

UMA EXPERIÊNCIA BRASILEIRA EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS – 2.ª PARTE. COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS NA BAIXADA DE SANTOS*

A Brazilian Experience in Pile Foundation 2nd Part – Behaviour of Pile Foundations in Santos Low-Lands

Por
MILTON VARGAS**

RESUMO – Este artigo é uma segunda parte de um trabalho prévio. Inicia-se com um método para interpretação dos resultados de provas de carga em estacas, baseado no estabelecido na 1.ª Parte, sobre a transferência das cargas das estacas ao solo. A este respeito são apresentados, como exemplos, alguns casos de fundações na baixada de Santos, cujo comportamento foi interpretado à vista de provas de carga sobre estacas individuais. Para os mesmos casos são analisadas as capacidades de carga segundo a interpretação proposta por Meyerhof em sua última “Terzaghi Lecture”. Finalmente são analisadas observações de recalques de grupos de estacas cravadas ou moldadas no solo, na Baixada santista.

SYNOPSIS – This paper is a second part of a previous paper. It begins with a method of interpretation of the results of loading tests on piles, based on as already established, in its first part, on the transference of loads from piles to the soil. In this respect some case records of foundation in Santos Low-lands whose behaviour was interpreted in view of loading tests on individual piles, are presented. For the same cases bearing capacity of piles are analysed according the interpretation proposed by Meyerhof in this last “Terzaghi Lecture”. Finally settlement observations of group of piles, driven or molded into the soil in Santos Low-lands.

* Conferência proferida no dia 29 de Novembro de 1977 no LNEC.

A discussão do trabalho está aberta por um período de três meses.

** Professor da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil.

I – INTRODUÇÃO

Na primeira parte do presente trabalho (1) foi apresentada uma teoria das estacas baseada em ideias, investigações e ensaios cujos resultados tinham sido publicados até àquela data. Durante as discussões, que se seguiram à palestra que deu origem à publicação, surgiu a questão de porque não se tinha abordado o problema pelo método dos elementos finitos – que se vem demonstrando eficiente em problemas desse tipo. A resposta foi a de que, sendo o método dos elementos finitos um método de cálculo e não de análise ele não convinha naquele momento, em que se pretendia compreender o fenómeno, mais do que chegar a resultados numéricos de cálculo. Ele é um instrumento de cálculo muito útil, por exemplo, na verificação de hipóteses em confronto com resultados experimentais² mas não serve para fazer compreender, nem mesmo matematicamente, um fenómeno. Em suma não é um método de análise.

Infelizmente a teoria apresentada não foi expressa por uma equação diferencial – requisito fundamental de uma análise matemática – pois, naquela época, não se tinha ainda conseguido fazê-lo. Entretanto, a teoria satisfazia um outro requisito metodológico. Baseava-se em todos os dados experimentais disponíveis e em ideias já comumente aceites sobre o fenómeno. Para que ela se estabeleça, entretanto, como verdadeira deverá passar ainda por um estágio de comprovação. É o da interpretação correcta de dados de observações nas obras práticas de engenharia de fundações por estacas. Uma primeira e imediata aplicação da teoria seria a da interpretação dos resultados de provas de carga sobre estacas feitas na prática corrente.

O desenvolvimento da construção de edificios em Santos, a partir de 1940, assim como nas obras portuárias e uma grande indústria siderúrgica, na Baixada de Santos, ofereceram o ensejo de observação do comportamento de estacas individuais, sujeitas às provas de cargas, e de grupos de estacas cravadas em terreno mole, até hoje não completamente divulgados. Como essas observações são de real valor para a comprovação de teorias e métodos de cálculo, descritas na primeira parte deste trabalho, elas serão a seguir apresentadas, sempre em comparação com a teoria. Vale a pena dizer que essas observações estiveram por muito tempo guardadas em arquivo esperando a oportunidade de serem interpretadas. Só, agora, com a compreensão teórica que se tem do comportamento das estacas, é que podem os seus resultados ser melhor compreendidos.

(1) M. Vargas – “Uma Experiência Brasileira em Fundações por Estacas” – 1.ª Parte – Teoria das Estacas Carregadas Axialmente – Geotecnia n.º23, Lisboa (1978).

II – UMA INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA SOBRE ESTACAS

A figura 1-b mostra um diagrama, obtido experimentalmente, de transferência de carga (carga transferida pelo segmento da estaca superior a uma certa cota, ao segmento da mesma estaca inferior a essa cota) semelhante ao descrito na primeira parte do presente trabalho. Esse diagrama foi obtido numa prova de carga em estaca pré-moldada de concreto cravado em terreno muito semelhante ao da Baixada de Santos (2).

Na mesma figura encontra-se a curva de prova obtida simultaneamente. A secante ao ramo de descompressão da mesma curva permitiria estimar o recalque elástico da estaca em questão em cerca de 7 mm para a carga de 255 t. Esse recalque elástico pode ser calculado, a partir da carga Q_z , transferida ao longo da estaca, na cota z , do segmento superior a essa cota, ao segmento inferior da estaca. Praticamente ele poderá também ser calculado a partir da carga Q_a , de resistência da estaca, por meio de um coeficiente β , pela fórmula:

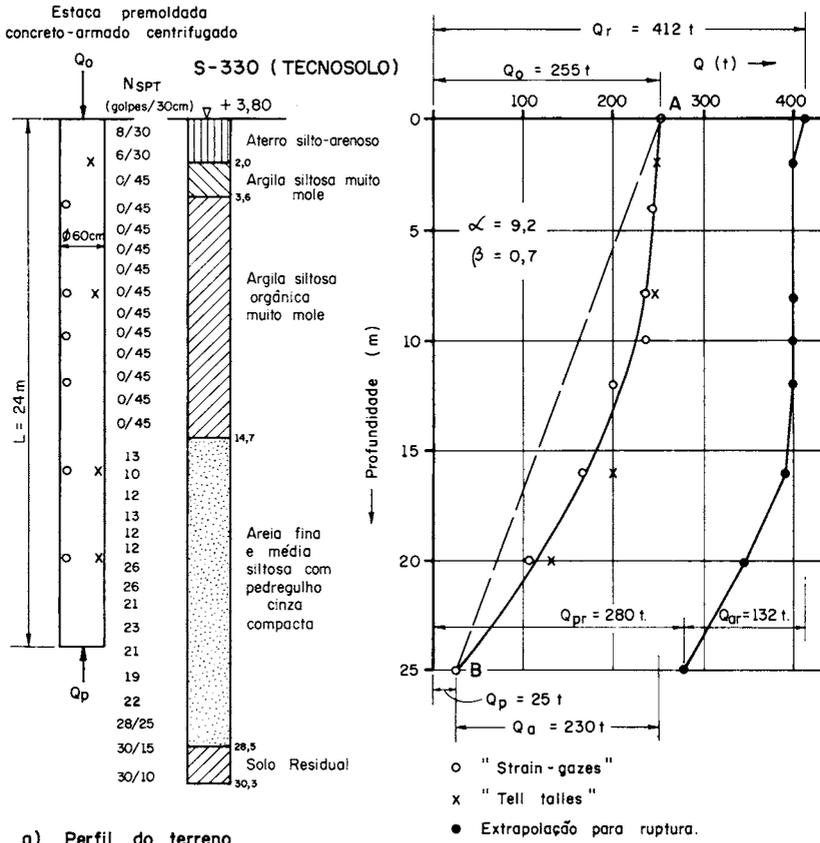
$$\rho_e = \rho_o - \rho_p = \frac{\int_0^L Q_z dz}{A E_e} = \frac{\beta Q_a L}{A E_e} \quad (1)$$

Sendo $\rho_o = 16,4$ mm o recalque total para a carga $Q_o = 255$ t e $\rho_p = 16,4 - 7 = 9,4$ mm, o recalque da ponta da estaca sob a carga de ponta $Q_p = 25$ t. $Q_a = Q_o - Q_p = 230$ t é a carga transmitida ao terreno por resistência lateral ao longo do fuste; $\alpha = \frac{Q_a}{Q_p} = \frac{230}{25} = 9,2$. Na ruptura a carga de ponta é 280 t e a resistência lateral 132 t. Portanto, a pressão limite de ruptura na ponta é $q_1 = 990$ t/m² e a resistência lateral limite $f_1 = 2,9$ t/m².

Correlacionando-se esses valores com as resistências dinâmicas SPT que figuram ao lado do perfil de sondagem da figura 1-a, ter-se-á: q_1 (t/m²) = 50 N e f_1 (t/m²) = 0,36 N; onde N = 20 é a resistência à penetração SPT na zona da ponta e $\bar{N} = 8$, a média das resistências ao longo do fuste da estaca (vide pág. 21 Geotecnia n.º 23).

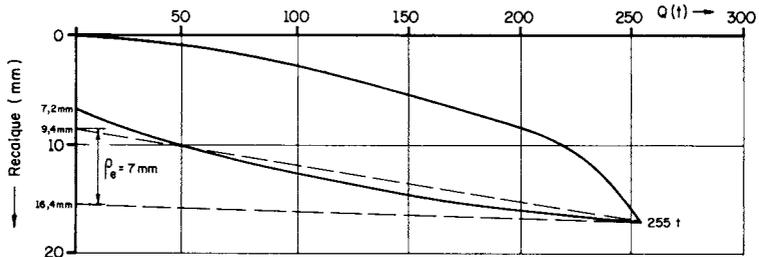
Quando é possível admitir que a transferência de carga da estaca para o terreno ao longo do seu fuste é linear (como a recta pontilhada AB do diagrama de transferência de carga da figura 1) então ter-se-á o seguinte:

(2) O diagrama da figura 1 acima foi gentilmente cedido ao autor pelo Prof. Costa Nunes e corresponde a investigações feitas pela TECNOSOLO na Baixada de Sepetiba, próximo ao Rio de Janeiro.



a) Perfil do terreno

b) Diagrama de transferência de carga



c) Curva carga - recalque

Fig. 1 – Diagrama de Transferência de Carga e Curva Carga Recalque de Estaca Cravada em Terreno Mole (Gentileza: Prof. Costa Nunes)

A área $\int_0^L Q_z dz$ é ABCD, igual a $\beta Q_a L$. Na prática é comum ter-se sempre β entre 0,5 e 1,5.

Na primeira parte deste artigo, propôs-se a seguinte fórmula para o cálculo

$$\rho_o = Q_o \left[\frac{\left(1 + \frac{5A\alpha}{l^2}\right) (1-\mu_s^2)}{2E_{ps} \sqrt{A} (1+\alpha)} + \frac{\alpha\beta L}{(\alpha+1) AE_e} \right]$$

na qual é possível fazerem-se as seguintes simplificações:

- 1.º) Desprezar, como muito pequeno, o termo $\frac{5 A \alpha}{l^2}$
- 2.º) Admitir como linear a transferência de carga para o solo.

$$\text{Então: } \beta Q_a = Q_o - \frac{Q_a}{2} \quad \dots \quad \beta = \frac{1}{\alpha} + \frac{1}{2}$$

- 3.º) Para uma deformação plástica (imediate) $\mu_s = \frac{1}{2}$.

Então a fórmula acima torna-se:

$$\rho_o = \frac{3(Q_o - Q_a)}{8 E_{ps} \sqrt{A}} + \frac{(Q_o - \frac{1}{2} Q_a) L}{A E_e} = \rho_p + \rho_e \quad (9)$$

Note-se que o primeiro termo é o recalque da ponta e o segundo o recalque elástico da estaca. Portanto, estimado o valor do recalque elástico (pela curva da descarga) e conhecido Q_o , o comprimento L da estaca e o módulo de elasticidade do material da mesma, E_e , pode-se calcular a carga distribuída ao longo do seu fuste:

$$Q_a = 2 \left(Q_o - \frac{\rho_e A e_e}{L} \right) \quad (3)$$

No caso da figura 1 acima, um cálculo rápido conduz ao valor $Q_a = 214$ t, o que se aproxima do valor $Q_a = 230$ t obtido na prova. Isto justifica plenamente o método de estimativa de carga de atrito e de ponta a partir de provas de carga, acima descrito. O valor do coeficiente α , obtido por cálculo é $\alpha = \frac{Q_a}{Q_p} = \frac{214}{255-214} = 5,2$ em contraposição ao valor de $\alpha = 9,2$ obtido na prova - o que corresponde ao coeficiente $\beta = 0,69$ calculado, contra $\beta = 0,7$ observado na curva da figura 1-b.

Finalmente, com o recalque da ponta $\rho_p = 9,4$ mm, pode-se tirar o valor do “módulo de deformabilidade” no solo na região da ponta da estaca: E_{ps} , o qual seria, pelo 1.º termo da fórmula (2), 382 kg/cm^2 com $Q_o - Q_p = 25 \text{ t}$.

Note-se que E_{ps} toma aqui o significado de um coeficiente de compressibilidade de um determinado solo na ponta de uma estaca com suas dimensões e forma particulares. Assim não precisa ser entendido exactamente como um módulo de elasticidade mas, como um coeficiente, determinado em provas de carga, que que pode ser utilizado para calcular recalques de estacas semelhantes cravadas em terrenos semelhantes.

III – ESTACAS NA BAIXADA SANTISTA

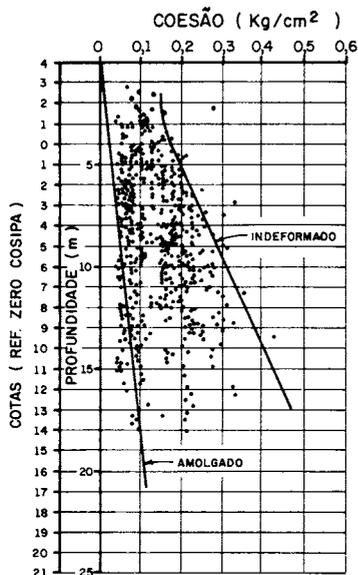
a) *Natureza do Terreno*

A Baixada Santista é constituída por uma sedimentação recente de camadas de argila orgânica mole e areias puras, num enorme anfiteatro formado pela Serra do Mar. Essa deposição é cortada por diversos braços de mar aos quais vêm desaguar alguns rios que descem pela serra – comunicando, portanto, à Baixada um falso aspecto de estuário. As camadas argilosas são de deposição marinha, enquanto que as areias ou são de praias, ou depósitos dos produtos de erosão das encostas da Serra, transportados pelos rios que de lá descem. Ao pé da Serra a espessura dos sedimentos recentes é menor (cerca de 15 m). É de argila orgânica muito mole, depositada sobre uma delgada camada de areia ou pedregulho, a qual repousa sobre solo de alteração de rocha gneissica da formação arqueada da Serra. A meio caminho (cerca de 5 km), entre o pé da Serra e a praia de mar, a espessura dos sedimentos recentes já é de cerca de 40 m, em camadas alternadas de argila orgânica e areia. Ocorre ainda, em sua base, a camada de pedregulho ou areia, sobre o solo de alteração de rocha. Finalmente, junto à praia de Santos, à superfície do terreno há uma espessa camada de areia recobrendo as camadas de argila mole, alternando-se com camadas de areia, até à profundidade da ordem de 100 m. A figura 2 mostra três perfis de sondagens, com medidas da resistência à penetração SPT, nos três locais acima mencionados. Observe-se que, no perfil intermediário, há uma camada de argila anormalmente adensada, entre as cotas 26,7 e 34,2 (resistência

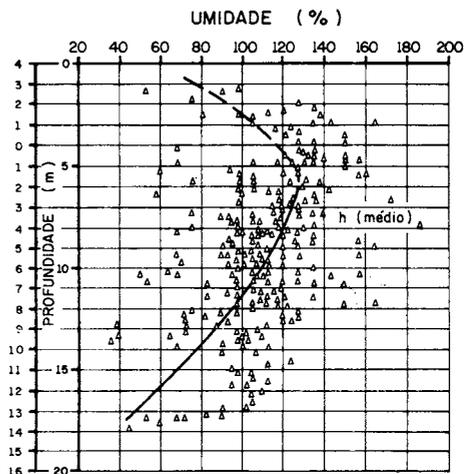
à penetração bem maior que as dos outros perfis). Essa anomalia tem ocorrido na Baixada Santista.

As estacas cravadas nesse terreno são: 1.º) flutuantes (em geral de madeira ou concreto armado), ou parando na camada de argila mole, ou cravadas até uma camada pouco espessa de areia intermediária entre camadas de argila; 2.º) de resistência de pontas, (de madeira ou de concreto armado) cravadas até à camada de pedregulho, a qual repousa sobre o solo de alteração de rocha; 3.º) longas (em geral de aço), atravessando todas as camadas moles e mais o solo de alteração, até à rocha viva.

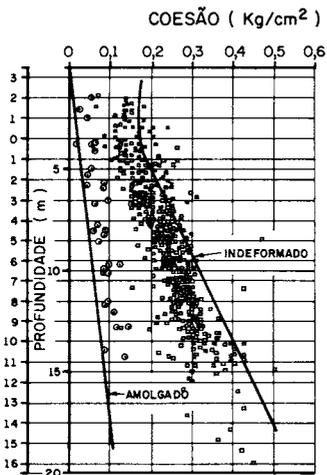
A figura 3 mostra as características geotécnicas da camada mais superficial de argila mole na Baixada de Santos. Pelos gráficos 3-a e 3-b, observe-se que a coesão dessas argilas no estado indeformado cresce de cerca de 0,2 Kg/cm², a 5 m de profundidade, até cerca de 0,4 Kg/cm², a 15 m de profundidade. Em segundo lugar observe-se que a argila é extremamente sensível. Nos ensaios de compressão simples a sua sensibilidade faz com que os valores da coesão se dispersem enormemente, devido ao maior ou menor amolgamento da operação de amostração, por amostradores de paredes finas e pequeno diâmetro. No gráfico 3-b, referente à coesão obtida por ensaio “vane”, cujo perigo de amolgamento é menor, a dispersão é menor e não atinge o limite inferior de completo amolgamento. Entretanto, feito o ensaio “vane”, depois do solo amolgado (com várias rotações de palheta) obtém-se valores da coesão (com solo amolgado) de cerca de 0,05 Kg/cm² a 5 m de profundidade e cerca de 0,1 Kg/cm² a cerca de 15 m de profundidade – o que coincide com os valores mínimos obtidos nos ensaios de compressão simples (os quais evidentemente corresponderão a corpos de prova completamente amolgados pela operação defeituosa de amostração). Conclue-se, assim, que a coesão desse solo depois de amolgado é quatro vezes menor do que a do seu estado indeformado. No gráfico 3-c aparecem as unidades do solo a várias profundidades. Observe-se que em média, essa humidade decresce com a profundidade, excepto nos 5 m da superfície onde há o efeito de ressecamento do solo superficial. Finalmente, o gráfico 3-d mostra a posição no gráfico de plasticidade dos limites de liquidez e índice de plasticidade da argila. Note-se que os limites de liquidez variam de 40 a 140 e os pontos colocam-se acima da linha A, de Casagrande; o que é anormal, tratando-se de uma argila orgânica. Isto mostra que o mineral argila presente deve ser muito activo. Alguns poucos resultados de análise mineralógica indicam a



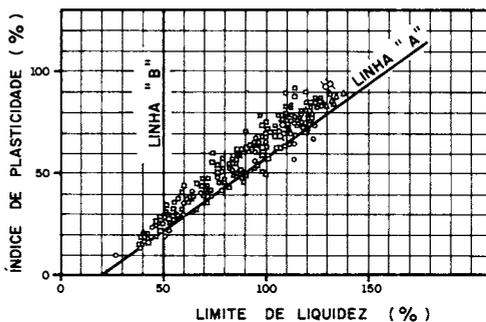
a) RESULTADOS DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES REALIZADOS PELO I.P.T. DE SÃO PAULO (Terreno COSIPA)



c) DETERMINAÇÕES DE UMIDADES REALIZADAS PELO IPT. DE SÃO PAULO (Terreno COSIPA)



b) RESULTADOS DE ENSAIOS "VANE" E "VANE-REMOLDADO", EXECUTADOS PELA SECÇÃO DE FUNDAÇÃO DO I.P.T. DE SÃO PAULO (Terreno COSIPA).



d) GRÁFICO DE PLASTICIDADE DE ARGILA DA BAIXADA

- - ALEMÔA
- △ - COSIPA
- ⊗ - CAIS DOS MARÍTIMOS
- - PRAIA JOSÉ MENINO

Fig. 3 - Características Geotécnicas da Argila Mole da Baixada de Santos.

presença de haloisita. De facto, o índice de actividade (Skempton) – relação entre índice de plasticidade e teor dos grãos de diâmetro inferior a 2μ (argila) – é, na grande maioria das vezes, maior que 1,25, indicando tratar-se de uma argila activa.

As camadas de areia fina, intermediárias entre as de argila, são fofas: resistência à penetração SPT, da ordem de 5 golpes/30 cm. As camadas de areia grossa ou pedregulho de embasamento são de compacidade muito variável com resistências à penetração SPT de 15 até 40 golpes/30 cm ou mais. A areia fina superficial da praia tem compacidade média de (15 golpes/30 cm em média).

b) *Estacas Flutuantes ou Semi-Flutuantes*

Em algumas obras tais como: um trecho do Cais do Macuco, no porto de Santos (vide figura 4), tanques de óleo e obras de menor importância, têm sido empregadas, na Baixada Santista, fundações por estacas com as suas pontas em areia fina, muito acima do terreno firme. A figura 5 mostra cinco curvas carga-recalques de provas de carga sobre estacas de madeira, cravadas no cimbramento para construção do cais do Macuco, e de uma prova sobre estaca de concreto pré-moldada do próprio cais. Algumas dessas estacas tinham as suas pontas em argila mole como, por exemplo, a cujo perfil se vê na figura 6. Essas são localmente chamadas de estacas flutuantes. As cargas aplicadas a tais estacas são resistidas por atrito lateral, uma vez que suas resistências de ponta são pequenas em relação à carga total suportada.

Por outro lado, as cargas de trabalho das estacas foram escolhidas a partir das provas de carga em base de um recalque total de 5 mm (desde que a carga produza, na prova, um recalque de 5 mm sejam no máximo, a metade de carga de ruptura obtida na prova). Portanto, pelo gráfico da figura 5, obteve-se para carga de trabalho 45 t, aproximadamente a metade de carga de ruptura. Observe-se que a carga de ponta Q_p é a mesma, quer com 45 t, quer na carga de ruptura. Isso indica que, já na carga de trabalho, se atingira a carga limite de ponta, cuja baixa pressão $q_1 = 65 \text{ t/m}^2$ justifica a denominação de estaca flutuante.

Por outro lado se esta estaca tem a sua ponta em areia, ter-se-á (segundo Meyerhof) $i_1 = 0,5 = N_q \text{ tg } \Phi$ – o que levaria a um ângulo de atrito interno $\Phi = 25^\circ$ perfeitamente compatível com areia fina fofa como indica o perfil da figura 4.

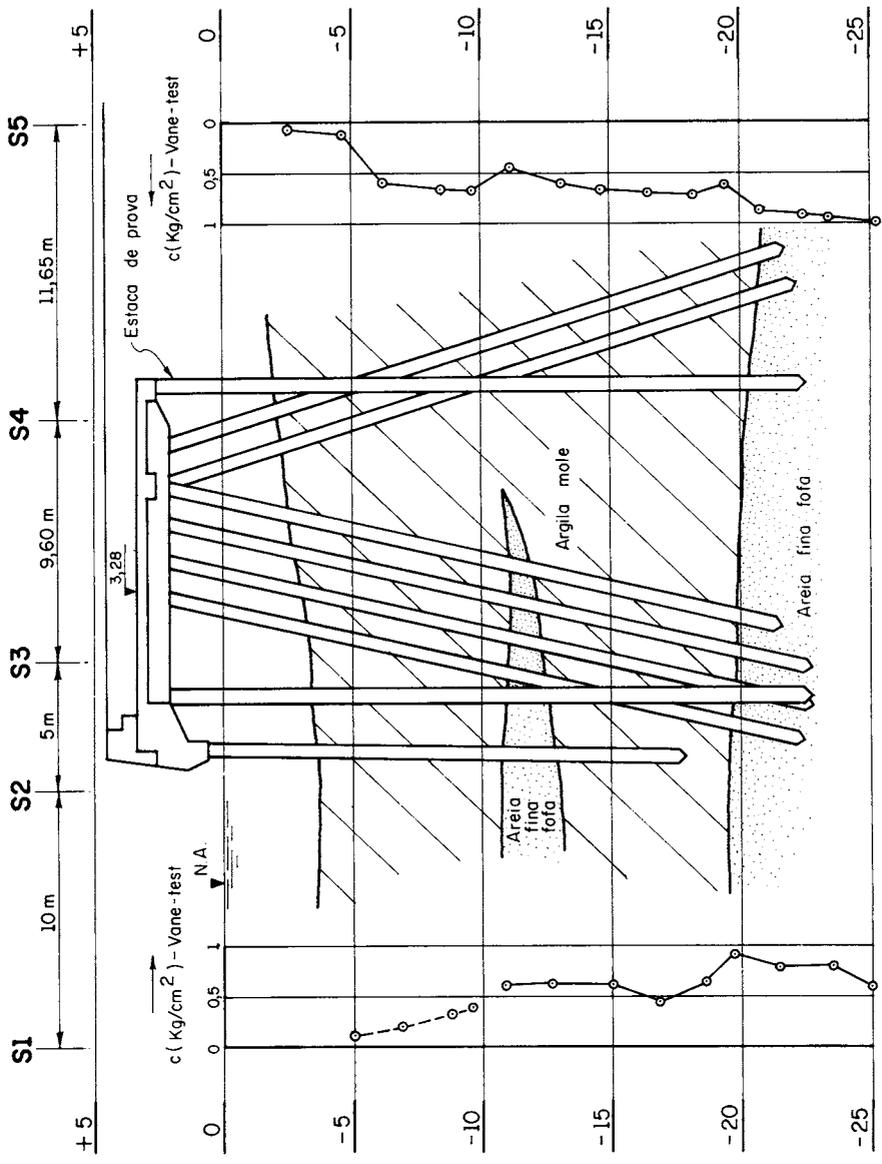


Fig. 4 - Corte do Cais do Macuco (Santos)

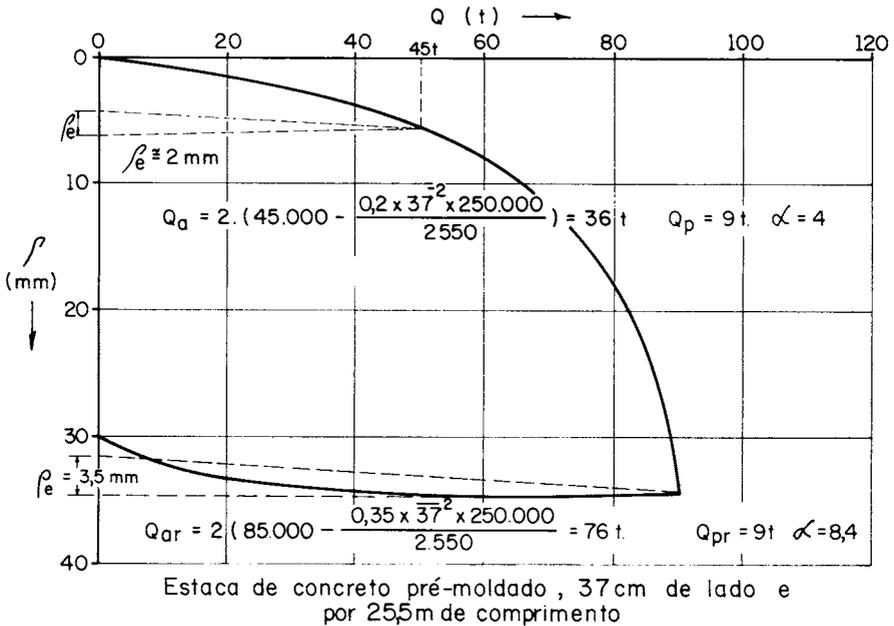
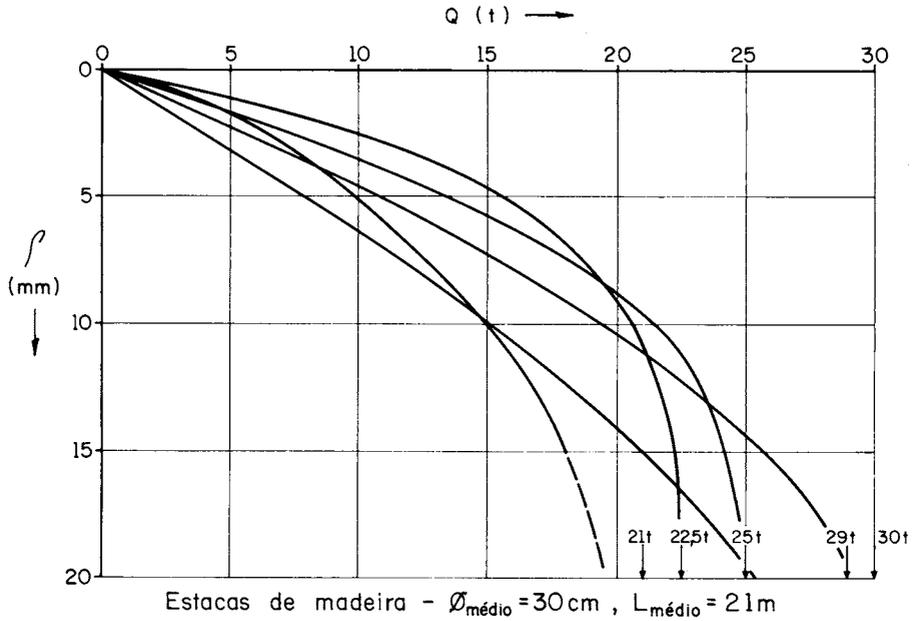


Fig. 5 - Curvas Carga-Recalque de Estacas Cravadas no Cais do Macuco

A figura 6 apresenta resultados de uma prova de carga feita sobre estaca inteiramente cravada em argila. Uma paralela à secante média da curva de descarga, a partir da carga de trabalho, dará o recalque elástico: 2,5 mm da estaca na carga de trabalho. Entretanto, desse deve-se subtrair a compressão elástica da parte da estaca não enterrada. Com um módulo de elasticidade de 250.000 kg/cm², para o concreto armado, ter-se-á $\rho_e = 0,14$ cm. Procedendo-se o cálculo pela fórmula anterior, obtém-se: $Q_a = 32$ t, $Q_p = 7$ t e $\alpha = 4,6$. Na ruptura a carga total será $Q_r = 87,5$ t, a carga de ponta $Q_{pr} = 7$ t, a de resistência lateral $Q_{ar} = 80,5$ t e o coeficiente $\alpha = 11,5$.

Note-se que a carga de ponta mantém-se a mesma o que indica que, já na carga de trabalho atingira-se a pressão limite de ponta $q_1 = 51$ t/m². Portanto, nesse caso, não é possível determinar-se o valor de E_{ps} , pois o limite de proporcionalidade entre carga e recalque de ponta já foi ultrapassado. A resistência lateral limite será: $f_1 = 3,2$ t/m² – valores esses compatíveis com o solo em questão.

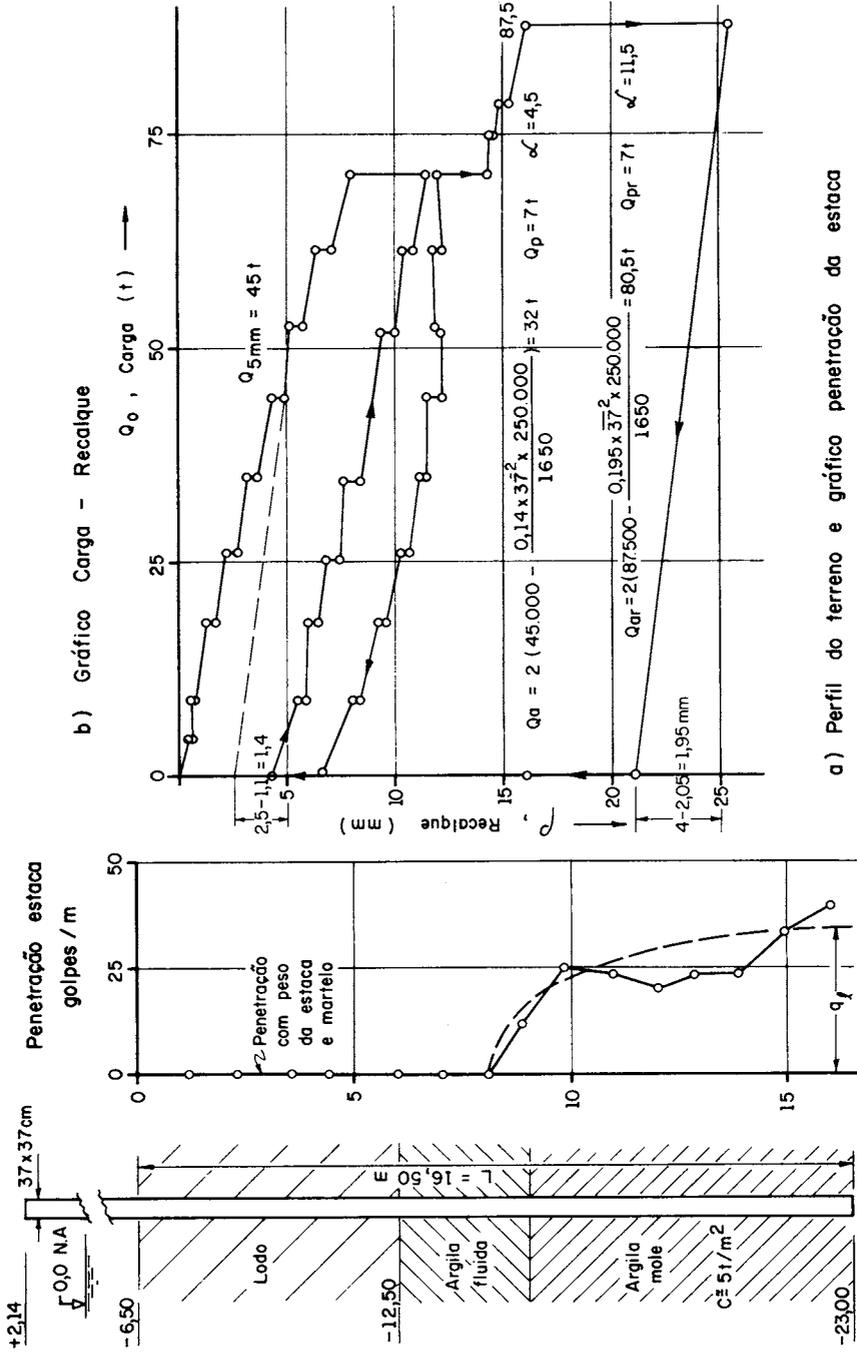
O exame do gráfico de cravação da estaca flutuante da figura 6 mostra que a resistência da estaca, até cerca de 8 m de profundidade, é praticamente nula. Entretanto a partir dessa cota ela cresce, tendendo a atingir, conforme a teoria de Meyerhof, (vide pág. 20, Geotecnia n.º 23), um valor limite q_1 a partir do qual a resistência não mais cresce com a profundidade.

Na falta de uma melhor expressão para a pressão de ponta limite de uma estaca em argila, propomos a seguinte:

$$q_1 = 10c + \gamma L \quad (4)$$

Por essa expressão o valor da coesão c seria da ordem de 0,6 kg/cm² o que é perfeitamente compatível com os valores obtidos nos “vane-tests” da figura 4.

Um outro exemplo típico de uma tal fundação – quase que um modelo reduzido de fundação por estacas em terreno mole – é o de uma pequena Casa de Bombas da Cia. Docas de Santos, na Alemoa, fundada sobre estacas de madeira, abrigando um conjunto motor-bomba, o qual, por sua vez, funda-se num bloco sobre cinco estacas do mesmo tipo. A figura 7 mostra um perfil do terreno de fundação e gráfico carga-recalque obtido numa prova de carga sobre uma das estacas. A carga de ruptura observada foi de 39 t. A carga admissível seria de 20 t. Entretanto, adoptou-se como carga de trabalho dessas estacas, apenas 10 t. O recalque total da estaca na carga de



a) Perfil do terreno e gráfico penetração da estaca

Fig. 6 - Estaca do Cais do Paquetá (Santos)

trabalho foi de 1,3 mm e o seu recalque elástico, para a mesma carga, de 0,65 mm. Portanto, o recalque da ponta teria sido, também, de 0,65 mm. A carga transmitida ao terreno por atrito lateral (admitindo para módulo de elasticidade da madeira 250.000 Kg/cm²), calculada pelo processo anteriormente exposto, seria de 7,4 t. Portanto, a carga de ponta seria 2,6 t. Quase toda a carga aplicada é, portanto, resistida por atrito lateral, com uma resistência média: $f_s = 0,39 \text{ t/m}^2$ muito abaixo do disponível em tal terreno.

Ensaio de cisalhamento directo mostrou, para a areia fina argilosa da região da ponta, um ângulo de atrito interno efectivo de 28° e coesão nula. Adoptando a fórmula de Meyerhof para a pressão limite de ponta (fórmula 24 da página 20 da 1.ª Parte deste trabalho) teríamos para a pressão limite na base da estaca em questão:

$$q_1 = 0,5 N_q \text{ tg } \Phi = 21,3 \text{ Kg/cm}^2 \quad (5)$$

A qual viria a corresponder a uma carga limite de ponta de 6,7 t. Portanto, somente uma terça parte da resistência de ponta disponível foi mobilizada. Assim sendo é possível calcular-se o valor do módulo de compressibilidade do solo na ponta da estaca - o qual, pela fórmula (2), com dados acima, seria: $E_{ps} = 338 \text{ Kg/cm}^2$.

Observando-se o gráfico de penetração desta estaca, que aparece ao lado do perfil do terreno na figura 7, vê-se que até 10 m de profundidade, a resistência atinge um limite que deve corresponder ao atrito lateral na camada de argila. Nas duas camadas de areia subsequentes essa resistência cresce de novo, até atingir um novo limite e, finalmente na última camada de areia nota-se um novo crescimento, onde, o limite de resistência de ponta, acima calculado, não é atingido.

c) *Estacas de Reacção de Ponta*

Estacas, em que se procura uma reacção de ponta predominante, foram cravadas, na Baixada Santista, até uma camada de areia média e grossa compacta, eventualmente com pedregulho que ocorre sobre o substracto de alteração de rocha gneissica, embasamento do terreno. Junto ao pé da Serra do Mar, tal camada encontra-se à pequena profundidade (14 a 16 m) conforme se vê no perfil da figura 2-a. A meia distância entre a Serra e Santos, tal camada já está a uma profundidade de 38 a 45 m (vide perfil da figura 2-b).

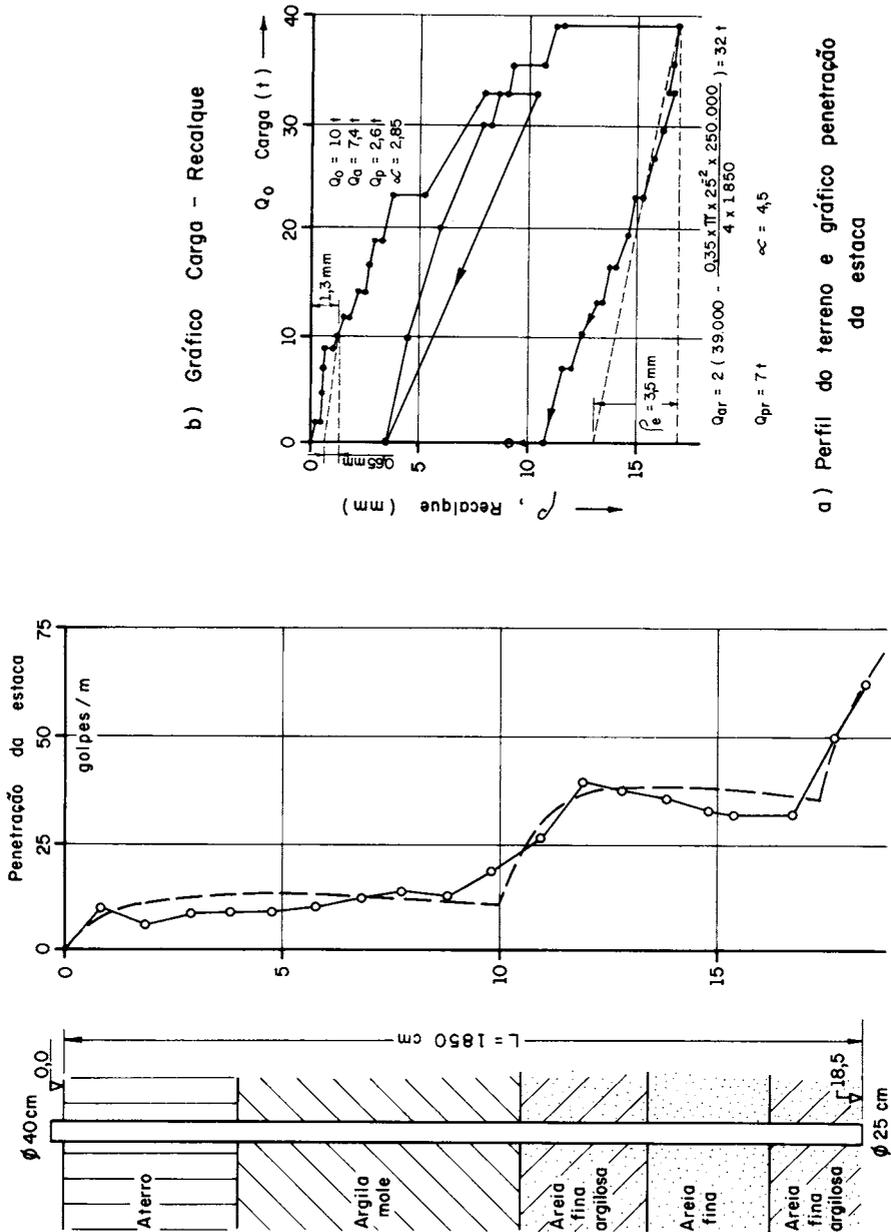


Fig. 7 - Estaca da Casa de Bombas (Aleimôa)

Em Santos, junto ao mar, tal camada firme encontra-se a profundidade inalcançável por estacas. Daí o facto de, até hoje, não se usarem fundações por estacas nos edifícios altos de apartamentos, ao longo da borda marítima, em Santos.

O terreno, onde foi construída a Usina Siderúrgica da COSIPA, em Piaçaguera, vide figura 8, é constituído por 14 m de argila mole orgânica, eventualmente com lentes de areia repousando sobre uma camada firme, de 4 m de espessura, de areia média e grossa compacta, eventualmente com pedregulho. O substrato dessa camada firme é a alteração de rocha gneissíca, de consistência branda endurecendo com a profundidade até chegar à rocha viva, a cerca de 30 m de profundidade. Para os primeiros estudos de fundação da Usina, foram cravadas, neste terreno, sete estacas de prova e sobre elas realizadas provas de carga. Como essas estacas eram de diferentes comprimentos cravados, foi possível estimar-se o gráfico capacidade de carga contra profundidade, de estacas cravadas neste terreno, o qual se encontra na figura 8, ao lado do perfil da sondagem acima mencionada. Este gráfico é semelhante ao proposto por Meyerhof (que se encontra na figura 9 da 1.^a Parte deste artigo). O trecho OA do mesmo, correspondente à camada de argila mole. O valor do coeficiente f_s de carga lateral dessas estacas, foi estimado a partir do resultado de provas de carga sobre uma estaca de concreto, moldada no local, com 49 cm de diâmetro e 14 m de comprimento, cuja ponta apenas assentava sobre a camada firme; portanto, a sua capacidade de carga deve corresponder, quase que somente, à resistência de atrito lateral. Obteve-se, nessa prova $Q_a = 32$ t, correspondendo a $f_s = 1,5$ t/m² de resistência lateral, o que corresponde (conforme se pode ver pelo gráfico da figura 3-b) a cerca da metade da coesão média disponível na camada de argila. Portanto, na fórmula 21 (da 1.^a Parte) onde se lê $f_l = \lambda c_u$, teríamos para o factor de redução da coesão logo após a cravação $\lambda = 0,5$. É possível que essa redução da coesão corresponda a um efeito de amolgamento da argila pela cravação. Observou-se nos casos de grupos densos de estacas que essa redução era tão grande que as estacas eram facilmente deslocáveis lateralmente, pela cravação de estacas adjacentes. Por outro lado, observou-se, também, que as estacas recuperavam capacidade de carga ao correr do tempo, como se a resistência lateral recuperasse o seu valor inicial ou o ultrapassasse.

No segundo trecho do gráfico (AB, vide figura 8) a capacidade de carga cresce, com a profundidade da estaca cravada no terreno firme, tendendo

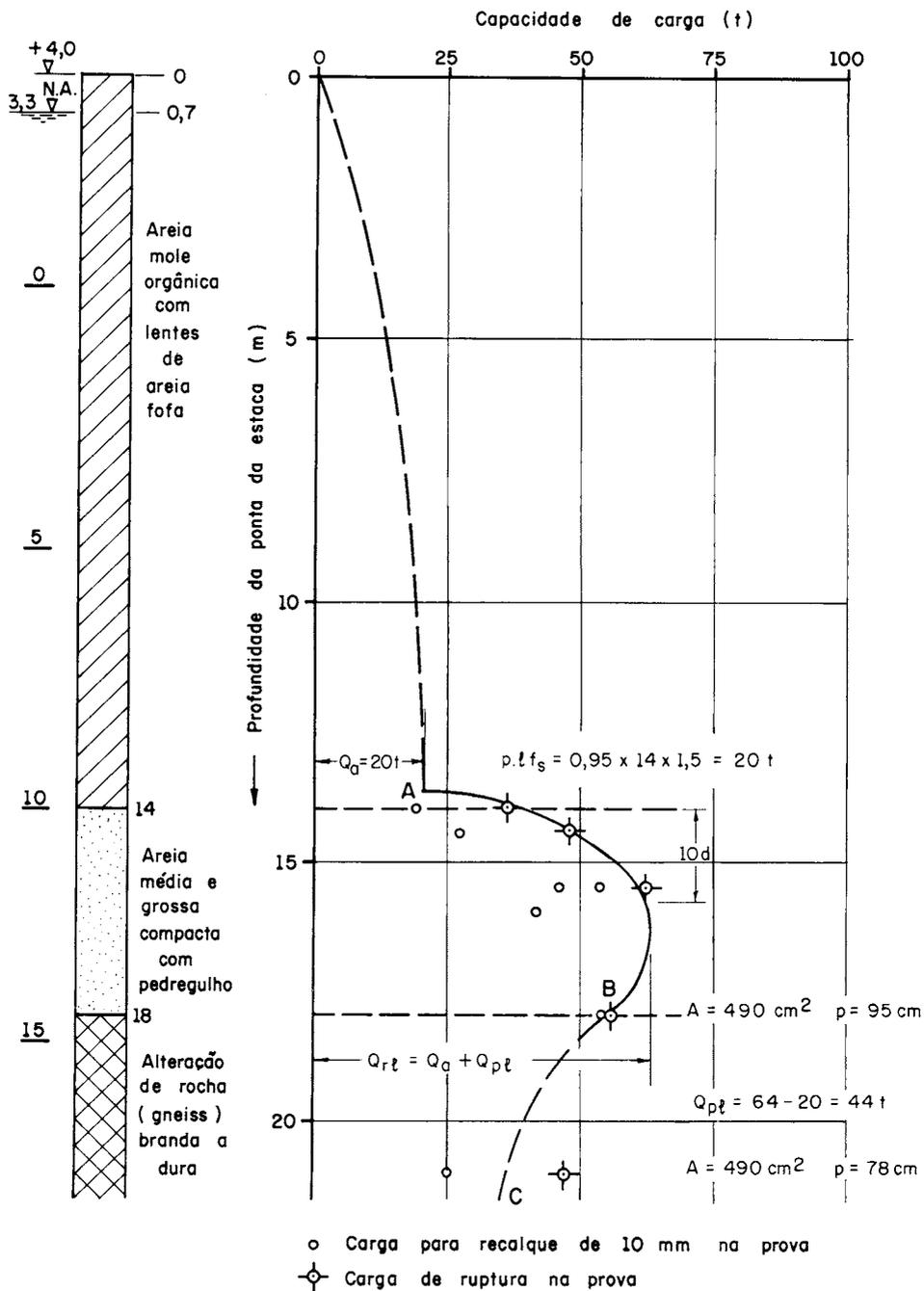
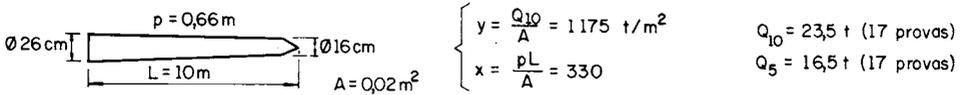
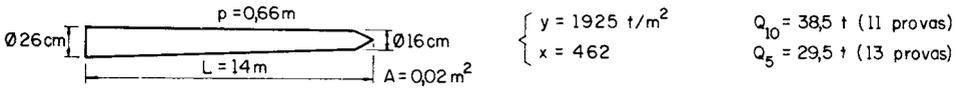


Fig. 8 - Capacidade de Carga de Estacas Cravadas até Terreno Firme

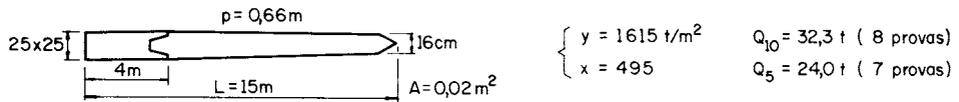
1-ESTACAS DE MADEIRA



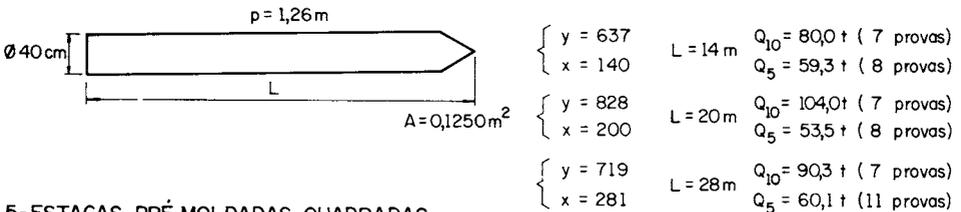
2-ESTACAS DE MADEIRA



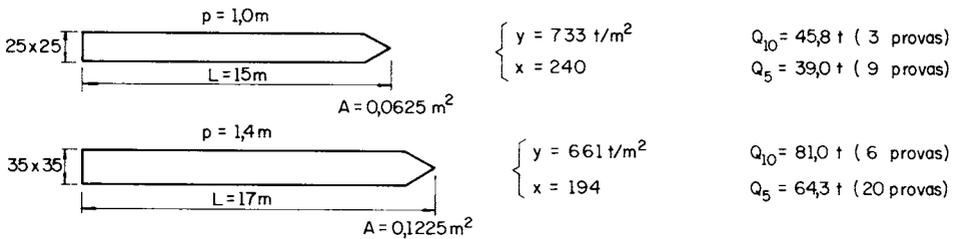
3-ESTACAS MISTAS



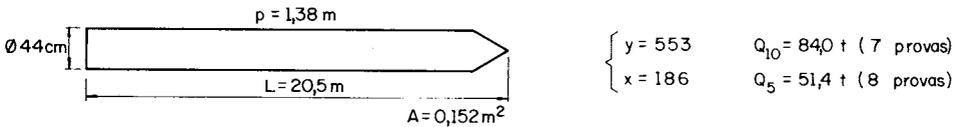
4-ESTACAS PRÉ-MOLDADAS CILÍNDRICAS



5-ESTACAS PRÉ-MOLDADAS QUADRADAS



6-ESTACAS WEST



7-ESTACAS FRANKI

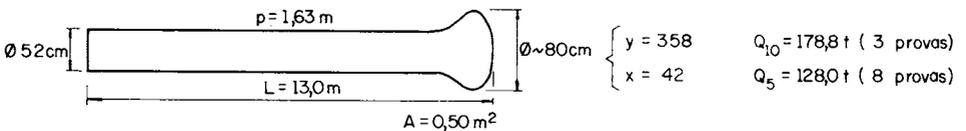


Fig. 9 – Resultados de Provas de Carga em Estacas da COSIPA

a um valor limite e, depois, decresce pela influência da camada inferior, menos resistente, de acordo com a indicada por Meyerhof em sua "Terzaghi Lecture" (3). Uma interpolação, no gráfico da figura 8, dá para o valor limite de capacidade de carga nessa camada, para estacas cilíndricas de diâmetro médio de 30 cm, e comprimento de 17 m, cravados dez diâmetros, na areia compacta o valor de 64 t. Para estacas, com essas dimensões, a resistência lateral foi estimada, em 20 t/m². A capacidade de carga limite de ponta, será portanto (vide figura 8) de 44 t o que dá para a pressão limite de ponta, segundo Meyerhof.

$$q_1 = 0,5 N_q \operatorname{tg} \Phi = \frac{44.000}{490} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

o que conduz ao ângulo de atrito interno $\Phi = 35^\circ$ ($N_q = 260$) o que é perfeitamente compatível com a natureza da camada em questão. Esse cálculo confirma a teoria de Meyerhof, sobre a limitação da capacidade de carga de estacas com a profundidade de cravação.

No gráfico da figura 8 vê-se ainda que a penúltima estaca cravada até 19 m de profundidade já sofre a influência da camada menos compacta de alteração de rocha, existente sob a areia compacta. E a última estaca, com 21 m de comprimento (que atravessou toda a camada compacta e penetrou na alteração de rocha) tem a sua resistência de ponta diminuída para o valor compatível com esse último material. Também isso é previsto na teoria de Meyerhof e aqui confirmado.

Qualquer que seja a secção da estaca, a carga limite dividida pela área da ponta, será sempre (desde que cravada 10d):

$$\frac{Q_{ri}}{A} = \frac{pL}{A} f_1 + q_1 \quad (6)$$

onde p é o perímetro do fuste e L o comprimento da estaca. Portanto, para essas estacas poderia ser prevista a capacidade de carga limite, em toneladas, pela fórmula:

$$\frac{Q_{ri}}{A} = \frac{pL}{A} \cdot 1,5 \text{ t/m}^2 + 900 \text{ t/m}^2 \quad (7)$$

onde p, o perímetro da estaca e L o seu comprimento em metros e A a área da sua ponta em m².

(3) G. G. Meyerhof - "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" - Journal Geot. Div. ASCE - Vol. 102 CT 3, 1076.

Depois dessas investigações foram definidos oito tipos de estacas a serem utilizados nas fundações das várias unidades da COSIPA. A figura 9 mostra esses tipos que são todos estacas de reacção de ponta a serem cravadas em terreno (vide perfil do terreno na figura 2-a), cujas características da camada de argila mole se encontram na figura 3. Na mesma figura 9 aparecem as cargas que, em 110 provas de carga realizadas pelo Instituto de Pesquisas Tecnológico de São Paulo, mostraram recalques de 5 e 10 mm, como médias de um certo número de provas sobre cada tipo de estaca. As cargas de 10 mm de recalques Q_{10} podem ser consideradas como próximas das cargas de ruptura limites, pois somente em 15 dessas provas atingiu-se ruptura franca da estaca.

No gráfico da figura 10 colocam-se em ordenadas os valores de $\frac{Q_{10}}{A}$ e em abscissas os de $\frac{pL}{A}$ correspondendo aos pontos obtidos nas provas cujos resultados aparecem na figura 9. Aos resultados dessas provas foi adicionado mais o de uma estaca ideal sem atrito lateral ($\alpha = 0$) e com resistência de ponta igual a $q_{rl} = \frac{Q_{rl}}{A}$ da areia compacta (900 t/m²). Foi feito também o cálculo da regressão estatística dos valores observados. A curva calculada a partir dos ensaios prévios da figura 8 está acima da curva de regressão estatística dos valores obtidos em provas de carga sobre as estacas realmente utilizadas na obra; mas a diferença entre as duas não é muito grande. Além disso a curva calculada cai dentro do intervalo de confiança de 95% dos valores possíveis. No mesmo gráfico foram colocados pontos correspondentes às cargas de ruptura Q_r observados em 15 das 110 provas, cujas cargas correspondentes a recalques de 10 mm, Q_{10} , foram utilizadas para se obter a recta de regressão da figura 10. A intenção é de simplesmente mostrar que as cargas de ruptura caem dentro dos intervalos de confiança 95%.

Examinemos, agora, a correlação entre capacidade de carga limite e resistência à penetração SPT proposta por Meyerhof, citada na página 21 da 1.ª Parte deste trabalho; isto é:

$$q_1 = \frac{0,4 N \cdot D_b}{B} < 4 N \text{ (kg/cm}^2\text{)} < q_1 \quad (8)$$

$$f_s = \frac{\bar{N}}{50} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (9)$$

sendo N a resistência à penetração SPT, em golpes/30 cm, D_b a profundidade de penetração da ponta da estaca no substrato firme em que está apoiada; B sua largura ou diâmetro; e \bar{N} a média dos N ao longo do fuste da estaca. Teríamos, então, para a capacidade de carga limite, quando a penetração na camada firme fosse, pelos menos, 10 vezes o diâmetro da estaca:

$$\frac{Q_{rl}}{A} = \frac{N}{5} \frac{pL}{A} + 40 \text{ N (t/m}^2\text{)} \quad (10)$$

No caso de Piaçaguera, tanto a resistência à penetração da argila mole, como do substrato de areia e pedregulho compacto são muito imprecisas. Entretanto, se estimar-se a penetração SPT média deste último como $N = 20$ (note-se que as resistências à penetração indicadas ao lado do perfil da figura 2-a são SPT e elas foram obtidas com barrilete amostrador do tipo Terzaghi-Peck), ter-se-á, segundo Meyerhof, $q_1 = 800 \text{ t/m}^2$. A resistência à penetração da argila mole, pode ser tomada entre 0 e 2 golpes/30 cm. Admitindo a média de $N = 1$, ter-se-á para $f_s = 0,2 \text{ t/m}^2$. Portanto, só concordaria muito imprecisamente, com os dados de provas de carga da figura 10.

d) *Estacas de Aço Cravadas até à Rocha*

Um outro tipo de estacas de reacção de ponta empregado na Baixada de Santos é a das estacas de aço, quer sejam de perfis laminados, tubulares ou de trilhos soldados em estrela, cravadas até ao embasamento de rocha gneissíca sã, fracturada ou pouco alterada. A primeira experiência que houve desse tipo de fundação foi o da Ponte da Via Anchieta sobre o rio Casqueiro, construída em 1949/1950. O perfil do terreno nesse local é o que aparece na figura 2-b. Uma estaca cravada para prova de carga, com as mesmas dimensões das da fundação, era constituída por dois perfis laminados I de dez polegadas, soldados longitudinalmente pelas abas, formando um longo prisma aberto nas extremidades, com ponta reforçada por chapa de uma polegada. A figura 11 mostra o gráfico carga-recalque obtido em prova de carga directa sobre essa estaca. Depois da prova de compressão foi feita uma prova de arrancamento cujo gráfico carga-arrancamento se encontrava na mesma figura. Nesse gráfico está também indicada a relação entre a resistência lateral e a de ponta ($\alpha = \frac{Q_a}{Q_p}$) calculada em diferentes estágios

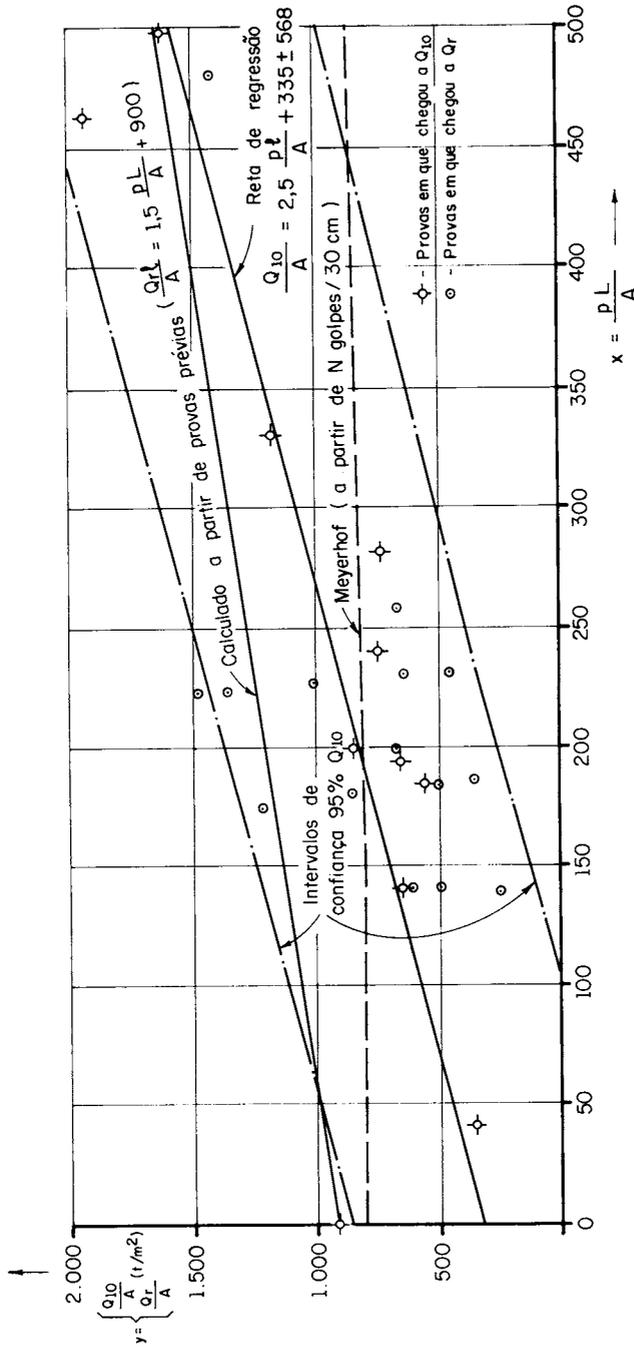


Fig. 10 – Comparação entre Valores Calculados e Observados de Capacidade de Carga de Estacas

da prova. Observe-se que ele se mantém próximo do valor de $\alpha = 1$, até que se inicie a ruptura. Então, rapidamente cresce até ao valor $\alpha = 3$ na ruptura. A resistência lateral máxima foi de 117 t. Admitindo-se a maior parte da estaca na argila, obter-se-á para a resistência lateral unitária, o valor $f_s = 0,36 \text{ kg/cm}^2$. Ao prolongar-se o arrancamento a resistência lateral baixou para 72 t correspondendo a um valor de $f_s = 0,22 \text{ kg/cm}^2$. Ensaio de compressão simples das argilas nesse local mostraram valores crescentes da coesão, crescendo de praticamente zero na superfície a cerca de 1 kg/cm^2 a 34 m de profundidade. Portanto, o valor do coeficiente λ da fórmula $f_l = \lambda c$, será $\lambda = 0,44$.

Por outro lado a resistência de ponta é $Q_p = 152 - 117 = 37 \text{ t}$. Admitindo $q_1 = 90 \text{ kg/cm}^2$) ter-se-á para a área útil da estaca $A = 411 \text{ cm}^2$ - que é cerca de 3 vezes a secção de aço; porém somente $\frac{2}{3}$ da área de projecção dos dois perfis de aço.

Note-se que apesar de cravadas até à rocha, estacas longas, como a em questão, transmitem apenas uma pequena parte da sua carga pelas suas pontas à rocha. A maior parte da carga é transmitida ao solo por resistência lateral.

Os ensaios da estaca em questão foram minuciosamente descritos (4) de forma que eles podem ser tomados como uma verificação experimental do método de interpretação de provas de carga esboçado neste trabalho. Desta forma, para determinar a carga transmitida ao terreno por atrito lateral, na carga de trabalho que foi fixada em 75 t, observamos que no gráfico de carregamento o recalque correspondente é de 0,80 cm. O recalque elástico tirado, pelo processo da paralela a curva de descarga, é de 0,7 cm. Porém, é necessário retirar desse a compressão da parte livre (simplesmente em água) da estaca, cujo comprimento era de 6,5 m. A área A da secção transversal da estaca é de $2 \times 76 \text{ cm}^2$. Logo, essa deformação elástica de 0,55 cm. Portanto o recalque elástico da estaca, com a carga de trabalho Q_o será de 0,55 cm. O módulo de elasticidade do aço é 2.100 t/cm^2 .

A carga de atrito lateral seria assim calculada pela fórmula (3) anteriormente proposta:

$$Q_a = 2 \left(Q_o - \frac{\rho_e A E_e}{L} \right)$$

$$Q_a = 2 \left(75 - \frac{0,55 \times 2 \times 76 \times 2100}{3850 - 650} \right) = 40 \text{ t}$$

(4) A. D. Ferraz Napoles Neto - "Ensaio de Carregamento e Arrancamento de uma Estaca Metálica" - Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos - 1.º Vol., 1958.

o que leva a um coeficiente $\alpha = \frac{40}{75 - 40} = 1,14$. O mesmo cálculo, na carga de ruptura leva a $Q_{ar} = 124$ e $\alpha = 4,4$.

Agora bem, no gráfico de arrancamento, verifica-se que, para o recalque total de 8 mm, correspondente à carga de trabalho, fixada em 75 t, a resistência lateral (de arrancamento) é de 40 t e para a ruptura a resistência lateral limite é de 117 t. Verifica-se assim a justeza do valor calculado a partir de prova de carga, pelo processo anteriormente exposto.

Um segundo caso de utilização de estacas de aço, cravadas até à rocha, é o da ponte sobre o Canal de Bertioiga, na Estrada Piaçaguera-Guarujá. Nesse caso tratam-se de estacas obtidas por três trilhos ferroviários soldados em estrela (vide figura 11). São estacas de 40 m de comprimento, cravadas em

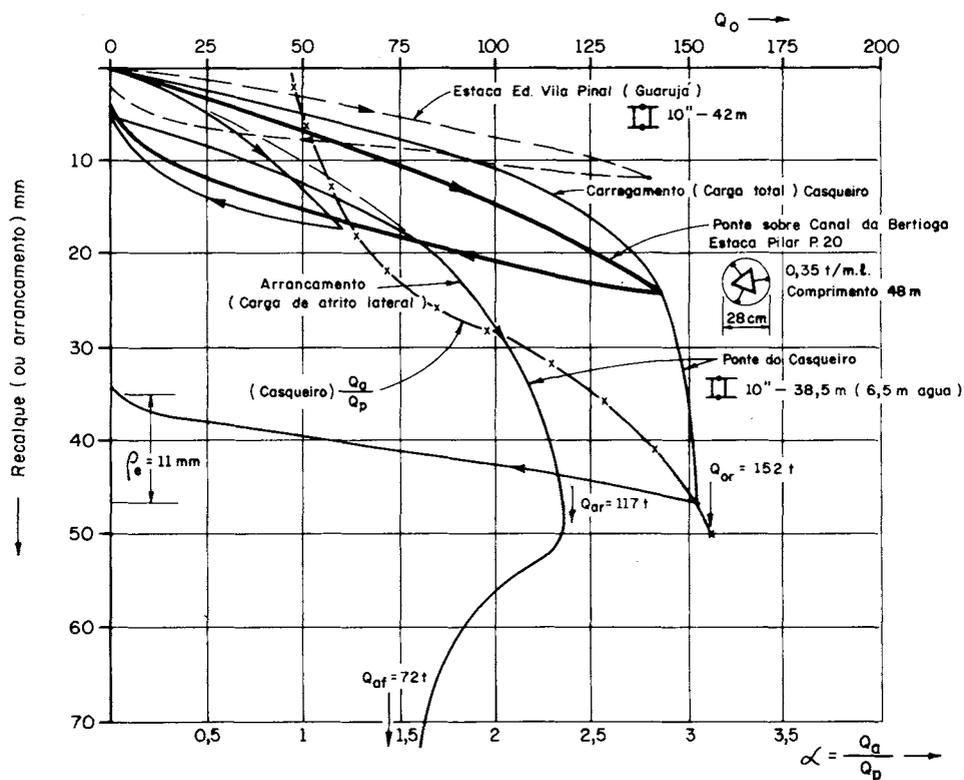


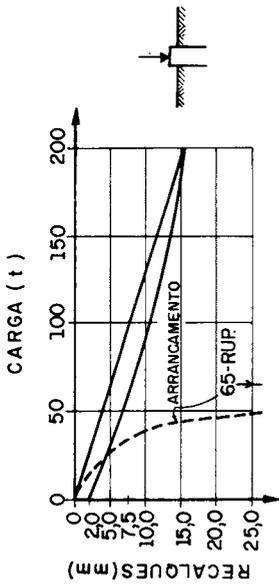
Fig. 11 - Estacas de Aço Cravadas até à Rocha - Gráficos Carga-Recalque

segmentos soldados de topo. As provas de carga feitas sobre tais estacas mostraram recalques semelhantes aos das estacas acima mencionadas; isto é, cerca de 10 mm para a carga de trabalho: 75 t e um pouco mais de 15 mm para 1,5 vezes a carga de trabalho. A figura 11 mostra o gráfico carga-recalque obtido numa dessas provas. Nesse mesmo gráfico está indicado o resultado de uma prova de carga sobre estacas de aço das fundações de um edifício em Guaruja, semelhantes às usadas na ponte do Casqueiro, com 46 m de comprimento atravessando 14 m de areia e cerca de 22 m de argila mole. A carga de trabalho escolhida foi de 80 t. Para a carga de trabalho, na prova obteve-se um recalque de 6 mm e para 1,5 vezes a carga de trabalho, 9 mm.

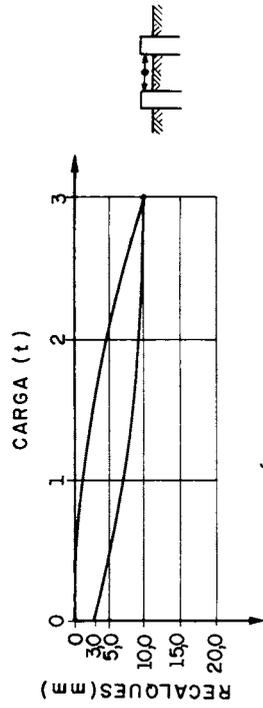
O emprego intensivo de estacas de aço, cravadas até ao substrato rochoso inferior às camadas moles, foi feito nas fundações da expansão da Usina Siderúrgica da COSIPA. No primeiro estágio de construção dessa Usina tinham sido empregadas cerca de 140.000 estacas de madeira, pré-moldadas de concreto armado ou moldadas no solo, dos tipos West ou Franki, que aparecem na figura 9, e descritas anteriormente.

Entretanto, nos estágios posteriores de expansão não foi mais possível utilizarem-se essas estacas, pois verificou-se que elas provocavam grandes deslocamentos do terreno por duas razões: 1.º) como suas cargas admissíveis eram pequenas, resultavam estacas muito próximas e, portanto, a relação entre volume da estaca e volume total do terreno de fundação era exagerada, disso resultando deslocamento de estacas já cravadas; 2.º) remoldavam excessivamente a argila mole, fazendo perder resistência lateral. Disso resultava que as estacas durante a cravação sofriam fáceis deslocamentos laterais, saindo mesmo das posições em que eram locadas. Em segundo lugar a argila remoldada, tendia, durante o primeiro ano após a cravação, reconsolidar; resultando disso o efeito de atrito negativo que provocava recalques de fundações já concluídas. Como não se poderia mais tolerar deslocamentos do terreno em áreas adjacentes às unidades da Usina em operação, e nem recalques adicionais, optou-se pelo uso de estacas de aço – as quais: 1) deslocaram o mínimo de terreno durante a cravação; 2) as suas cargas admissíveis sendo grandes, levavam a afastamentos entre estacas muito maiores que os anteriores e, portanto, remoldavam o mínimo a argila, evitando atrito negativo, por reconsolidação.

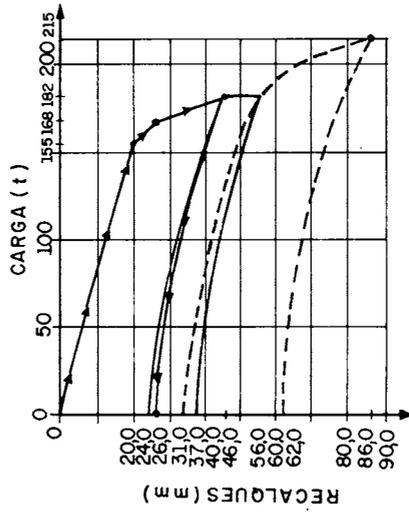
A figura 12-a mostra a curva carga-recalque obtida em prova sobre estaca de aço perfil H de 12" ($a = 140 \text{ cm}^2$ e $p = 121 \text{ cm}$) com 30 m de comprimento.



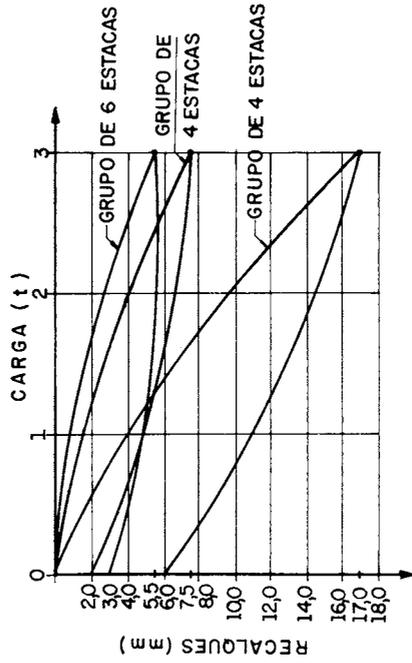
a) CURVA MÉDIA DE PROVAS DE CARGA VERTICAL SOBRE ESTACAS DE AÇO "H" CRAVADAS ATÉ A ROCHA.



c) CURVA MÉDIA DE PROVA DE CARGAS HORIZONTAIS SOBRE GRUPOS DE 2 ESTACAS CRAVADAS ATÉ A ROCHA.



b) CURVA DA PROVA VERTICAL DE CARGA Nº14 SOBRE UMA ESTACA H DE AÇO CRAVADA ATÉ A ROCHA



d) CURVAS MÉDIAS DE 2 ENSAIO DE CARGA HORIZONTAL SOBRE 2 GRUPOS DE ESTACAS RESPECTIVAMENTE DE 6 E 4 ESTACAS "H" CRAVADAS ATÉ A ROCHA.

A carga de trabalho adoptada foi de 100 t correspondendo a 8,0 mm de recalque total. Pela curva de arrancamento pode-se observar que a resistência lateral mobilizada é de cerca de 35 t, correspondendo o factor $\alpha = \frac{35}{65} = 0,53$.

Como a rocha é praticamente incompressível o recalque é todo devido à compressão elástica da estaca. Pela fórmula (3) (admitindo-se para o módulo de elasticidade do aço das estacas $E_e = 2.100 \text{ t/cm}^2$) como $Q_o = 100 \text{ t}$, obtém-se uma resistência de atrito lateral Q_a , sob a carga de trabalho, de 44 t. Maior do que a resistência limite observada no ensaio de arrancamento, porém não muito diferente dessa.

O atrito lateral unitário na ruptura seria $f_s = \frac{65}{1,21 \times 30} = 1,7 \text{ t/m}^2$ o que concorda inteiramente com o valor anteriormente obtido nas estacas de concreto e madeira.

A figura 12-b mostra que, na prova ali referida, há uma ruptura com carga da ordem de 170 t. Essa seria uma ruptura incipiente na zona da ponta da estaca ou um amassamento do aço na ponta. No mais ela confirma os resultados da prova anterior.

Foi decidido que, nas obras de expansão da COSIPA, não se utilizariam estacas inclinadas. Assim foi necessário estabelecer-se um critério para determinação da máxima carga lateral que uma estaca de aço, cravada verticalmente, poderia suportar. A figura 12-c mostra o resultado de uma prova de carga horizontal sobre uma dessas estacas. Para verificar o efeito de grupos de estacas nessa carga lateral admissível foram ainda realizadas provas de esforços laterais em grupos de 4 e 6 estacas cujos resultados aparecem na figura 12-d. Admitindo um deslocamento lateral de até 1 cm, chegou-se à conclusão que era admissível uma carga lateral de até 2 t por estaca. Como isso era satisfeito pelo projecto estrutural, confirmou-se a decisão de só se cravarem estacas verticais.

e) *Recalques de Grupos de Estacas*

O problema prático seguinte – o do cálculo de uma fundação por estacas, depois da fixação da carga de trabalho de cada estaca, a partir de provas de carga – será o de estimar o recalque do grupo de estacas formado pela fundação. O primeiro que pesquisou esta questão foi Skempton que apresentou, em 1953, numa Conferência, em Paris, sobre fundações por estacas, a sua

célebre curva que estabelece a correlação entre a relação recalque da fundação sobre recalque de uma estaca de prova, em função da largura B da fundação. Nessa curva, para uma largura da área estaqueada de mais de 20 m, o recalque da fundação seria de 12 vezes o recalque observado na prova de carga, para a mesma carga por estaca. De uma largura mínima até 20 m de largura da fundação o recalque cresceria segundo uma curva aproximadamente parabólica.

Conforme foi descrito na 1.^a Parte deste artigo (n.º 23 da Geotecnia) H. G. Poulos (5) desenvolveu uma teoria pela qual é possível calcularem-se os recalques de um grupo de duas estacas cilíndricas incompressíveis, semelhantes de diâmetro d, espaçadas de s e comprimento L, cravadas num semi-espaço, elástico, com “módulos de deformabilidade” E. Chame-se à estaca inicial de estaca 1 e à segunda de estaca 2. Como é possível, de forma semelhante, calcular-se o recalque da estaca isolada desse grupo, calcular-se-á também o coeficiente α_2 entre o acréscimo de recalque, $\rho_g - \rho_o$ da primeira estaca devido à segunda, e o recalque da estaca isolada ρ_o . Se se tratar de N estacas, será possível calcularem-se as relações α_j de cada uma das estacas do grupo em relação à primeira. Então ter-se-á:

$$\frac{\rho_g}{\rho_o} = 1 + \sum_{j=2}^N \bar{\alpha}_j \quad (11)$$

A figura 12 da mencionada 1.^a Parte deste artigo mostra os resultados de um cálculo feito a partir dessa teoria. Na figura 13, deste trabalho, está reproduzida esta figura, tendo sido nela inseridas as relações $\frac{\rho_g}{\rho_o}$ observadas, nos cantos de várias fundações por estacas na COSIPA, em função do número de estacas (distantes de 3 diâmetros) de cada fila. No desenho deste artigo, para melhor compreensão, foram rectificadas as designações colunas dos grupos, por filas e número de estacas, do desenho do artigo anterior. No gráfico a curva de variação da relação $\frac{\rho_g}{\rho_o}$, em função do número de estacas de cada fila, para grupos de 12 filas de estacas, corresponde a curva 1. Da mesma forma, as outras curvas correspondem aos outros grupos

(5) H. G. Poulos - “Analysis of Settlement of Pile Groups” - Geotechnique 18, 449-471 - Londres, 1968.

A curva 5 corresponde a uma única fila e a variável é o número de estacas dessa fila. Para fins comparativos foram traçados nesse mesmo gráfico duas curvas que correspondem à curva de Skempton, substituindo-se a largura B da área estaqueada pelo número de estacas, supondo-se um espaçamento entre elas, respectivamente de 3 e 1,5 m. Observe-se, pelo gráfico da figura 13, que a curva de Skempton, corresponde somente a uma certa disposição das estacas e tamanho da área estaqueada. Para disposições diferentes, como por exemplo: estacas alinhadas, ou grupos muito grandes de estacas, a dispersão dos valores $\frac{\rho_g}{\rho_o}$, em torno daquela curva é muito grande. A figura 13 mostra ainda os valores dessa relação observados na COSIPA em vários dos seus edifícios. O primeiro deles é o dos Fornos Poços, fundado sobre uma placa flexível de concreto armado sobre 6.773 estacas de madeira, formando 39 filas de 173 estacas cada uma. A relação entre o recalque médio dos cantos desta placa estaqueada, em relação ao recalque observado em provas de carga, sob a mesma carga de trabalho foi $\frac{\rho_g}{\rho_o} = 25$ (corresponderia no gráfico a $n = 173$ estacas, o que sai fora da escala, por isso está apenas indicado por seta). O segundo exemplo é o do Edifício de Laminação. É um edifício muito grande, com aproximadamente 50 m de largura por cerca de 200 m de comprimento. A fundação da estrutura é sobre estacas de concreto armado, sob blocos isolados. Cada bloco tinha 16 estacas. Sob um ponto de vista amplo, podia-se admitir a fundação como constituída por 8 grupos de quatro filas de 252 estacas cada. Esses grupos corresponderiam as fundações de 8 linhas de colunas espaçadas entre si de cerca de 7 m – portanto podendo ser consideradas como independentes. O piso entre elas era uma placa sob aterro de areia. A relação $\frac{\rho_g}{\rho_o} = 16$.

O edifício de Aciaria é uma placa de concreto armado de cerca de 98 m de largura por 144 m de comprimento sobre 6.554 estacas de concreto protendido, para carga de trabalho de 50 t. O recalque nos cantos foi de cerca de 30 mm e o recalque nas provas de cerca de 5 mm; portanto $\frac{\rho_g}{\rho_o} = 6$. O edifício da Coqueria era fundado sobre uma placa de concreto armado sobre 11 filas de 58 estacas para 50 t cada uma, como carga de trabalho. O recalque médio nas bordas foi de 50 mm e nas provas de carga o recalque médio, na carga de trabalho foi de 4 mm; portanto $\frac{\rho_g}{\rho_o} = 12,5$. Observe-se que a posição desses pontos no gráfico da figura 13 não estão de maneira alguma concordantes com o que se poderia esperar das curvas calculadas.

- A - Fornos Popas - (39 filas / 173 estacas)
 - B - Bombas - Alemoa - (Grupo 5 estacas)
 - C - Laminado - (4 filas / 25,2 estacas)
 - D - Coqueria - (11 filas / 52 estacas)
 - E - Aciaria - (66 filas / 100 estacas)
 - F - B. Tiêje - (2 filas / 2 estacas)
 - G - Tanques Alemoa - (156 estacas)
- Área \varnothing 30 m

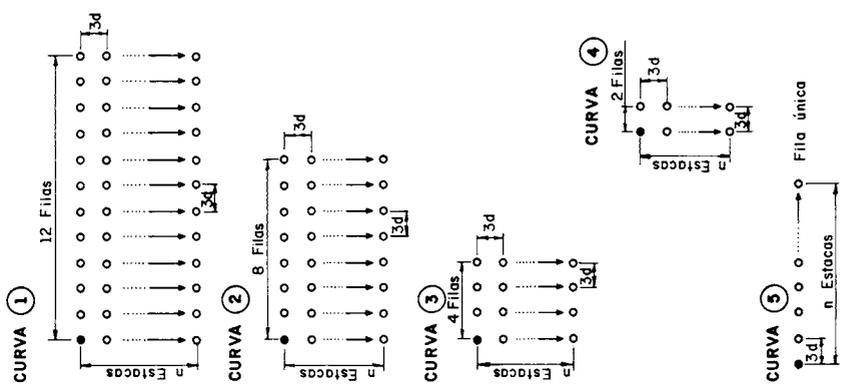
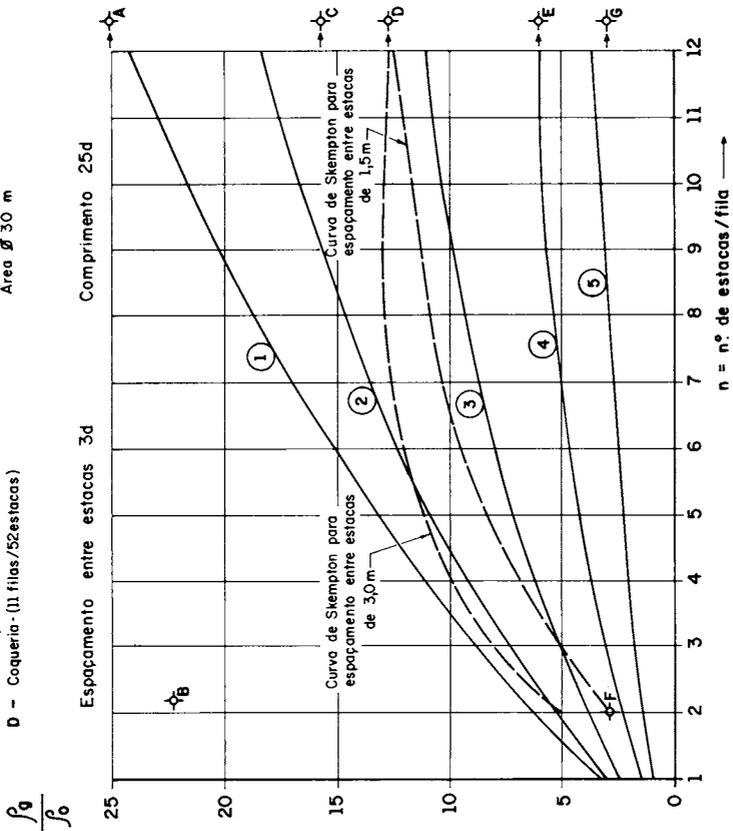


Fig. 13 - Relação $\frac{\rho_g}{\rho_0}$ de um Grupo de Estacas em Filas

No caso da fundação de grupo de bombas da Alemôa – cujo perfil do terreno, gráfico da cravação de estacas e de prova de carga aparecem na figura 7 – o recalque imediato, após uma semana de carregado com cerca de 50 t, do grupo de cinco estacas, foi de 27 mm. O recalque na prova de carga para 10 t (carga de trabalho das estacas, foi de 1,2 mm. Então: $\frac{\rho_g}{\rho_o} = 22,5$. Verifique-se no gráfico da figura 12 que esses recalques não coincidem de maneira alguma com os calculados. Entretanto, o recalque do grupo continuou crescendo com o tempo, chegando após três meses de carregado a um valor $\frac{\rho_g}{\rho_o} = 60$ (quando então aparentemente se estabilizaram por mais três meses, após o que foram interrompidas as observações).

Num outro caso – de um grupo de quatro estacas, cravadas em argila orgânica mole preta até um terreno firme de areia grossa fofa com pedregulho (note-se que esse caso não foi na Baixada Santista, porém em terreno da baixada no rio Tietê, em São Paulo, semelhante àquele) – a relação entre o recalque do grupo e de uma estaca individual foi $\frac{\rho_g}{\rho_o} = 3$. Esse valor é o único que concorda com o previsto no cálculo, para o grupo 4 (quatro estacas) do gráfico da figura 13.

Recalques observados, em grupos de 156 estacas Franki de 15 m e Ø40 cm, e cerca de 40 t cada, numa área circular de 30 m de diâmetro para fundação de três tanques de óleo na Alemôa, Santos, foram de 19 a 20 mm, após 100 dias de carga. Embora não tenham sido feitas provas de carga sobre estacas individuais, se pode admitir nesse caso, um valor $\frac{\rho_g}{\rho_o} = 3$. O que também não concorda com os valores calculados da figura 13.

Entrementes, no Edifício do Almoxarifado da COSIPA, cujo corte esquemático aparece na figura 14, cuja fundação foi (na parte antiga, lado esquerdo da figura 14) por pilares sobre estacas de madeira e piso sobre aterro, feito depois da cravação das estacas, ocorreu o aparecimento de recalques exageradíssimo, só depois de estarem actuando todas as cargas, como se pode ver pelo gráfico da figura 15. Esses recalques só vieram a estabilizar-se cerca de dois anos após o carregamento e atingiram valores entre 80 e 200 mm. Portanto, totalmente em desacordo com os previsíveis por meio de curvas semelhantes às da figura 13. O fenómeno é atribuído a efeito de atrito negativo proveniente do recalque do aterro por adensamento da camada de argila mole – o qual transferiu parte do peso do aterro para as estacas,

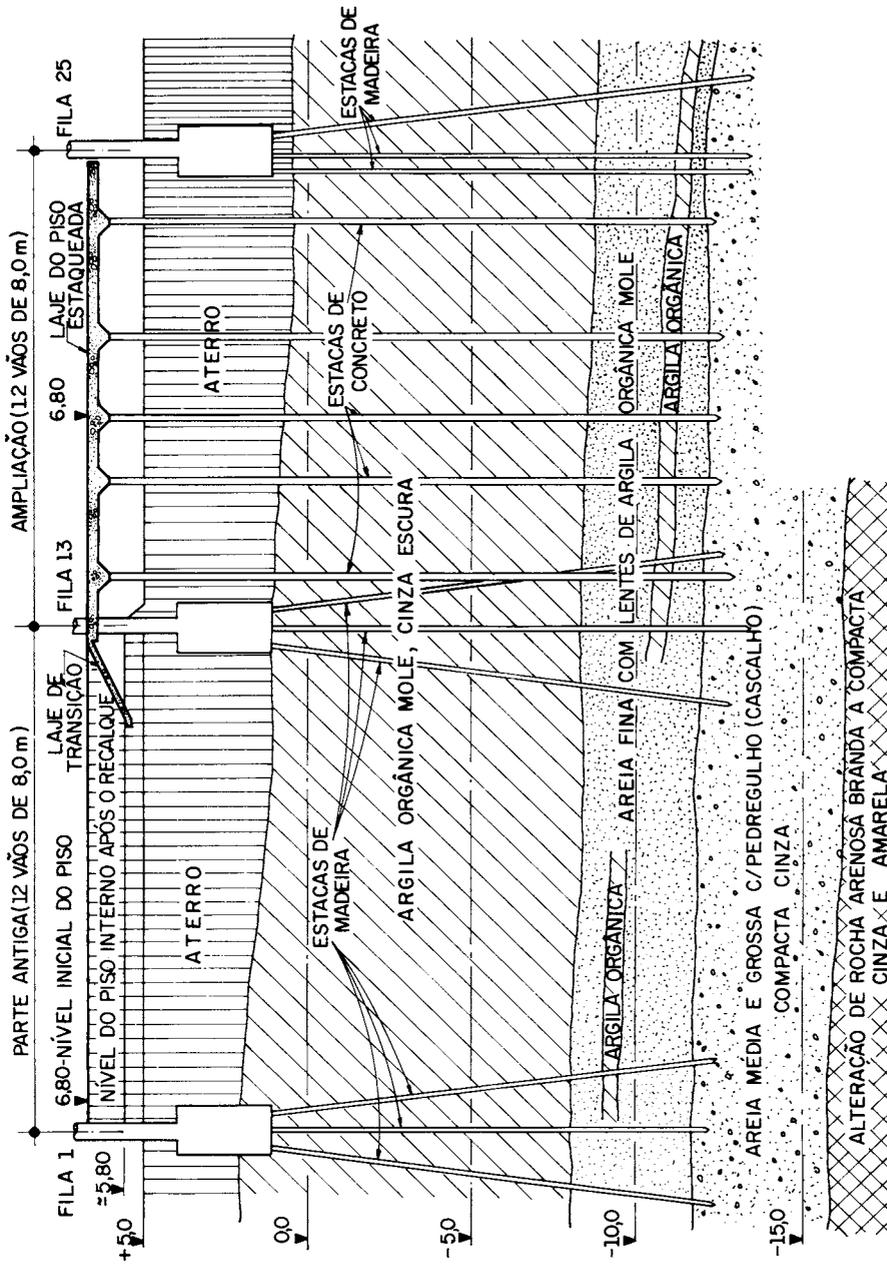


Fig. 14 - COSIPA - Almoxarifado - Corte Longitudinal da Fundação

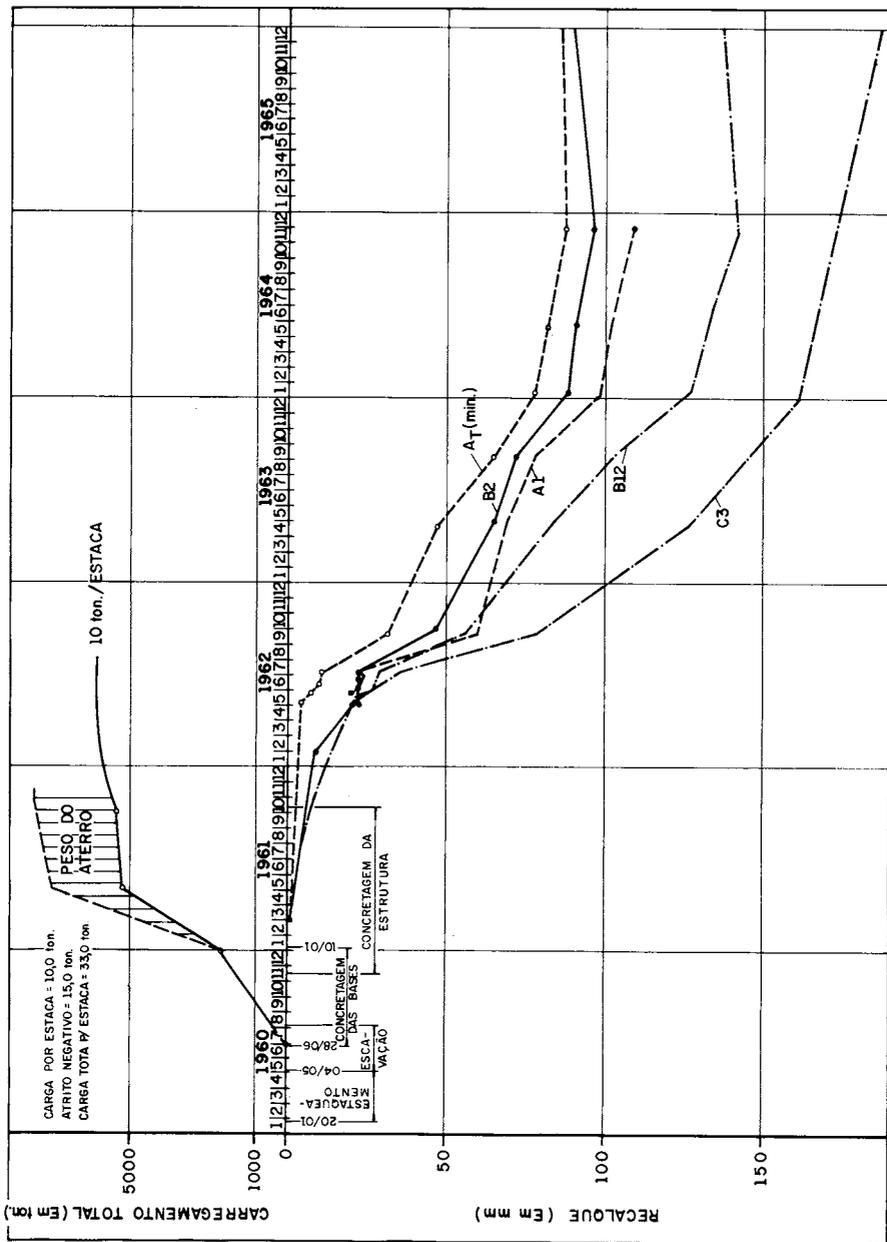


Fig. 15 - COSIPA - Almoxarifado - Curva de Carga-Recalque de Colunas

provocando os recalques das mesmas que só vieram a estabilizar-se quando o adensamento diminuiu de intensidade. Na ampliação do mesmo Almoarifado (parte direita da figura 14) resolveu-se estaquear o piso e aliviar o peso do aterro, a fim de evitar o atrito negativo sobre as estacas do piso.

Observe-se, pelas observações acima mencionadas, que para grupos de estacas muito grandes a dispersão de valores de $\frac{\rho_g}{\rho_o}$, em torno da curva de Skempton, é muito grande – variando, nos casos observados, de 4 a 25 – quando o valor preconizado seria de 12. É verdade que as curvas de Skempton se referem a estacas cravadas em areia, enquanto o caso presente é de estacas cravadas em argila, com as suas pontas fincadas em areia ou pedregulho. Para o caso de grupos pequenos 4 ou 5 estacas a dispersão de $\frac{\rho_g}{\rho_o}$ entre 7 e 22,5 é também muito maior do que a que se poderia prever pela curva de Skempton.

Quanto à previsão de recalques a partir da formalização de Poulos a incerteza é a mesma. É verdade que a restrição de Poulos é que se tratam de estacas incompressíveis. Ela não se aplicaria, por exemplo, às estacas de aço cravadas até à rocha viva; mas, os casos observados são todos de estacas de concreto armado ou de madeira, com o máximo de 15 m de comprimento, cravadas através de argila mole, até um terreno firme de areia ou pedregulho; portanto, onde a contribuição da compressibilidade das estacas nos recalques deve ser pequena. A previsão de Poulos entretanto, foi desmentida, pelo menos em cinco dos sete casos de observações de recalques acima mencionados.

Assim sendo o valor que se pode ver na referida formalização é o da compreensão teórica do problema; porém, pouca coisa acresce ele à expectativa de acerto da previsão de recalques de grupos de estacas feita a partir de curvas inteiramente empíricas como as de Skempton. Em suma o problema da previsão de recalques de grupos de estacas a partir de resultados de provas de carga sobre estacas individuais está muito longe de se poder considerar resolvido.

Provavelmente, um dos factores que mais perturba a previsão de recalques em estacas cravadas em terreno mole, como os da Baixada de Santos – onde a sensibilidade da argila é alta (observe-se que, dos gráficos das figuras 3-a e 3-b, se pode concluir que o índice de sensibilidade dessas argilas – relação entre a sua resistência em estado indeformado e amolgado – é da ordem de 5) seja

ocorrência do fenómeno de atrito negativo. No caso do Almojarifado das figuras 14 e 15 este fenómeno está patente; devido à presença do aterro cujo peso provocou o adensamento da camada argilosa mole –invertendo, portanto, o sentido do movimento relativo entre estaca e solo, nessa camada. O mesmo ocorreu na fundação do grupo de bombas da Alemôa (cuja relação $\frac{\rho_g}{\rho_o}$ foi tão exagerada e crescia enormemente com o tempo). Havia, nesse caso, também um aterro em torno e sob a fundação do grupo de bombas, provocando adensamento da camada mole.

Porém, o mesmo fenómeno deve ter ocorrido também nas outras fundações, todas elas em placas sobre estacas, sem aterro pesando directamente sobre a argila mole. É que a cravação de grande quantidade de estacas, muito próximas umas das outras, remoldou a argila; e, essa, passou a adensar sob o próprio peso transferindo atrito negativo às estacas. A aleatoriedade desse fenómeno explicaria a distribuição cáotica, no gráfico da figura 13, dos valores dos respectivos $\frac{\rho_g}{\rho_o}$, observados nessas fundações.

IV – CONCLUSÕES

À vista dos factos descritos acima, relativos a comportamento de estacas cravadas em terreno mole, em base à teoria exposta na primeira parte deste trabalho, pode-se chegar às seguintes conclusões:

- 1.º) Será possível, por meio de uma prova de carga sobre estaca individual, com descarregamento, utilizando-se a fórmula (3), separarem-se as parcelas de carga de resistência lateral e de ponta; assim como determinar-se, pela fórmula (2), o módulo de compressibilidade E_{ps} , do solo na ponta da estaca. O qual é o principal parâmetro para determinação do recalque individual de uma estaca isolada, conhecido o módulo de elasticidade da estaca E_e .
- 2.º) A capacidade de carga de uma estaca cuja ponta é cravada mais do que dez diâmetros em camada resistente é determinada pelas pressões limites de ponta q_1 das fórmulas (4) e (5) acrescidas das resistências de atrito lateral limite f_1 . Ambos esses parâmetros podem ser estimados por meio das resistências à penetração dinâmicas SPT ou por meio de correlações, como a que aparece na figura 10.

3.º) A previsão de recalques de grupos de estacas cravadas em solo mole e sensível está longe de poder, ainda, ser realizada com pleno sucesso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - M. VARGAS (1978) - "*Uma Experiência Brasileira em Fundações por Estacas*"- 1.ª Parte - Teoria das Estacas Carregadas Axialmente - Geotecnia n.º 23, Lisboa.
- 2 - G. G. MEYERHOF (1976) - "*Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations*" - Journal Geot. Div. ASCE - Vol. 102, CT 3, 1076.
- 3 - A. D. FERRAZ NAPOLES NETO (1958) - "*Ensaio de Carregamento e Arrancamento de uma Estaca Metálica*" - Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos - 1.º Volume.
- 4 - H. G. POULOS (1968) - "*Analysis of Settlement of Pile Groups*" - Geotechnique 18, 449-471, Londres.