82 + 1,79 R_c + 1,81 Z$$

- (d) No caso das areias puras demonstramos que através do valor SPT e de uma noção da pressão de peso de terra actuante na cota da amostra podemos (introduzindo alguma correcção criteriosa pelo Z, segundo o efeito mencionado no item 4.2.2 (a)) estimar um valor de ϕ pois $SPT = f(\sigma, \phi, Z)$. Para tal dedução empregamos os ensaios do U.S. Bureau of Reclamation (1953-1956), corrigindo porém o conceito, erróneo, de que se pudesse deduzir directamente a compacidade relativa $CR = f(SPT, \sigma)$: para situações em que se deseje estimar a CR a partir de SPT, é indispensável primeiro deduzir o ϕ e a seguir, determinando para a areia respectiva a relação $\phi = f(CR)$ que não é genérica mas varia de areia a areia, conclue-se qual será o CR correspondente ao ϕ avaliado.

Nenhum autor chegou a admitir que o σ_{ad} de sapatas em areias (puras) fosse condicionado por σ_{rut}/CS : portanto teremos que apreciar as prescrições de $\sigma_{ad} = f(SPT)$ a partir de deformações.

4.2.3 – Que grau de significância esperar de uma correlação directa entre resistência e compressibilidade?

É evidente que de um modo geral, quanto mais “duro” e “compacto” um solo, simultaneamente ocorrerá ser tanto menos compressível e deformável

assim como tanto mais resistente: isto é, as propriedades de densidade, resistência, e incompressibilidade caminham no mesmo sentido. Mas alguém pretenderia ter sucesso e precisão razoável, para fins de engenharia, em calcular recalques das argilas em função do valor de R_c , ou em função de γ_{nat} ? Pois, não é exactamente análogo o ridículo da pretensão de estimar σ_{ad} das argilas em função de SPT, para todos os casos em que o problema deixe de ser condicionado por rotura e passa a ser condicionado por recalques.

Assim, para todos os casos de argilas em que o σ_a deixa de ser condicionado por rotura para ser condicionado por recalques (argilas de maior LL e edifícios de maior porte) perde sentido por completo o próprio conceito da prescrição generalizada $\sigma_{ad} = f(\text{SPT})$ semelhante à de Terzaghi-Peck.

Ainda podemos raciocinar mais ou menos correctamente como segue:

- (a) Por um lado, sabemos que o módulo de elasticidade de uma argila pura $E \approx nc$. Em geral $25c \leq E \leq 500c$, sendo frequentemente usado, por exemplo, $E \approx 100c$ na argila de Londres.

Assim, para estimativas de “*recalques elásticos*” podemos procurar *correlações individuais em cada argila* para estabelecer o n da relação $E \approx nc$ dentro de faixa de precisão razoável. Lembremos que para uma placa rígida de 1 m de diâmetro $E = 2 \pi K_s = 6 K_s t/m^2$ por cm de recalque sendo K_s o coeficiente de reacção do trecho linear da prova de carga sobre placa.

- (b) Por outro lado, para os recalques não elásticos, o caminho mais razoável actualmente é através da estimativa da pressão de pré-adensamento.

Por exemplo, extraímos $c = f(\text{SPT}, z, S)$ conforme já discutido.

A seguir, estimando ou conhecendo os Limites de Atterberg da argila podemos estimar a pressão de pré-adensamento da argila através de correlação semelhante à de Skempton

$$c/p_a \approx 0,115 + 0,00343 \text{ IP}$$

Também podemos estimar o $C_c \approx 0,009 (LL-10)$, e para o trecho de recompressão devemos estimar

$$C_{rc} \approx (10 \text{ a } 30\%) C_c$$

Para o caso de areias podemos raciocinar que será razoável buscar $\sigma_{ad} = f(\text{SPT})$ mesmo *para o caso condicionado por recalques* pois que na estrutura de contactos unigranulares da areia tanto a resistência como a deformabilidade estão muito mais directamente ligadas ao mesmo fenómeno físico

do contacto grão-a-grão e de deslocamentos “cisalhantes” de um grão em relação a outro. De facto, como a seguir veremos, as recomendações de Terzaghi-Peck para a fixação de $\sigma_{ad} = f(SPT)$ nas areias puras foram declarada e compreensivelmente orientadas em função de problemas de recalques.

4.3 – Correlações para 2.º grau de aproximação, $\sigma_{ad} = f(SPT)$ a partir de provas de carga de placa.

No extenso relatório do Estado-da-Arte sobre Standard Penetration Test já mencionado, tivemos ocasião de salientar que lamentavelmente a *erraticidade* da energia de cravação é máxima nos aproximadamente 5 m superiores da sondagem. Ressalvado este problema, e o problema absurdo da generalização de um solo para outros, teríamos uma via promissora principalmente em areias mas também até certo ponto em argilas desde que particularizadas através de correlações directas de $K_s = f(SPT)$ a partir de provas d. carga.

As prescrições de Terzaghi-Peck para sapatas rasas em areia correspondem realmente a admitir

$$K_s = 1,4 (SPT-3) \text{ t/m}^2 \text{ por cm para } B = 30 \text{ cm}$$

isto é, para placa de 30 x 30 cm. Tratando-se de uma prescrição geral procurou ser indiscutivelmente prudente. Meyerhof sugeriu aumentar em 50%, portanto indicaria $K_s = 2,1 (SPT-3)$.

No Brasil introduziu-se como melhora indiscutível, a prova de carga sobre placa de 0,78 m de diâmetro. Estatísticas várias procuraram correlacionar σ_{ad} e σ_{rut} em função de SPT.

Em primeiro lugar cabe ressaltar que todo o bom Código de interpretação de prova de carga tem que estabelecer dois critérios independentes de fixação de σ_{ad} , um como σ_{rut}/CS , e o outro como um σ de um recalque da placa que permitisse as sapatas terem recalques admissíveis, chamemos de σ_{pad} (σ de ρ admissível). Mesmo admitindo um nível de exigência constante para os edificios, a escolha do valor deste segundo critério depende não só da relação modelo-protótipo para extrapolação dos recalques da placa para os de sapatas, mas também do porte típico dos edificios em discussão pois as dimensões das sapatas dependem da carga do pilar.

Ora, por prudência na fase de pressões inferiores ao σ_{ad} deveríamos procurar acentuar recalques, deixando portanto os carregamentos ser lentos;

mas na segunda metade dos carregamentos que constituem uma prova de carga, pela mesma prudência, agora de minimizar σ_{rut} , deveríamos passar a dar carregamentos rápidos (isto é, passar a uma prova de carga rápida de carregamento continuamente incrementado, até “romper”). Sugere-se assim uma modificação da actual “norma” de prova de carga.

O mais importante, porém, é reconhecer que na importação directa dos critérios numéricos de interpretação de prova de carga sobre placa do Código de Boston, cometeu-se um engano importante, para o lado da segurança. O Código de Boston empregando placa de 30 x 30 cm indicava o recalque correspondente à rotura como 25 mm (cerca de 8% da base) e o recalque admissível (da placa) como 10 mm, correspondente a cerca de 3,3% da base. A nossa prova passou a adoptar os mesmos números, portanto passou a ser bem mais severa quanto a critérios de recalques, admitindo o limite de cerca de 1,2% da base para o recalque admissível, e de cerca de 3,2% para a condição hipotética de rotura. Como a grande maioria das provas de carga publicadas demonstra só se alcançar a rotura aos 10 a 20% de deformação, concluímos que poucas serão as nossas provas de carga que tenham realmente estabelecido o σ_{rut} . Ressalte-se porém que quanto a recalques o coeficiente de maior “severidade” inconscientemente introduzido por nós deve ter tido a sua compensação (comparada com Boston) ao chegarmos a edifícios de cerca de 15 andares, pois a “experiência” que ditou o Código de Boston originou de edifícios de cerca de 6 andares.

Em resumo, precisaríamos rever *in totum* as bases da nossa prova de carga e da interpretação para fixação de pressão admissível de dimensionamento de sapatas.

Quanto a correlações $K_s = f(\text{SPT})$ cabe-nos citar as seguintes: – Em areias argilosas submersas de São Paulo para $3 \leq \text{SPT} \leq 13$ obtivemos, para placa de 0,78 m de diâmetro

$$K_s \approx -24 + 9,2 \text{ SPT} \pm 40\% \quad \text{t/m}^2 \text{ por cm}$$

Para areias puras, placa de 30 x 30 cm, publicações internacionais, obtivemos para

$$10 < \text{SPT} < 30, \quad 40 < K_s < 70 \quad \text{t/m}^2 \text{ por cm.}$$

Em nenhum desses casos há necessidade de se aplicar “correções” de energia para o SPT, pois que as correlações foram para valores SPT a pouca profundidade, imediatamente sob a placa.

É necessário ressaltar a importância que pode ter para tais correlações o facto de serem as areias “pré-adensadas” (o que reduz a compressibilidade

aumentando o K_s sem um aumento correspondente de SPT). As areias argilosas de São Paulo são, muito frequentemente, pré-adensadas, o que se estabelece indiscutivelmente pelas pressões de pré-adensamento de camadas de argila sobrepostas. Muitas das areias da Europa, citadas em publicações, (Berlim, Dinamarca, etc.) também são pré-adensadas pela última glaciação.

Para as argilas de São Paulo, para $5 < \text{SPT} < 20$ obtiveram-se em placa de 0,78 m de diâmetro valores de

$$1,7 \text{ SPT} \leq K_s \leq 5,0 \text{ SPT} \quad \text{t/m}^2 \text{ por cm.}$$

A maior dispersão, que leva a estimativas de recalques que poderão variar na proporção de 1:3 em parte deve-se à qualificação insuficiente (valores LL por exemplo) da argila, e em parte é inescapável por não se poder correlacionar estreitamente um problema de compressibilidade com um de resistência.

4.4 – *Relações modelo-protótipo para extrapolação de recalques de placa para sapata.*

Uma das mais sérias desvantagens que decorre, a médio e longo prazo, da fixação por rotina ou “norma” de uma só dimensão de placa para provas de carga, é a de não se melhorarem e particularizarem os conhecimentos quanto à influência da dimensão da sapata sobre recalques. É esta actualmente uma das grandes lacunas no projecto de fundações.

Por enquanto só dispomos da indicação de recalque proporcional à dimensão de base em argilas puras (e em materiais elásticos homogêneos)

$$\rho_B = (B/0,78) \rho_{0,78}$$

e para as areias puras a indicação de Terzaghi-Peck revista por Bjerrum-Eggestad

$$\rho_B = \alpha \frac{0,78}{2,1} \left(\frac{2B}{B+0,3} \right)^2 \quad \text{sendo} \quad 0,75 \leq \alpha \leq 7,5$$

A grande dispersão assinalada no caso de areias é atribuída à falta de dados mais precisos e numerosos, e à interferência de teores de argila em aumentar recalques por um lado, e ao factor de pré-adensamento das areias por outro.

Nenhuma informação existe para solos genéricos, areias argilosas e argilas arenosas, admitindo-se em geral que o aumento do recalque em função da

dimensão da placa seja maior do que nas areias mas menor do que na argila de proporcionalidade directa.

4.5 – Resistência de ponta R_p do ensaio de penetração estática EPE, e recalques de sapatas em areias.

Um último procedimento, que vem sendo recomendado como o que conduz às melhores estimativas de recalques de sapatas em areias, emprega os valores de R_p do ensaio de cone EPE (deepsounding).

Buisman-De Beer haviam sugerido há quase 25 anos o emprego de R_p para cálculo de recalques em “solos instantaneamente compressíveis”. Demonstra-se que em tais solos o valor de R_p é bem relacionado com o valor de E . Assim, define-se um Coeficiente de Incompressibilidade $C = 1,5 R_p/p_0$

e o recalque é
$$\rho = \int_{z_1}^{z_2} \frac{dz}{C} 2,3 \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

sendo p_0 = pressão efectiva de peso de terra nas cotas. O gráfico de R_p é subdividido em trechos constantes, para cálculo de valores de C de subcamadas de espessuras Δz , e valores de Δp devidos à sapata são calculados por teoria tipo Boussinesq. Basta levar os cálculos até $\Delta p/p_0 \approx 10\%$. Resultados de recalques calculados sempre foram um tanto pessimistas, de modo que alguns autores sugerem corrigir para $C = 2,0 R_p/p_0$.

Mais recentemente Schmertmann (1970) comprovou o conceito de Buisman, e o simplificou admitindo $E = 2 R_p$ e introduzindo directamente o Factor de Influência de Deformação I_z (partindo dos factores de influência de tensões, de Boussinesq). Sugere para I_z uma distribuição triangular partindo de zero à cota de apoio da sapata, aumentando para 0,6 à profundidade de $B/2$ e caindo de novo linearmente para zero à profundidade de $2 B$.

Para cada subcamada de espessura Z e R_p admitido constante (valor médio), obtemos $E = 2 R_p$ e o recalque sob pressão σ unitária $\rho' = (I_z/E) \Delta z$. Assim obtemos a somatória de ρ' e o recalque $\rho = \sigma \Sigma \rho'$.

Sugere-se ainda melhorar a estimativa de recalque introduzindo dois coeficientes de correcção C_1 e C_2 de modo que o recalque final

$$\rho_f = C_1 C_2 \rho$$

$C_1 = 1 - 0,5 (p_0/\Delta p)$ sendo p_0 = pressão efectiva de peso de terra na cota da base, para levar em conta o efeito de profundidade da placa.

$C_2 = 1 + 0,2 \log (t \text{ anos}/0,1)$ para ter em conta um certo efeito de tempo (semelhante à compressão secundária, “compressão secular de Buisman”) que tem sido observado em medidas de recalque.

Como frequentemente não se dispõe de ensaios EPE e valores R_p , uma série de trabalhos tem pretendido estabelecer uma correlação directa $R_p = J (\text{SPT})$. O valor de J mais frequentemente citado é 4, mas tem havido uma tendência de indicar que J varia entre 2,5 para siltes e cerca de 16 para pedregulhos (indicando que a variação seria com o tamanho do grão).

No Relatório do Estado-da-Arte sobre o Standard Penetration Test coube-nos demonstrar tanto teoricamente quanto por correlações estatísticas que é impossível pretender uma correlação linear passando pela origem entre o “trabalho de vencer resistência” representado pelo SPT, e uma pseudo-resistência de ponta representada pelo R_p .

Para as areias médias e grossas de Usiminas (M.G.) obtivemos aproximadamente $R_p \approx 10 \text{ SPT}$ porém houve um significativo efeito de profundidade (tem que haver, por causa do SPT) de modo que para $1 < Z < 20 \text{ m}$ a melhor equação não passa pela origem

$$R_p \approx 54 + 1,71 \text{ SPT}$$

sendo diferentes as equações para cada trecho

$1 < Z < 5 \text{ m}$	$R_p \approx 44 + 0,94 \text{ SPT}$
$6 < Z < 10 \text{ m}$	$R_p \approx 67 + 0,51 \text{ SPT}$
$11 < Z < 15 \text{ m}$	$R_p \approx 94 - 0,35 \text{ SPT}$
$16 < Z < 20 \text{ m}$	$R_p \approx 86 + 0,47 \text{ SPT}$

Parece muito promissor o emprego de R_p para cálculos de recalques, mas advertimos quanto à necessidade de muita cautela no emprego das pseudo-correlações publicadas por autores diversos.

4.5 – Resumo.

Após as prescrições de bolso de 1.º grau de aproximação, dependeríamos de melhores correlações de 2.º grau de aproximação $K_s = f(\text{SPT})$ e mesmo $K_s = f(R_p)$, e de relação de modelo-protótipo para corrigir pelo efeito da dimensão de placa.

Não se encontra apoio efectivo de ensaios de laboratório, mais ou menos sofisticados, na tarefa da prática profissional.

Caberá intensificar a busca por correlações mais precisas e úteis $K_s = f(\text{SPT}, m, n, \dots)$ abandonando as correlações de parâmetros únicos, a favor da introdução criteriosa de outros parâmetros compreensivelmente significativos. Os ensaios de laboratório cabem como apoio indispensável para tal tarefa.

5 – Tubulões.

5.1 – Predominando a *área alargada* de base, e o conceito de descer até apoiar-la em *camada melhor*, no Brasil tem sido corrente adoptar *dimensionamento nominal* admitindo que Atrito lateral \approx zero, e

$$P \text{ pilar} / A \text{ base} \leq \sigma \text{ admissível.}$$

Provas de carga meticulosa sobre protótipos em (a) Argila de Londres e (b) Areias (Vesic, E. U.) mostram tal conceituação errada. Note-se que como fixações de σ_{ad} da base tem sido essencialmente empíricas, tudo corre bem enquanto permanecemos com casos semelhantes: erros e mesmo possíveis catástrofes ocorrem na extrapolação.

Há quem julgue que pelo facto de se estar desprezando o atrito estaremos a favor da segurança. Depende. Pode estar justamente o contrário, e muito, dependendo do raciocínio. Por exemplo, um projectista dimensiona um tubulão de fuste longo e pequena base apoiado com taxa nominal de 5 kg/cm^2 numa argila de 10 golpes SPT: e tudo corre bem, o edifício não dá indicações de recalques, e o projectista julga que a sua base de decisão quanto ao σ_{ad} da base está comprovada. A seguir, passa para um projecto de fuste curto e base de grande diâmetro, usando a mesma taxa nominal de 5 kg/cm^2 em argila de 10 golpes SPT: pode ter recalques acentuados.

5.2 – O problema da somatória de Atrito + Base está no facto de que cada parcela se desenvolve com curva tensão-deformação absolutamente distinta.

Base equivale a placa profunda. Poderá ser avaliada essencialmente análogo à sapata (excluídos os casos em que o terreno de base é prejudicado por processo de escavação inapropriado (ex. abaixo do N.A., sem controle, etc.).

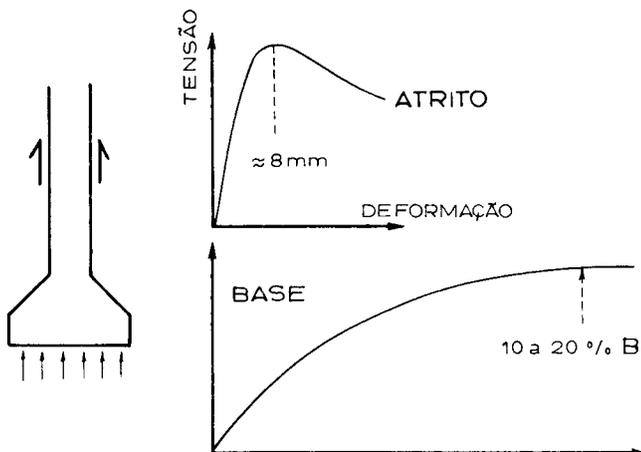


Fig. 4

Atrito lateral depende sempre do processo executivo, que altera as condições dos elementos de solos contíguos: é mais difícil de analisar. Mesmo o factor água-cimento do concreto afecta, amolecendo argila ressecada e/ou bem pré-adensada. Também oferece complicação o facto de serem atravessadas várias camadas diferentes. Serão inteiramente distintas as condições de atrito lateral (no mesmo solo) de tubulões a céu aberto, tubulões de camisa de concreto e tubulões de camisa metálica tipo H W ou Benotto.

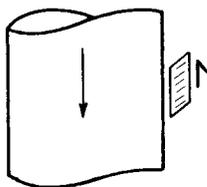


Fig. 5

5.3 - Atrito lateral sempre desenvolve com pequena deformação, 5 a 10 mm, independente do diâmetro do fuste. É muito importante a sua curva tensão-deformação após o pico pois que a grande maioria dos tubulões irão a recalques um tanto maiores.

5.4 - A única indicação publicada sobre σ_{ad} de placa profunda se deve a Terzaghi-Peck, para areias, sugerindo passar a um σ_{ad} do dobro do que seria aplicável sobre a mesma areia, de mesmo SPT, se fosse sapata rasa. Interpretamos portanto que a prescrição corresponde a dizer

$$K_s \approx 4 (SPT - 3) \text{ t/m}^2 \text{ por cm}$$

Na nossa experiência parece que se justificaria subir até $(K_s)_p \approx 3(K_s)_r$ profundo vs. raso, mas não há a menor comprovação da validade de tais intuições.

5.5 – Uns pequenos cálculos elucidarão a importância do problema de atrito lateral e de deformação de base conforme acima discutidos.

Carga limite e carga de trabalho de tubulão é sempre função de *limites de recalques* (superestrutura admite recalques totais e diferenciais muito menores do que o terreno; ex. em estrutura comum, 2 a 3 cm de pilar, e diferencial específico 1:250 entre pilares). Rotura não está em jogo (salvo do Atrito).

Vejam assim consequências errôneas de extrapolação para um caso simples, representativo.

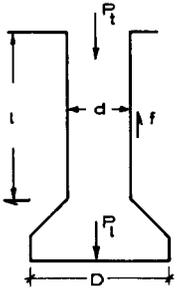
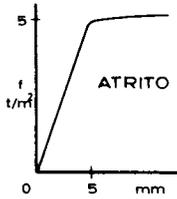


Fig. 6



Admitamos um caso muito simplificado de curvas tensão-deformação elasto-plásticas ideais.

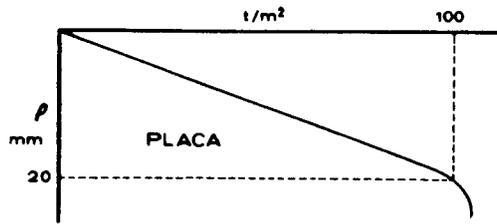


Fig. 7

Admitamos argila homogênea de $f = 5 \text{ t/m}^2$. Admitamos que na argila, para placas de diâmetros diferentes o recalque $\rho \propto D$. Admitamos que recalque seja $> 5 \text{ mm}$ (todo o atrito desenvolvido), e *constante do topo à base do tubulão* (compressão elástica do tubulão desprezível). Para fins de cálculo de recalques da base do pilar o atrito lateral e a reacção da base começam a trabalhar juntos.

(a) Consideremos $P = 500 \text{ t}$ e comprimento do tubulão aumentando de $l = 8 \text{ m}$ para $l = 12 \text{ m}$ e $l = 20 \text{ m}$.

$$\text{Para } \sigma_{\text{conc}} = 50 \text{ Kg/cm}^2 \quad A_f = 1 \text{ m}^2 \quad d \approx 1,10 \text{ m}$$

$$\text{Para } \sigma_{\text{nom}} = 50 \text{ t/m}^2 \quad A_b = 10 \text{ m}^2 \quad D \approx 3,6 \text{ m}$$

$$\text{Atrito desenvolvido } A = 5 (1,10)\pi l = 17,35 l (t)$$

$$A_8 = 139 \text{ t}$$

$$(P_b)_8 = 361 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{real}} = 36,1 \text{ t/m}^2$$

$$\rho_{\text{base}} = \frac{36,1}{100} \times 20 \times \frac{3,6}{0,8} = 32,5 \text{ mm}$$

$$A_{12} = 208 \text{ t}$$

$$(P_b)_{12} = 292 \text{ t}$$

$$29,2 \text{ t/m}^2$$

$$= \frac{29,2}{100} \times 20 \times \frac{3,6}{0,8} = 26,3 \text{ mm}$$

$$A_{20} = 346$$

$$(P_b)_{20} = 154 \text{ t}$$

$$15,4 \text{ t/m}^2$$

$$= \frac{15,4}{100} \times 20 \times \frac{3,6}{0,8} = 13,9 \text{ mm}$$

Admitindo a mesma pressão nominal de projecto (da base), para a mesma carga os recalques tornam-se muito menores com o aumento de comprimento do fuste. Na realidade o efeito é mais acentuado porque mesmo em “argila homogénea” o atrito $f(t/m^2)$ sempre aumenta um tanto com a profundidade. Também a curva tensão-deformação da base é um pouco inclinada:

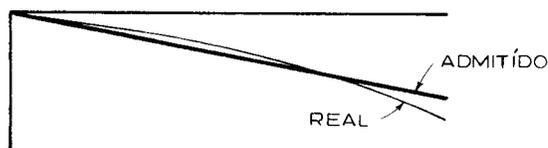


Fig. 8

por outro lado a relação $p \propto D$ é um pouco pessimista porquanto o solo melhora com o aumento da profundidade do bulbo de pressão.

- (b) Vejamos agora para $l = 12$ m, a variação do comportamento com mudança da carga P_t (edifícios maiores).

Consideremos duas outras cargas $P_t = 1500$ t e $P_t = 3000$ t

$P_t = 500$ t	$P_t = 1500$ t	$P_t = 3000$ t
$A_f = 1$ m ²	3 m ²	6 m ²
$d = 1,10$ m	$1,96$ m	$2,77$ m
$A = 208$ t	370 t	520 t
Para σ nom = 50 t/m ²		
$A_b = 10$ m ² $D = 3,6$ m	$A_b = 30$ m ² $D = 6,18$ m	$A_b = 75$ m ² $D = 9,78$ m
$P_b = 292$ t	1130 t	2480 t
σ real = $29,2$ t/m ²	$37,6$ t/m ²	$33,0$ t/m ²
$\rho_b = \frac{29,3}{100} \times 20 \times \frac{3,6}{0,8}$	$\frac{37,6}{100} \times 20 \times \frac{6,18}{0,8}$	$\frac{33,0}{100} \times 20 \times \frac{9,78}{0,8}$
$= 26,3$ mm	$= 58$ mm	$= 93$ mm

6 - Estacas.

Em estacas individuais, ultrapassando de alguns a dezena de milímetros de recalque já se entra praticamente em condição de rotura (especialmente em estaca curta, que se aproxima mais de estaca incompressível). Portanto, por um lado o assunto de recalque não tem sido condicionante, e por outro lado conforme demonstrado por Davis e Poulos, o cálculo de recalque de estacaria presta-se muito bem a cálculos de maciço elástico.

Não podemos reproduzir aqui a série de ábacos desenvolvidos por Davis e Poulos e colaboradores (1968-1973), permitindo estimar recalques de estacas individuais e de grupos de estacas em condições diversas.

O assunto de recalques de estacaria passa a merecer atenção quando se trata de estacas compridas, estacas flutuantes, e grandes grupos de estacas.

Medidas de recalques de edifícios em São Paulo têm indicado que grupos de até 6 estacas chegaram a dar recalques da ordem de 3 a 5 vezes o recalque da estaca unitária.

Vesic sugere para o grupo de estacas em areia a fórmula aproximada

$$\rho_G/\rho_1 = (0,5 \text{ a } 2,0) \sqrt{\bar{B}/B}$$

sendo \bar{B} a distância centro-a-centro das estacas extremas do grupo, e B a largura da estaca unitária.

7 – *Recalques admissíveis.*

7.1 – Consideram-se recalques totais, recalques diferenciais de tombamento ou inclinação, recalques diferenciais específicos (de distorção angular).

7.2 – Critérios distintos – iminência de “rotura” da fundação
 – danos tolerados pela estrutura e arquitectura.

Compreensível que critério para estaca é frequentemente mais severo do que para placa: ex.: em muitas estacas (de atrito, pequeno diâmetro, etc.) 5 mm de recalque pode estar próximo de “rotura”, enquanto placa pode tolerar recalques muito maiores (depende de B) sem qualquer implicação quanto à rotura. Importante notar, porém que pelo mesmo raciocínio *códigos* para provas de cargas sobre estacas devem ser criteriosamente revistos, de *estaca para estaca*.

7.3 – Melhor indicação actual, para distorção angular, é Bjerrum 1963. Citada por todos.

Recalque dif. específico entre	$\left. \begin{array}{l} 1:150 \\ 1:750 \end{array} \right\}$	são os limites citados	$\left\{ \begin{array}{l} \text{início de} \\ \text{dano estrutural.} \\ \\ \text{fundações de} \\ \text{máquinas sensíveis.} \end{array} \right.$
--------------------------------	---	------------------------	--

7.4 – Realmente essas indicações, em emprego por falta de melhores, incluem erro conceitual de não distinguir entre *recalques calculados* (em função dos quais se toma a decisão de projecto) e *recalques observados* que terão provocado fissuras e danos. O problema de decisão é: que magnitude de *distorções calculadas* serão aceitáveis?

Primeiro introduzimos Factor de correcção n entre valores *calculados* e *medidos* para condições absolutamente análogas *escritório : campo*; ex. cálculo de base flexível circular (tanque) $\Delta\rho_1$ correspondeu (por diversos parâmetros de erro etc.) a $n\Delta\rho_1$ observado. O factor n está associado a técnicas de amostragem, de ensaio, de cálculo, etc.

Independentemente, por observações em estruturas diversas (semi-rígidas) estabelecemos a *distorção* $\Delta\rho_2$ correspondente ao início de fissuramento considerado indesejável.

Que relação há entre $n\Delta\rho_1$ e $\Delta\rho_2$?

Depende da rigidez! Obviamente, se a estrutura rachou, ipso-facto ocorreram redistribuições de tensões, de forma que não se pode equacionar $n\Delta\rho_1$ e $\Delta\rho_2$. Se mediante cálculos iterativos pudéssemos redistribuir as cargas aplicadas até que *distorções calculadas* sejam $\Delta\rho_2$ poderíamos estabelecer (em princípio, muito simplificado) um factor λ de “redistribuição por *distorção*” para a estrutura, tal que $n\lambda\Delta\rho_1 = \Delta\rho_2$. Consequentemente, a *decisão de projecto* seria tomada na base do valor estimado $n\lambda\Delta\rho_1$, e o conhecimento de que o limite admissível foi observado como $\Delta\rho_2$.

Observe-se que concomitantemente o recalque máximo calculado P_1 , que seria transformado para $n\rho_1$, pela correcção *escritório-campo*, não seria reduzido a $n\lambda\rho_1$, pela rigidez: em mudar de um caso totalmente flexível para um totalmente rígido o recalque máximo (do centro) reduz para 80% enquanto a *distorção* reduz para zero.

O factor de correcção n depende de erros diversos, cumulativos e/ou compensantes, etc. Em relação ao factor λ , assumindo $n = 1$, obviamente se uma estrutura fissura com *distorções* $\Delta\rho_2$ significa que ela poderia ser projectada para valores $\Delta\rho_1$ (de carga flexível) maiores em cálculo: obviamente $\lambda < 1$.

Não existe informação directa (estrutural-arquitectónica) sobre a ordem de grandeza do factor λ de redistribuição correspondente a estruturas diversas semi-rígidas, na condição máxima de início de fissuramento considerado admissível. Porém, como engenheiros temos que procurar algum indício para atender ao problema enquanto ele não puder ser resolvido melhor. Recorrendo

ao próprio trabalho de Bjerrum notamos terem sido fornecidas duas curvas limite, de comparação de recalques diferenciais $\Delta\rho$ em função dos valores máximos de ρ observados, sendo que uma das curvas é designada como relativa a *estruturas flexíveis*, e a outra relativa a *estruturas rígidas* (isto é, essencialmente rígidas em termos práticos). Comparando as duas curvas concluímos que haja um valor limite essencialmente constante de λ ao redor de 0,6 a 0,66 em toda a gama de recalques observados até 45 cm, o que implicaria na conclusão de que para estruturas “rígidas” as distorções calculadas admissíveis poderiam ser da ordem 1,0/0,66, isto é, da ordem de 1,5 vezes as dos critérios fixados para $\Delta\rho_2$. Lamentavelmente os autores não esclarecem se a curva limite do caso “rígido” corresponde ao limiar de provocação de fissuras. Temporariamente presumimos ser admissível aceitar recalques diferenciais específicos *calculados* da ordem de 50% maiores do que os que se registrou terem provocado os danos que se considerará admissíveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - TERZAGHI-PECK, WILEY, 1948, 1967 - Soil Mechanics in Engineering Practice.
- 2 - KRIZEK, R. J., 1965 - “Approximation for Terzaghi’s bearing Capacity factors”. ASCE Vol. 91, SM 2, p. 1.
- 3 - MELLO, VICTOR F. B., 1969 - “Foundations of buildings in clay”, State-of-the-art Report., 7th ISSMFE Conference, Mexico, Special Volume, p. 49.
- 4 - SKEMPTON, A. W. e BJERRUM, L, 1957 - “A contribution to the settlement analysis of foundations in clay” Geotechnique, Vol. 7, p. 168.
- 5 - LEME, RUY A. S., 1953 - “Previsão estatística da tensão admissível das argilas baseada na resistência à penetração” Anais, Assoc. Bras. Mec. Solos.
- 6 - MELLO, VICTOR F. B., 1971 - “The Standard Penetration Test” State-of-the-Art Report, 4th Panam SMFE Conference, Puerto Rico, Vol. 1, p. 1.
- 7 - GIBBS, H. J. e HOLTZ, W. H., 1957, U. S. Bureau of Reclamation - “Research on determining the density of sands by spoon penetration testing”, 4th ISSMFE Conf., London, Vol. 1, p. 53.
- 8 - BJERRUM, L. e EGGESTAD, A., 1963 - “Interpretation of loading test on sand”, European Conf. SMFE, Wiesbaden Vol. 1, p. 199.
- 9 - SCHMERTMANN, J. H., 1970 - “Static cone to compute static settlement over sand” ASCE Vol. 96, SM 3, p. 1011.
- 10 - Large Bored Piles, Symposium, 1966, London, Institution of Civil Engineers.
- 11 - VESIC, A. S., 1967 - “A study of bearing capacity of deep foundations” Final Report, Georgia Institute of Technology.
- 12 - DAVIS, E. H. e POULOS, B. E. - University of Sydney. Many publications in Geotechnique, appropriately joined in a “Postgraduate course on Analysis and Design of Pile Foundations”, August 1972.