

# UMA EXPERIÊNCIA BRASILEIRA EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS — 3.<sup>a</sup> PARTE. COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS EM SÃO PAULO\*

## A Brazilian Experience in Pile Foundation 3<sup>rd</sup>Part — Behaviour of Pile Foundations in São Paulo

por  
MILTON VARGAS\*\*

RESUMO — Este artigo é a terceira parte de um trabalho sobre estacas. Iniciou-se com uma teoria sobre as fundações sobre estacas. A 2.<sup>a</sup> parte inicia-se com um método para interpretação dos resultados de prova de carga. Seguiu-se a análise do comportamento de fundações sobre estacas na Baixada santista. Agora é feita a mesma análise no caso das fundações por estacas em São Paulo.

SYNOPSIS — This paper is a third part of a previous paper. It has began with a theory of pile foundations. In the second part a method of interpretation of loading tests on piles was presented, folowed by an interpretation of pile foundations behaviour in the Santos low-lands. Now the same analysis is extended to the case of pile foundations in São Paulo.

### I — INTRODUÇÃO

Na parte anterior foi proposta a interpretação dos resultados das provas de carga sobre estacas isoladas pela estimativa do recalque elástico  $q_e$ , estimado por interpolação na curva de descarga da prova. Por esse recalque — e admitindo que

---

\* 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.

a transferência de carga da estaca, ao terreno ao longo do seu fuste, seja linear — a carga de resistência lateral, poderia ser calculada pela fórmula:

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

onde  $Q_o$  é a carga aplicada à estaca,  $A$  a seção do seu fuste,  $L$  seu comprimento e  $E_e$  o módulo de elasticidade do material da estaca. Assim seria possível estimarem-se os coeficientes  $\alpha = \frac{Q_a}{Q_p}$  e  $\beta = \frac{1}{\alpha} + \frac{1}{2}$ . Assim, de uma prova de carga, com descarregamento, poder-se-á estimar o quinhão de carga, que é transmitido ao terreno pelo seu fuste e por sua ponta.

## II — ESTACAS NA CIDADE DE SÃO PAULO

### a) *Natureza do Terreno*

Em contraste com as terras baixas do litoral, onde está Santos, a cidade de São Paulo está edificada, no planalto do sul do Brasil, a 750 m acima do nível do mar, sobre colinas de uma bacia geológica de formação terciária<sup>(1)</sup> (de idade duvidosa entre plioceno e pleistoceno) erodida pelos rios Tietê, Pinheiros, Tamanduateí e seus pequenos afluentes, que formam vales, no fundo dos quais há deposições recentes — como indicado, pelas zonas em branco, do mapa geológico de São Paulo, da figura 1.

O Terciário paulistano pode ser dividido em dois andares. O primeiro é o das camadas superiores de argila, o qual pode ser dividido em dois horizontes: o superior de argilas vermelhas “porosas” e o inferior de argilas rijas e duras variadas, siltes e areias finas argilosas, conforme indicado no mapa da figura 1. As argilas “porosas” que ocorrem nas camadas superficiais do andar superior são o resultado de uma evolução pedológica das argilas inferiores do mesmo andar. São argilas não saturadas de estrutura colapsível. Na base dessa camada “porosa” há uma camada de argila endurecida, provavelmente pela precipitação resultante da lixiviação pedogénica das camadas “porosas”. A figura 2 é um perfil desse horizonte. No limite entre as duas camadas, acima mencionadas, ocorrem frequente-

---

(1) E. Pichler — “Regional Study of the Soils from São Paulo-Brasil” — Proceeds. 2nd I.C.S.M.F.E. — Rotterdam, 1948.

mente crostas ou blocos de limonita, cuja espessura vai de poucos cm até um máximo de 2 m.

Essa camada endurecida já pertence ao horizonte inferior, onde ocorrem leitos irregularmente dispostos de argilas duras ou rijas de cores variegadas e brilhantes, areias finas siltosas ou argilosas e areias argilosas. Um perfil do horizonte inferior desse andar, contendo características geotécnicas, aparece na figura 3. Esse horizonte é o do solo no centro de São Paulo.

Abaixo do andar superior argiloso do “Terciário” paulista ocorre, tanto no vale do Rio Tietê como no vale do Pinheiros, respectivamente ao norte e ao sul

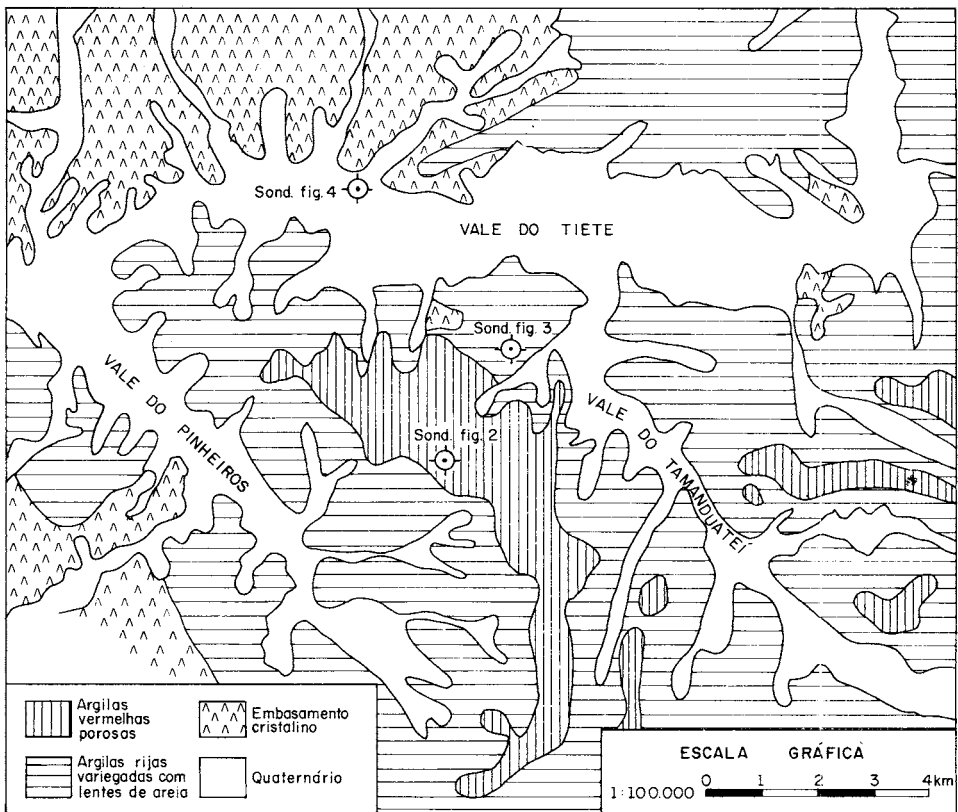


Fig. 1 — Mapa Geológico de São Paulo (Apud V. Cozzolino e N. Chiosi)

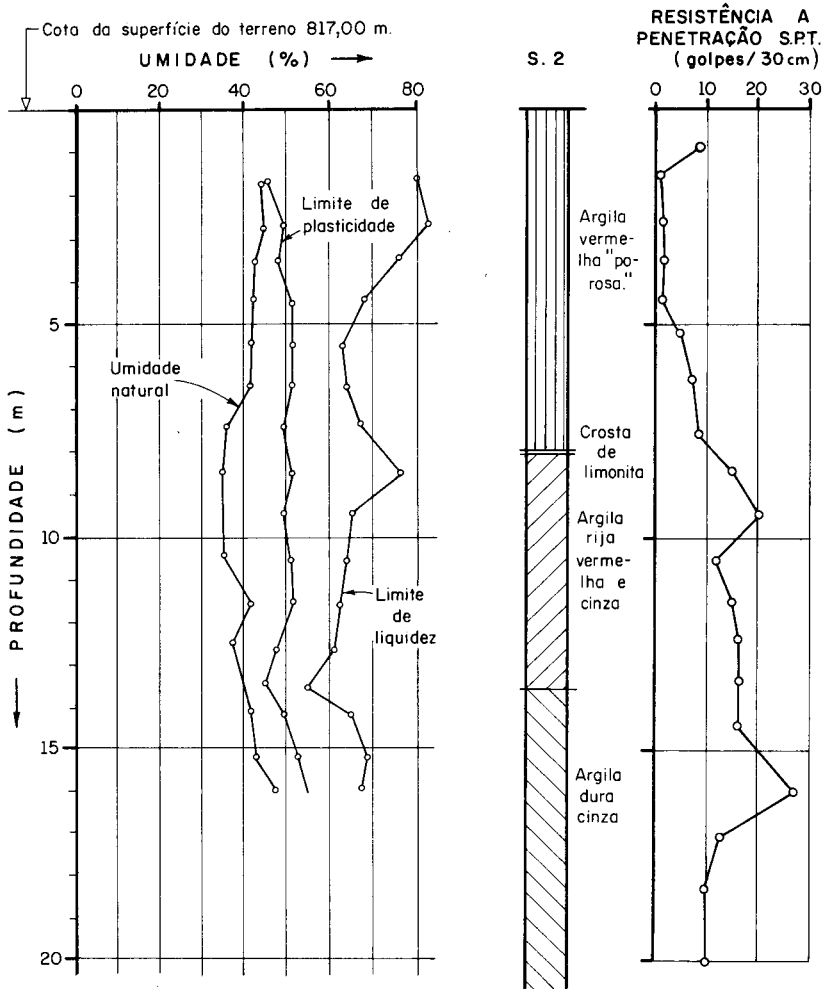


Fig. 2 — Horizonte Superior das Argilas Variiegadas (Paulista e Consolação)

da colina central da cidade, entre as cotas 725 e 700 m, um horizonte de “argila dura cinza esverdeado” intercalada esporadicamente por lentes de areia fina cinza compacta. Não se sabe se tais camadas estão presentes sob toda a deposição superior; porém, há indícios que sim. A figura 4 mostra um perfil deste horizonte, contendo as suas características geotécnicas. No mapa da figura 1 estão localizadas as sondagens dos perfis das figuras 2, 3 e 4.

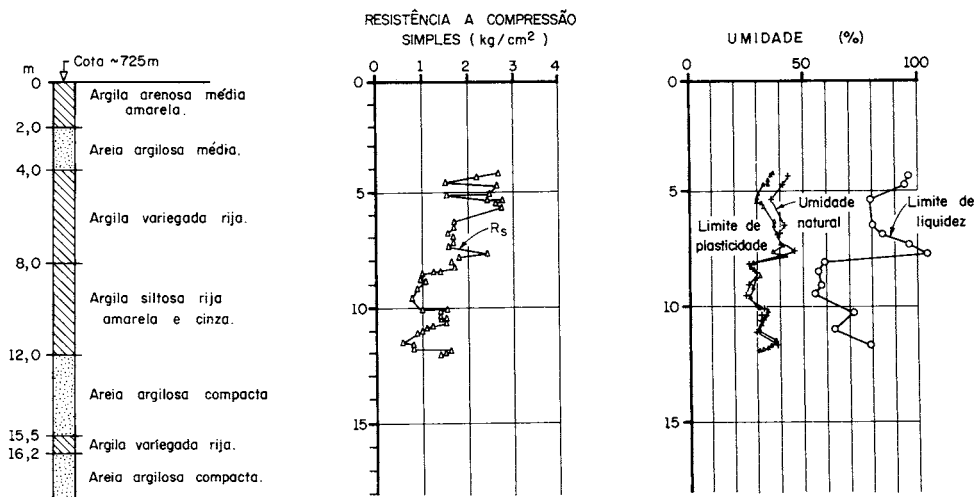


Fig. 3 — Horizonte Intermediário das Argilas Variegadas (Centro da Cidade)

O andar inferior do “Terciário” de São Paulo, abaixo da cota 700, geralmente abaixo das camadas argilosas variegadas, é constituído por areias grossas ou médias argilosas, cujos grãos mostram pouco rolamento, de cor amarela avermelhada e de compactidade extremamente variável — predominando porém as de pouca compactidade. São as chamadas “areias basais”. Elas não se encontram no mapa da figura 1, pois estão sotopostas a todos os horizontes terciários que ali aparecem aflorando. São areias pouco argilosas, contendo de 0 a 30% de argila ( $\phi < 2 \mu$ ), com 10 a 80% de finos ( $\phi < 0,1 \text{ mm}$ ) e não-plásticas. Os seus índices de vazios variam de 0,6 a 0,8 e a densidade relativa de 0,65 a 0,35. Nessas camadas ocorrem lentes ou núcleos de argila rija fina siltosa ou argilosa, dispostas erraticamente. Elas assentam-se sobre o embasamento de rocha gneissica decomposta, por vezes, até grande profundidade.

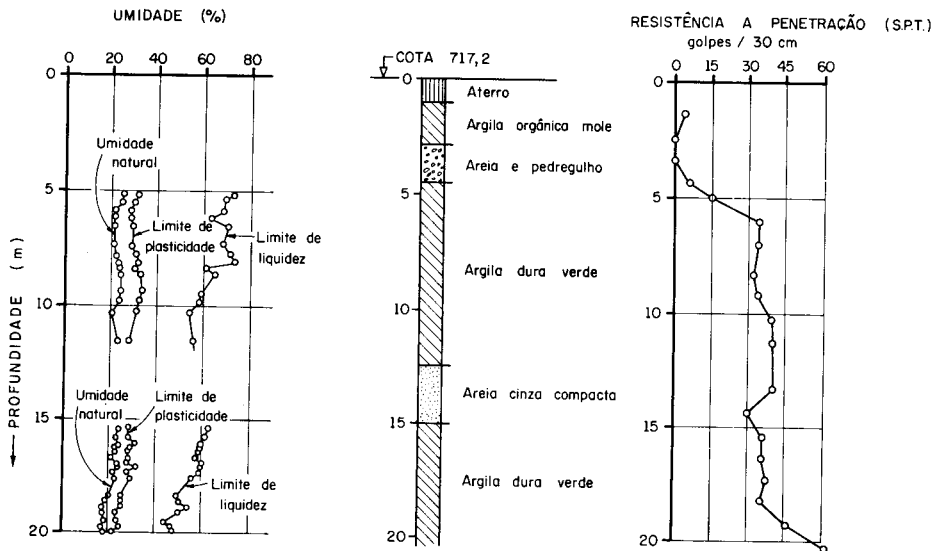


Fig. 4 — Horizonte Inferior de Argila Verde Dura do Terciário de São Paulo

b) *Estacas na Argila Porosa ou com pontas nas Camadas Duras*

O “solo poroso” do andar superior não permite fundação directa, por isso é comum, nos locais onde ele ocorre, o uso de fundações por tubulões a céu aberto ou estacas moldadas no solo poroso com base alargada na argila rija ou dura inferior.

Entretanto, é possível imaginarem-se estacas para pequenas cargas, inteiramente na argila porosa. Então o solo funcionará, por ser poroso e não saturado, como uma areia argilosa, isto é: com um ângulo de resistência a cisalhamento relativamente alto e uma coesão aparente pequena. Num trabalho anterior<sup>(2)</sup> o Prof. Costa Nunes e o autor tiveram a oportunidade de mostrar que, nesses solos, a capacidade de carga  $Q_r$ , de estacas moldadas no solo poroso, poderia ser calculada por uma equação parabólica do tipo:

$$Q_r = Q_B + Q_A = T_1 + T_2 D_f + T_3 D_f^2 \quad (1)$$

onde  $D_f$  seria a profundidade da ponta da estaca  $L$ , corrigida de um certo factor empírico  $a$ , o qual levaria em consideração a redução do peso efectivo de terra em torno da estaca, por efeito de arqueamento em torno da estaca. No artigo anterior está dito que os coeficientes  $T_1$ ,  $T_2$  e  $T_3$  poderiam ser calculados a partir da teoria da capacidade de Carga (Meyerhof) ou ajustados de acordo com os resultados de três ou mais provas de cargas feitas sobre estacas de diferentes comprimentos.

Entretanto, efectuando-se o ajustamento, segundo o resultado de 4 provas de carga feita sobre estacas moldadas em argila porosa, no local do Aeroporto de Congonhas, em São Paulo, chegou-se à conclusão que o valor de  $T_1$  (termo correspondente à capacidade de carga da ponta da estaca como se fosse superficial) tinha valor muito menor do que o calculado segundo as teorias clássicas. Somente se conseguiu uma concordância entre os valores observados e calculados admitindo-se que a resistência de ponta das estacas fossem devidas somente à coesão. Entretanto, o solo na ponta dessas estacas não é puramente coesivo. Assim, naquela época, não se pode explicar porque o termo  $T_1$ , observado, era tão baixo. Hoje esse facto é explicado pela limitação da capacidade de carga da ponta das estacas ao valor limite (vide página 20 de Geotecnia n.º 23).

$$Q_B = \pi r^2 (5 \operatorname{tg} \Phi N_q + q_{la}) \quad (t/m^2) \quad (2)$$

---

(2) A. J. Costa Nunes e M. Vargas — “Computed Bearing Capacity of Piles in Residual Soil Compared with Laboratory and Load Tests” — Proceed, 3.º I.C.S.M.F.E.-Zurich, 1953.

$q_{la}$  seria a parcela de resistência de ponta devida a coesão, sob a qual Meyerhof não dá maiores detalhes. Tentativamente propomos aqui que nela seja admitida como  $q_{la} = 10c + \gamma L$  (note-se que, normalmente, o termo  $\gamma L$  pode ser desprezado).

Ao qual se acrescentaria o valor da resistência lateral:

$$Q_A = 2 \pi r \left( \frac{K_s \gamma \operatorname{tg} \Phi}{2} L^2 + cL \right) \quad (3)$$

Recalculando-se, sob esse novo enfoque, o coeficiente  $T_1$  corresponderia à primeira parcela (correspondente ao atrito e coesão) de  $Q_B$ . A capacidade de carga, recalculada com os parâmetros indicados no artigo citado, levaria ao valor  $T_1 = 2 \text{ t}$ ;  $T_2$  corresponderia a  $\pi r^2 \gamma + cp = 2,8 \text{ t/m}^2$  e  $T_3$ , correspondente ao valor do atrito lateral, seria  $T_3 = 0,22 \text{ t/m}$ .

No mesmo artigo há uma referência a ensaios semelhantes feitos sobre três estacas moldadas em argila porosa na cidade de Londrina. A curva de  $Q_r$  em função de  $L$  obtida nos ensaios dá  $T_1 = 8$ ;  $T_2 = 1$  e  $T_3 = 0,36$ .

Na figura 5 estão apresentados os resultados desses ensaios em confronto

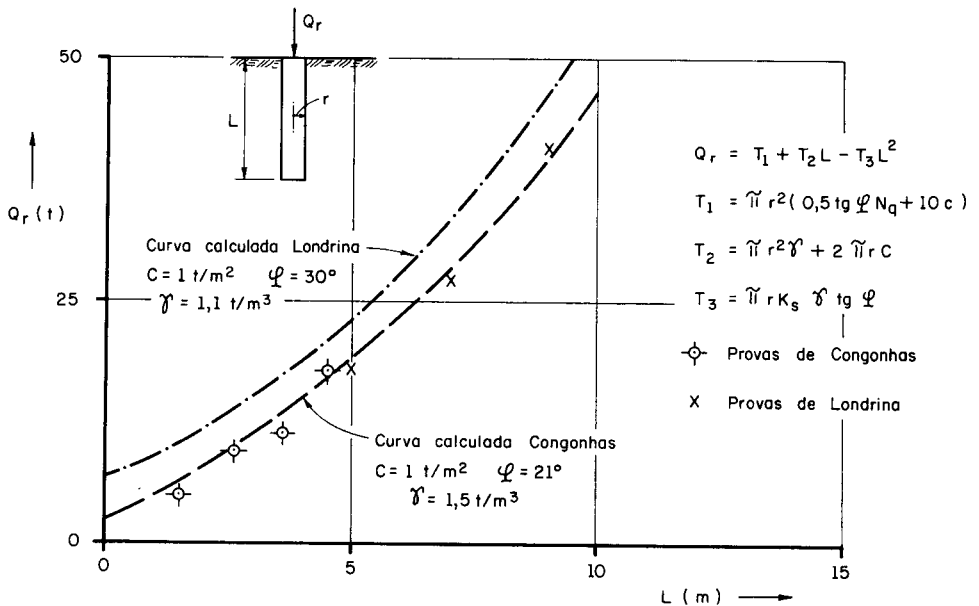


Fig. 5 — Valores de Capacidade de Carga Observados e Calculados em Estacas Moldadas em Argila Porosa



com as curvas da capacidade de carga total  $Q_r$  em função dos comprimentos das estacas  $L$ , recalculadas conforme acima indicado. Observe-se que a curva calculada, com os parâmetros do solo de Londrina não coincide exatamente com os valores observados. Esses coincidem com a curva calculada para o solo de Congonhas — o que pode ser muito significativo, pois os dois solos são muito semelhantes.

Entretanto, a maioria das estacas cravadas através da “argila porosa” de São Paulo, tem as suas pontas, bem como parte do seu fuste, cravados na argila dura, rija ou média inferior. Nesses casos, a resistência de ponta preponderará sobre o atrito lateral; e, então, a capacidade de carga pode ser expressa para a fórmula (4) abaixo (sendo  $f_s$  a resistência lateral unitária, admitida constante, e  $q_l$  a resistência limite de ponta).

$$Q_r = A. q_l + p.L f_s \quad (4)$$

Na figura 6 aparecem gráficos de provas de carga feitas em estacas desse tipo, na fundação do edifício da Cervejaria Brahma, em São Paulo. Foi feita prova simultânea em três estações de prova de madeira, cujo gráfico médio aparece em linha cheia e contínua. Depois, numa única estaca desse grupo, até à ruptura  $Q_r = 39,5$  t. Finalmente foi feita uma prova sobre estaca premoldada de concreto armado da própria fundação. Nessa carga não se chegou a observar ruptura; porém, numa estimativa, feita em base aos resultados da estaca de madeira avaliou-se a carga de ruptura dessa estaca em 100 t. Na própria figura aparece um perfil de sondagem feita ao lado das estacas de prova e próximo da estaca de concreto ensaiada. Também na figura avaliou-se, a partir das provas, as cargas de resistência lateral e de ponta para a carga de trabalho e de ruptura da estaca de madeira e para a carga de ruptura da estaca de concreto. Por meio desses dados pode-se avaliar a resistência lateral unitária em, respectivamente 3,2 t/m para a estaca de madeira e 3,7 t/m<sup>2</sup> para a de concreto. A resistência limite de ponta foi, também, avaliada em 285 t/m<sup>2</sup> para a de madeira e 408 t/m<sup>2</sup> para a de concreto.

Uma boa oportunidade de verificar o valor e distribuição da resistência lateral em solo arenoso apresentou-se com uma série de ensaios de arrancamento de tubulões a céu aberto, de vários diâmetros e comprimentos, com e sem bases alargadas, para fundação de torres de transmissão, feita pelo IPT, no local de uma subestação eléctrica, em Bauru, São Paulo. O solo no local é uma “areia porosa”: — solo coluvial ou residual de decomposição de arenito, que sofreu uma evolução pedogénica tropical, da qual resultou um solo arenoso não saturado

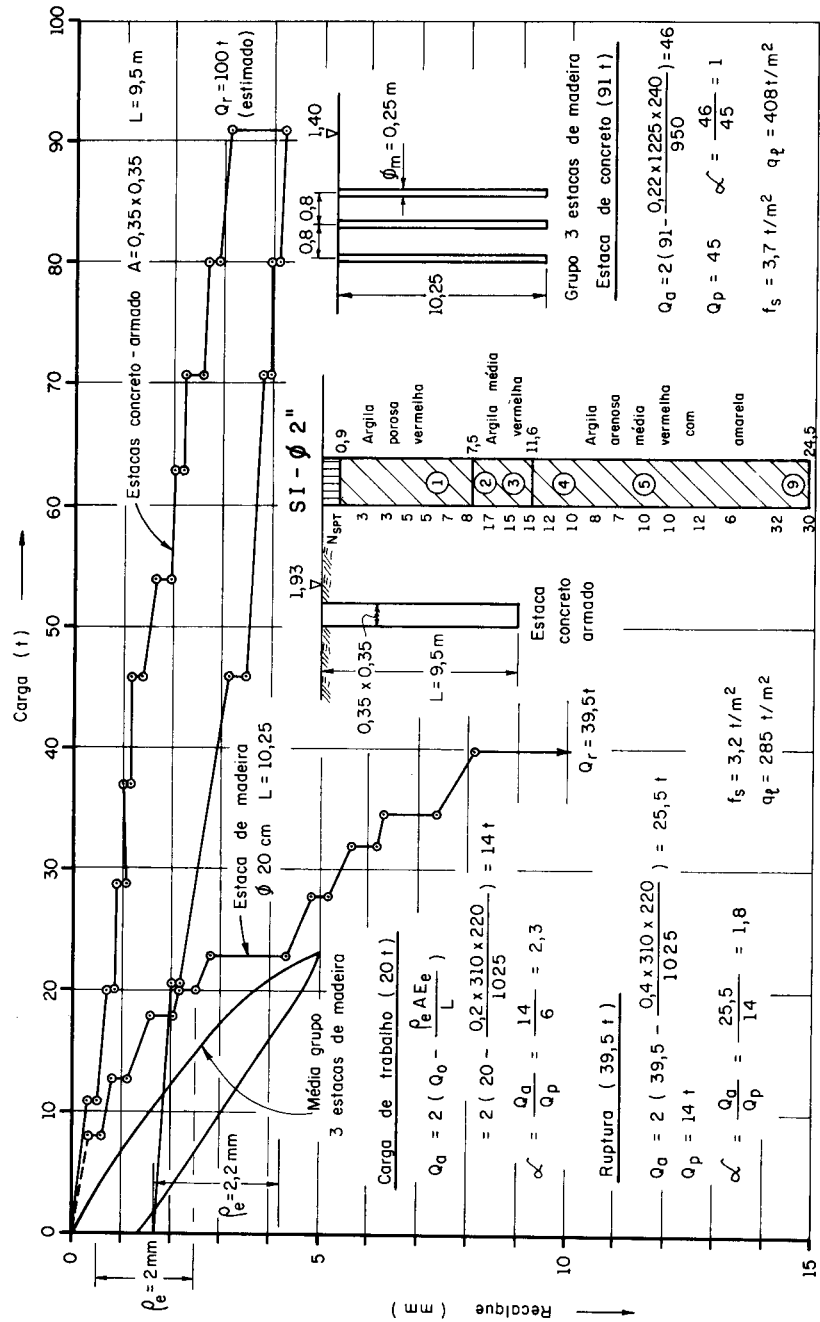


Fig. 6 — Provas de Carga em Estacas da Cia. Cervejaria BRAHMA (São Paulo) (C.O. IPT Nos 49606 e 48994)

e de elevado índice de vazios do mesmo tipo das "argilas porosas" da cidade de São Paulo, quanto a porosidade(3).

Na figura 7 indica o perfil do sub-solo e resistência à penetração N (golpes/30 cm) no local das provas e os gráficos das resistências ao arrancamento  $Q_A$  (descontados os pesos próprios dos tubulões) em função dos deslocamentos verticais. A resistência ao arrancamento encontrada foi posta em função da área lateral de atrito — tomando essa área lateral de atrito como a superfície do fuste do tubulão, quando esse não tivesse base alargada. Porém, no caso do tubulão de base alargada tomou-se a superfície de atrito como a de um cilindro vertical com diâmetro igual à da base alargada.

Se esta resistência for calculada a partir da fórmula (3) concluir-se-á que  $\frac{Q_A}{pL^2}$  será constante

$$\frac{Q_A}{pL^2} = \frac{K_s \gamma \operatorname{tg} \Phi}{2}$$

admitindo-se o coeficiente de empuxo lateral  $K_s = 1$  e  $\delta =$  igual ao atrito interno da areia porosa:  $\Phi = +28^\circ$ , obter-se-á:

$$\frac{Q_A}{pL^2} = 0,42$$

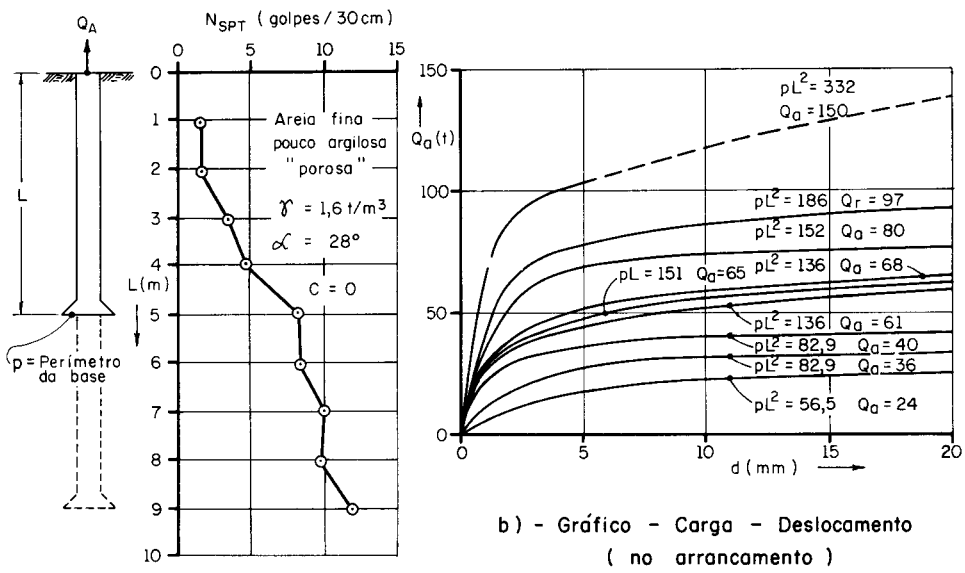
O gráfico da figura 7c mostra a confirmação dessa previsão. Assim é possível concluir-se que, em estacas cravadas ou moldadas em solo predominantemente arenoso, a resistência lateral cresce com o quadrado do fuste da estaca.

Quanto a resistência unitária de ponta, obtida em provas como as da figura 6, o seu valor médio, da ordem de 300 a 400 t/m<sup>2</sup>, é elevado para a mobilização exclusiva de coesão. Isso mostra que, mesmo as argilas rijas da camada endurecida sotoposta às argilas porosas mobiliza também, resistências de atrito e devem ser calculadas pela fórmula (2) com  $\Phi = 28^\circ$  e  $c = 1,5 \text{ kg/cm}^2$ . Isto é, a argila dura terá atrito semelhante ao da argila porosa, porém coesão muito maior.

Na figura 8, colocou-se em gráfico os valores da carga de ruptura dividida pela mesma área, de sete estacas cravadas em argilas, relatadas por Carlos Pinto

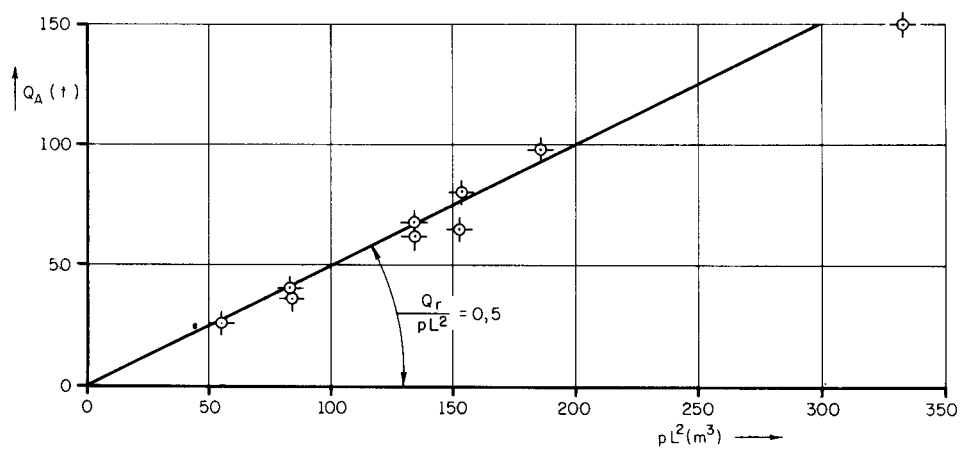
---

(3) Ladislau Paladino — "Fundações para Torres de Linhas de Transmissão". Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica — São Paulo, 1972.



a) Perfil do terreno

b) - Gráfico - Carga - Deslocamento (no arrancamento)



c) Gráfico resistência a arrancamento - área lateral x altura

Fig. 7 — Resistência de Arrancamento de Tubulões em Areia Porosa (Bauru, SP)

et al.(4) mais três provas em terreno semelhante(2) e as duas da figura 6. Obtiveram-se, por regressão estatística os valores médios de  $f_s = 2,5 \text{ t/m}^2$  e  $q_1 = 387 \text{ t/m}^2$ .

Note-se que a forma linear da equação (4) não se adapta ao cálculo exacto da resistência lateral das estacas com fuste e ponta na “argila porosa”; pois, nessas o atrito lateral cresce com o quadrado do comprimento da estaca, segundo a fórmula (3). Com efeito, a tentativa de colocar os valores de  $\frac{Q_r}{A}$  e  $\frac{pL}{A}$  das estacas da figura 5 no gráfico da figura 8 mostra que esses não se enquadram na regressão obtida. Tais estacas (inteiramente em argila porosa) comportam-se como estacas em areia.

### c) *Estacas nas Argilas Rijas ou com Pontas nas Areias Basais*

No centro da cidade de São Paulo, utilizam-se comumente estacas moldadas no local, atravessando as camadas de argilas rijas variegadas ali existentes e indo as suas pontas, ou bases alargadas, na camada inferior de areia argilosa compacta (comumente chamadas areias basais) substracto esse que forma o horizonte arenoso do Terciário Paulistano.

Para o caso dessas estacas houve uma esplêndida oportunidade de medir a resistência lateral nas provas de carga cujos gráficos aparecem na figura 9. Nesse local, cujo solo tem a natureza e características geotécnicas que aparecem no topo da referida figura, foram cravadas estacas de grande diâmetro, espaçadas de três diâmetros e tomando toda a área da fundação de um edifício de concreto armado com 35 andares (Edifício do Banco do Estado). Como era lógico essas estacas deslocaram a argila provocando um levantamento do solo, na medida em que as estacas eram cravadas, de cerca de 70 cm, correspondentes ao volume total de concreto das estacas. Assim, os fustes das estacas, destacando-se das suas bases, levantaram cerca de 30 cm separando-se das bases e deixando um espaço preenchido com solo, entre os fustes e as bases. Três provas de carga, para recebimento da estacaria, nas estacas dos n.ºs 178, 194 e 56, mostraram (vide figura 9) somente as resistências laterais das estacas, como sendo em média de 94 t. Porém, uma prova feita sobre a última estaca cravada — a de n.º 253 (que evidentemente não poderia ter sido levantada) mostram a sua capacidade de carga total como sendo de

---

(4) Carlos de Sousa Pinto, Faíçal Massad e Henrique Zveibil — “Fórmulas dinâmicas para estacas de Concreto em São Paulo e Piaçaguera”.

— Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos — São Paulo, 1974.

265 t. Portanto, a carga de resistência lateral será de  $Q_a = 94$  t e a de ponta  $Q_p = 171$  t. Por esse acidente foi possível obter-se o valor de  $f_s = 5,2$  t/m<sup>2</sup> na argila rija variegada e a resistência limite unitária da ponta:  $q_l = 342$  t/m<sup>2</sup>.

Como a coesão deste material é de cerca de 10 t/m<sup>2</sup> (vide figura 3) ter-se-á para  $f_s = \lambda c$ , onde  $\lambda$  será da ordem de 0,5.

Da mesma forma, a expressão de Meyerhof para a resistência limite unitária de ponta  $q_l = 0,5N_q \text{tg}\Phi$  (Kg/cm<sup>2</sup>) nos levará a um valor de  $\Phi = 30^\circ$  — que corresponde exatamente ao real.

Na mesma figura 9 aparece um gráfico de  $\alpha = \frac{Q_a}{Q_p}$  em função dos recalques, pelo qual se vê seu valor varia de 0,25 para o recalque nulo, até 0,55 para uma situação de plena ruptura. Calculado de acordo com a fórmula (3) obtém-se o valor de  $Q_a$  na ruptura,  $Q_a = 80$  t — o que dá uma boa aproximação com o valor observado, 94 t.

O cálculo do módulo de compressibilidade da areia, na zona da ponta da estaca, feito a partir da carga de ponta de trabalho  $Q_p = 80$  t, pela fórmula:

$$E_{ps} = \frac{Q_p (1-\mu^2)}{2 \sqrt{A} \rho_p}$$

obtendo-se o recalque da ponta, na carga de trabalho (por diferença entre o recalque total e o elástico)  $\rho_p = 2,0$  mm, levará a:

$$E_{ps} = 2830 \text{ Kg/cm}^2$$

valor esse perfeitamente compatível com a natureza e compacidade da areia na zona da ponta da estaca.

#### *d) Provas de Carga em Estacas cravadas em São Paulo*

\*

A seção de Solos e Fundações do Instituto de Pesquisas Tecnológicas realizou, desde a sua fundação em 1938, centenas de provas de carga em estacas cravadas ou moldadas no solo de São Paulo. Ainda não se encontrou a oportunidade de uma análise e correlacionamento total dos resultados da totalidade dessas provas de carga sobre diferentes aspectos. Mas em muitos aspectos particulares os resultados de parte dessas provas já foram analisados; pois que, numa publicação

recente do IPT(4), procurou-se correlacionar resultados de provas de cargas (carregando-se a estaca com cargas aplicadas em estágios sucessivos, observando-se recalques correspondentes, até haver ruptura do terreno ou recalque considerado elevado) com cálculo de ruptura por fórmulas dinâmicas. O trabalho relata 181 provas de carga, das quais 59 na cidade de São Paulo. Dessas são relatadas 20 provas (inclusive as sete cravadas em argila, já mencionadas, e cujos resultados aparecem na figura 8) onde figuram também a natureza do terreno e as respectivas resistências à penetração observadas de metro em metro ao longo do fuste e logo abaixo da ponta das estacas. Exorbitando da finalidade do trabalho do IPT, aproveitando essas 20 provas e mais as cinco dos artigos citados, procuramos estabelecer correlações para previsão de capacidade de carga em estacas cravadas em

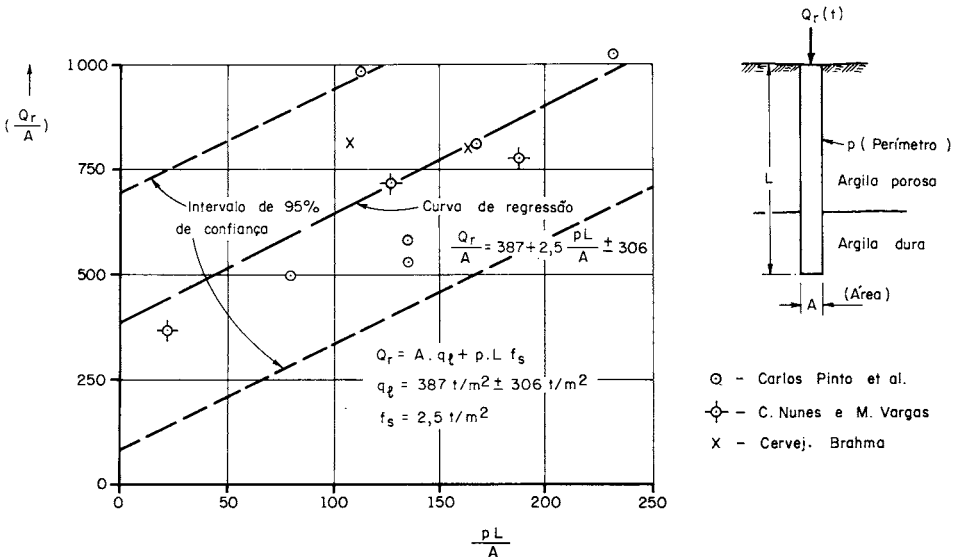


Fig. 8 — Capacidade de Carga de Estacas em Argila Porosa com Ponta em Argila Dura

(4) Carlos de Sousa Pinto, Façal Massad e Henrique Zveibil — “Fórmulas dinâmicas para estacas de Concreto em São Paulo e Piaçaguera” — Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos — São Paulo, 1974.

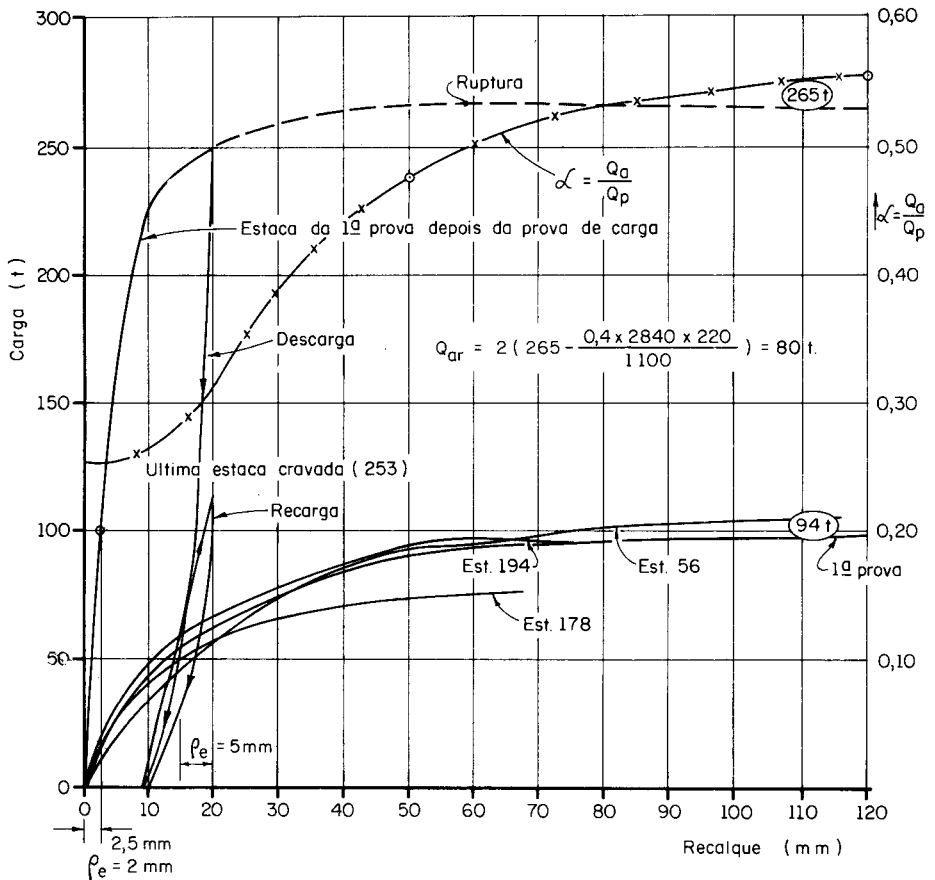
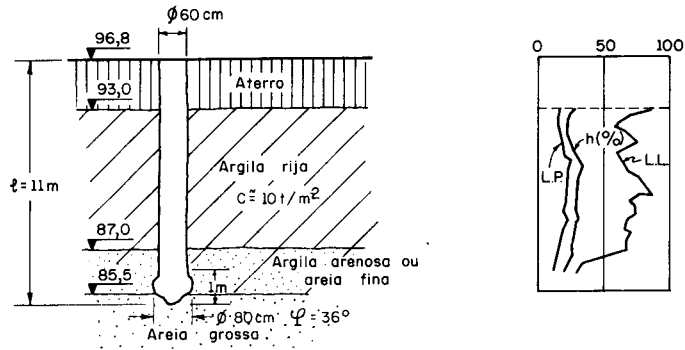


Fig. 9 — Gráficos Carga-Recalque das Estacas Levantadas e Inteições do Edifício do Banco do Estado



São Paulo, a partir dos índices de resistência à penetração  $N_{IPT}$ , seguindo a expressão da capacidade de carga  $Q_r$ :

$$Q_r = A n_1 N'_p + p \cdot L \frac{\overline{N'_f}}{n_2} \quad (5)$$

onde:  $p$ ,  $L$  e  $A$  tem os mesmos significados da fórmula (4) e  $\overline{N'_f}$  e  $N'_p$  são respectivamente a resistência à penetração média, ao longo do fuste e na zona da ponta, com o amostrador do IPT o qual dá índices de resistência à penetração inferiores aos do amostrador Terzaghi-Peck, na relação média:  $N_{SPT} = 1,7 N'_{SPT} = 1,7 N'_{IPT}$ .

A figura 10 mostra uma correlação estatística, pela qual se chega a concluir que a capacidade de carga de estacas cravadas no Terciário paulistano, pode ser estimada, a partir das resistências SPT, pela expressão

$$Q_r = (17 \pm 42) N_p + p \cdot L \cdot \frac{\overline{N_f}}{2,2} \quad (6)$$

$Q_r$  será obtido em ton. se  $A$  for expresso em  $m^2$  e  $p$  e  $L$  em  $m$ .

### III — RECALQUES DE ESTRUTURAS EM SÃO PAULO

Há dois trabalhos onde estão descritos os recalques de alguns edifícios de São Paulo, fundados em areia (5) (6). No primeiro trabalho estão descritos os recalques de três edifícios sobre estacas: o Edifício do Banco do Estado (já mencionado) e os do Hotel São Paulo e do Edifício Azevedo e Villares. Em relação a essas fundações são comparados os recalques de estacas individuais obtidos em provas de carga; os recalques das mesmas, quando carregadas em grupos de três ou quatro; e os recalques delas quando já trabalhando em fundação do edifício. No segundo trabalho são reexaminados os casos dos três edifícios acima e mais o caso do Hotel Jaraguá, também fundado sobre estacas em areia.

A previsão dos recalques de todos esses edifícios foram feitas pelo método descrito no trabalho citado (6), em que se parte da determinação do “módulo de deformabilidade” através de ensaio triaxial sobre amostras indeformadas ou mol-

(5) M. Vargas—“Building Settlement Observations in São Paulo—2<sup>nd</sup> I.C.S.M.F.E.—Rotterdam, 1948.  
 (6) M. Vargas—“Foundations of Tall Building on Sand in São Paulo (Brasil) 5<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Paris, 1961.

$$\frac{Q_r}{AN_p} = 29 + \left( \frac{PL}{A} \cdot \frac{\bar{N}_f}{N_p} \right) \frac{1}{1,3} \quad (t/m^2) \pm 71$$

$$Q_r = A \cdot 29 N_p + p \cdot L \cdot \frac{\bar{N}_f}{1,3} \pm 71 AN_p$$

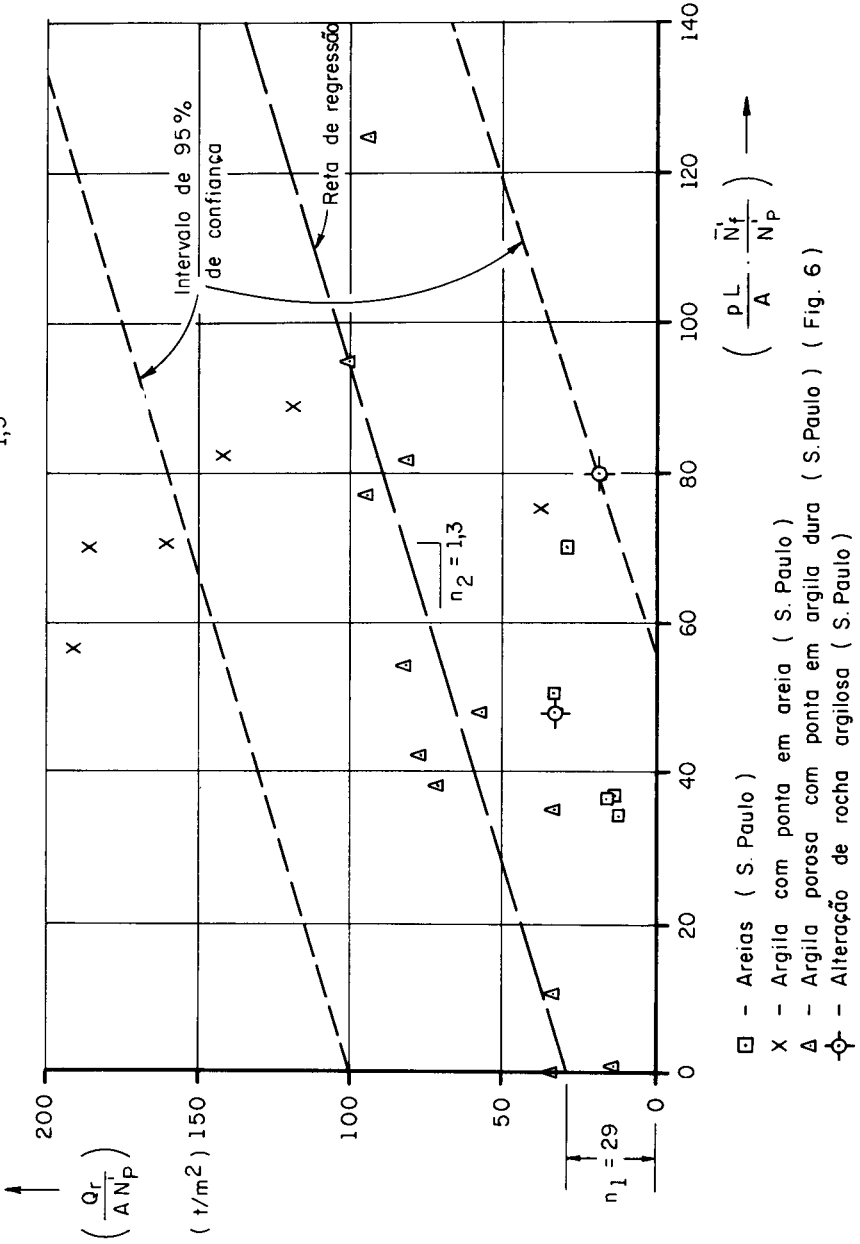


Fig. 10 — Correlação entre Capacidade de Carga de Estacas e Resistência à Penetração IPT

dadas no laboratório com o mesmo índice de vazios do local ou, então, do conhecimento empírico do coeficiente de proporcionalidade (e indicado como  $\alpha$ ) entre “módulo de deformabilidade” e pressão confinante. Definiu-se, então, o “módulo de deformabilidade” pela expressão:

$$E = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_0} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

onde  $\epsilon_0$  é a deformação específica correspondente.

Isto admitindo-se que não haja variação volumétrica; isto é o índice de vazios constante; e portanto, com o valor do “coeficiente de Poisson” igual a  $\mu = 5$ . Note-se que, como os recalques de edifícios sobre areia são pequenos, as deformações específicas são muito pequenas; portanto, os “módulos de deformabilidade”, calculados de curvas de ensaios de compressão triaxial, deverão ser tangentes à origem das curvas. Ensaios de compressão triaxial feitos sobre amostras indeformadas de areias Paulistanas, obtidas nas bases de tubulões de ar comprimido indicarem a proporcionalidade de E e a pressão de confinamento  $\sigma_3$ . E o coeficiente de proporcionalidade entre os dois foi visto ser de ordem de 1000, para o caso do “módulo tangente” a origem.

Como um exemplo típico de fundações de edifícios altos sobre estacas — cravadas ou moldadas nas camadas de areia fina e argila siltosa, do andar intermédio do Terciário Paulistano — vamos examinar com certo detalhe o projecto e o comportamento das fundações do edifício do jornal “O Estado de São Paulo”, em São Paulo. Trata-se de um edifício projectado para comportar as oficinas gráficas e escritórios do jornal e mais um grande hotel, o Hotel Jaraguá. É um edifício de 23 andares e 2 sub-solos, pesando cerca de 24.200 t as quais se devem acrescentar 1.700 t para peso das rotativas e sua estrutura, cobrindo uma área construída de cerca de 700m<sup>2</sup>. Os dois sub-solos foram escavados em camada de argila rijá superficial.

A figura 11 mostra os perfis de duas sondagens no terreno de fundação feitas após a escavação dos sub-solos. O terreno é constituído, desde a superfície da escavação para fundação (cota — 10,0 aprox.) até cerca de 14 m em média, abaixo dessa por camadas alternadas de areias finas e argilas siltosas, pertencente ao andar intermediário do terciário paulistano, com resistência à penetração SPT que cresce, com a profundidade de cerca de 5 golpes/30 cm até cerca de 17 golpes/30 cm, com variações esporádicas. Sob essa camada na cota aproximada — 25 m ocorre um substrato de areia grossa e média (areias basais,

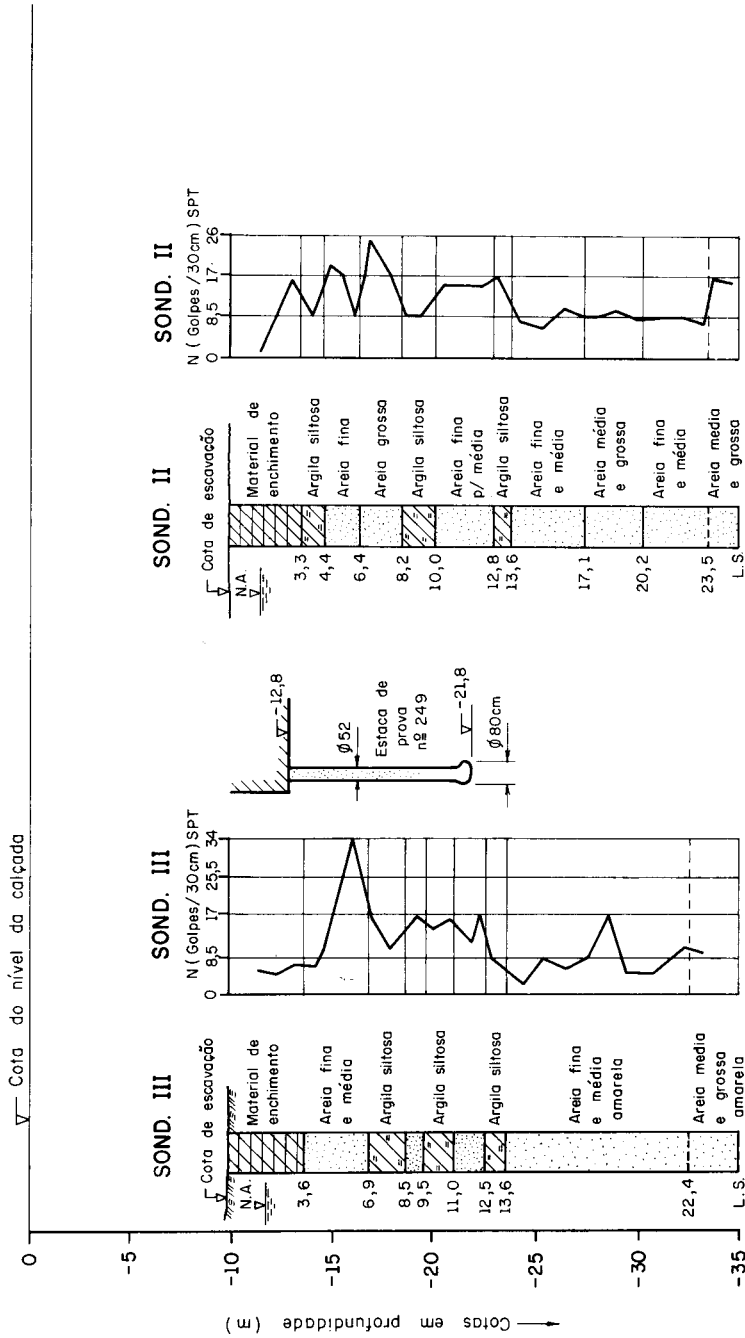


Fig. 11 — Edifício “Estado de São Paulo — Hotel Jaraguá” — Perfis de duas Sondagens próximas às Estacas de Prova

pertencentes ao andar inferior do Terciário Paulistano) cuja resistência à penetração SPT cresce ou mantém-se constante de  $N = 8$ , na cota  $- 25,0$ ,  $N = 8$  a  $17$  na cota  $- 35,0$ . Trata-se, portanto, de uma areia fôfa e que se mantém fofa em profundidade. O nível d'água subterrâneo está na cota aproximada  $- 11,5$ .

As estacas são do tipo Franki, moldadas no local com diâmetro de 52 cm e comprimento de 9 m. Algumas estacas adicionais foram pré-perfuradas com tubo de 40 m de diâmetro a contar da superfícies da rua, porém com suas bases na mesma cota das anteriores. O piso do 2.º sub-solo está na cota  $- 10,29$  e a base dos blocos de amarração das estacas estão, em média, na cota  $- 12,80$ . Assim a cota média da ponta das estacas será cerca de  $- 21,50$  numa camada de areia média pouco argilosa fofa ou pouco compacta. São 375 estacas de 52 cm de diâmetro e 9 m de comprimento para carga de 100 t e 48 estacas do mesmo tipo para fundação independente (porém, dentro da área da fundação principal) da máquina impressora.

Para a comprovação da carga admissível foi feita uma prova de carga até 150 t (cerca de 1,5 vezes a carga admissível). Uma sobre uma estaca da parte principal do prédio e duas nas estacas pré-escavadas. De acordo com a norma previamente estabelecida o recalque para essa carga máxima deveria ser inferior a 10 mm. Na verdade ele, foi de 4,6 mm. A figura 12 mostra a curva carga-recalque dessa prova, com estimativa da resistência de atrito lateral (24 t) e carga de ponta (63 t). Portanto a estaca será uma estaca de ponta, o que é classicamente esperado nas estacas em areia, com cerca de  $\frac{1}{2}$  de carga transmitida ao terreno por sua ponta.

O módulo de deformabilidade da areia na ponta da estaca pode ser determinado pela prova de carga. É cerca de 2500 Kg/cm<sup>2</sup> (vide figura 12): portanto, coeficiente  $\alpha$  será da ordem de 1000, como acima mencionado; pois a pressão de confinamento da areia, na zona da ponta da estaca, é de cerca de 20 m de terra parcialmente submersa.

Com esses dados, seguindo-se o método de cálculo descrito na primeira parte deste artigo (vide pags: 22 e 23 da Geotecnia n.º 23) pôde-se estimar o recalque do centro do edifício como sendo de 48 mm.

A obra iniciou-se em inícios de 1948 e terminou em inícios de 1952 com um recalque no centro de 15 mm e 7 mm nos bordos. A figura 13 mostra as curvas de igual recalque em 4 de Julho de 1957, isto é cerca de cinco anos e meio após o término da construção quando os recalques atingiram 30 mm no centro do prédio. Não muito menores que os 48 mm previstos. No mesmo desenho da figura 13 estão indicados os locais de dois dos pontos nivelados recentemente e cujas curvas

tempo recalque aparecem na figura 14. Nesses últimos 20 anos verifica-se que os recalques se estabilizaram.

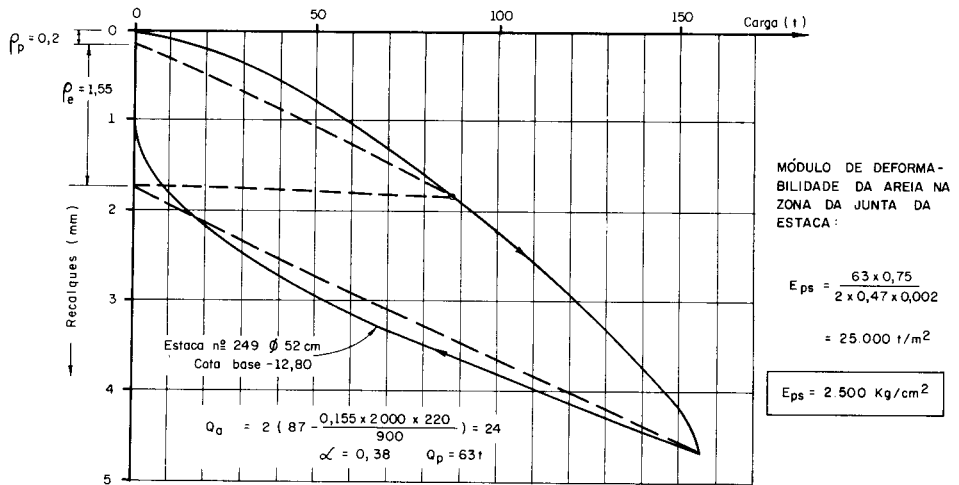


Fig. 12 — Edifício “Estado de São Paulo — Hotel Jaraguá” — Curva Carga — Recalque Prova de carga

Porém há uma lenta progressão de recalques seculares, entre 0,01 e 0,07 mm/ano. Tal progressão indefinida de recalque vem sendo observada em fundações directas ou sobre estacas nas areias basais de São Paulo. A velocidade de progressão é tanto maior quanto maiores são as cargas de fundação dos edifícios. Pode-se admitir que a velocidade observada no Hotel São Paulo, com 205 estacas de 47,5 t os recalques seculares são de 2,4 mm/ano. No Edifício do Banco do Estado, com 317 estacas de 84 t, a velocidade é de 1,6 mm/ano. No edifício Azevedo Villares, com 143 estacas de 43 t, a velocidade é de 1,3 mm/ano. A máxima velocidade está sendo observada no Edifício Copan, cuja fundação é por tubulões descarregando cerca de 10 Kg/cm<sup>2</sup> na areia. Ali, 20 anos após o prédio concluído a velocidade de recalque está entre 6 e 9 mm/ano.

Um outro caso bastante interessante de fundações por estacas em areias ba-

IPT : CO 150 068

■ COLUNAS DE REFERENCIA  
□ COLUNAS

ESC. 1 : 250

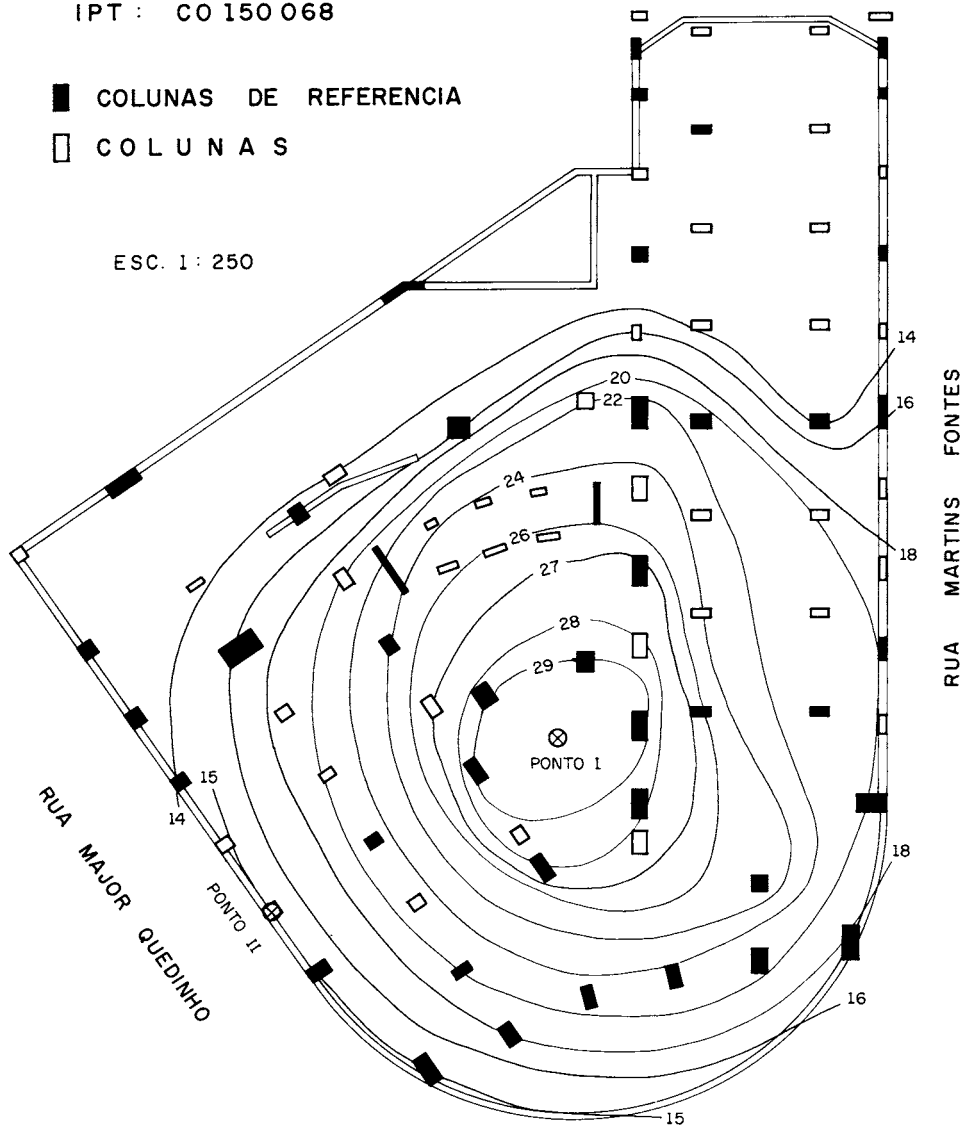


Fig. 13 — Edifício “Estado de São Paulo — Hotel Jaraguá” — Curvas de Igual Recalque (em mm) na data de 04/07/1957

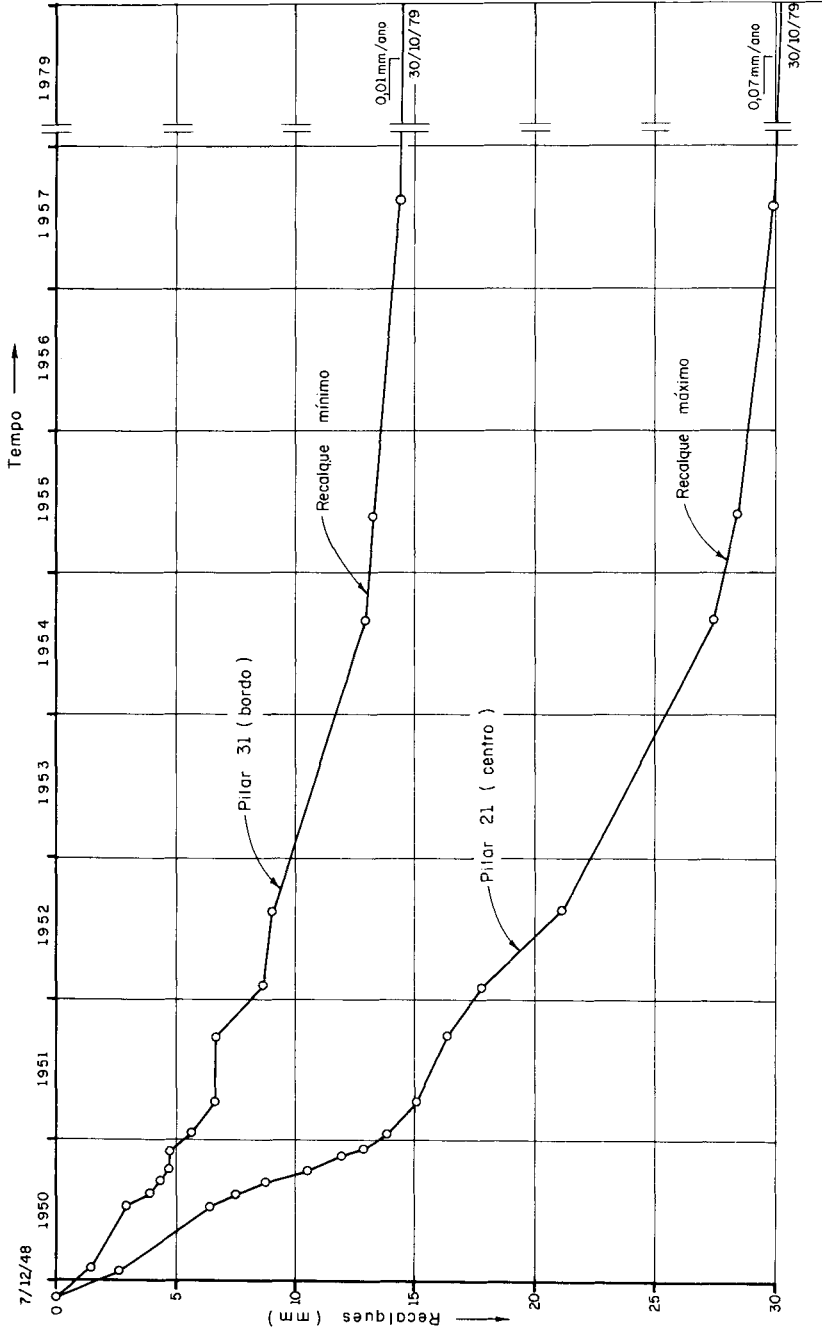


Fig. 14 — Edifício “Estado de São Paulo — Hotel Jaraguá” — Curvas Tempo -Recalque



sais de São Paulo é o do Viaduto 9 de Julho, sobre a Av. 9 de Julho, uma das principais artérias da cidade de São Paulo.

Na figura 15 apresenta-se um corte longitudinal da fundação dos três vãos centrais do Viaduto em questão. Observe-se que os pilares desses vãos são fundados sobre estacas de madeira, com 8 m de comprimento e diâmetro médio de 20 cm. Na figura 16-b aparecem gráficos de provas de cargas sobre estacas individuais dessas fundações do Viaduto. Como havia dúvidas sobre o comportamento dessa fundação o carregamento foi controlado (enchendo-se de água uma grande galeria existente abaixo do tabuleiro do Viaduto) e medindo-se as cargas transmitidas a cada pilar por meio de macacos hidráulicos. Cada uma das quatro fundações suportava sete pilares os quais são numerados P43 até P70. Assim foi possível traçar-se os gráficos carga-recalque do vão central que aparecem na figura 16-a.

Note-se que essas fundações tinham sido projectadas por sapatas directas. Entretanto, a escavação para as sapatas tendo sido feita a cerca de 10 m abaixo do nível d'água, com bombeamento de dentro da cava, provocou a liquefação da areia no fundo da cava impossibilitando o uso da fundação directa. Essa é a razão porque, na figura 15 sob as sapatas dos pilares P57/P63 e P50/P56 aparece uma camada de 3 m de espessura de areia com resistência à penetração SPT nula ou menor que 8 golpes/30 cm.

#### IV — RECALQUES DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS

As observações de recalques de edificios sobre estacas em areia possibilitaram a análise, com finalidade de previsão, dos recalques de grupos de estacas a partir de provas de carga sobre estacas individuais. Algumas dessas observações foram as mesmas que permitiram a Skempton em 1953 (7) estabelecer sua célebre curva para previsão de recalques de grupos de estacas. No gráfico da figura 17 foram colocados os pontos já utilizados por Skempton, correspondentes a fundações de edificios em São Paulo, relacionando-se a relação recalque máximo observado na fundação sobre o recalque observado em prova de carga prévia sobre a mesma estaca isolada ( $\frac{q_g}{q_o}$ ), contra a relação entre a menor dimensão da fundação, divi-

---

(7) Skempton, A.W. — "Discussion: piles and pile foundations, settlement of pile foundations" — Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. Soil Mech., Zurich — 1953.

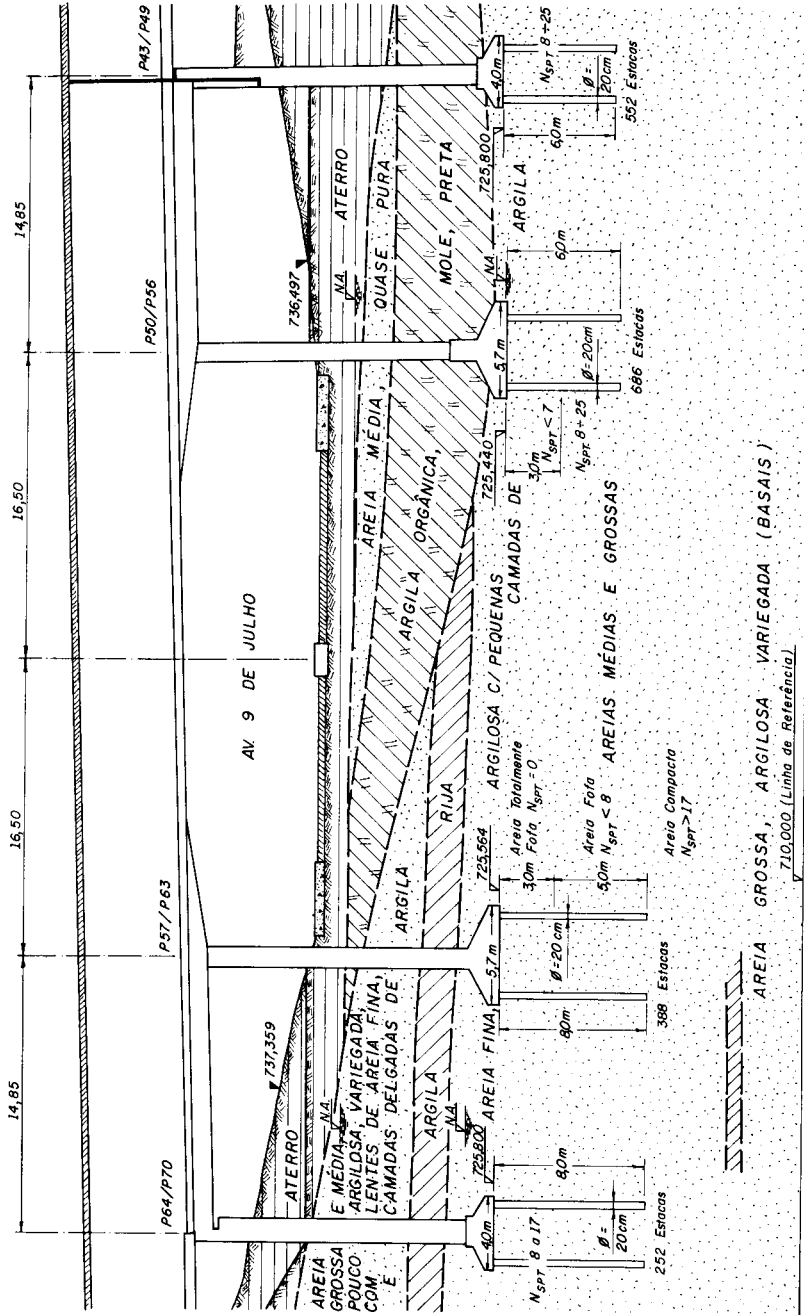
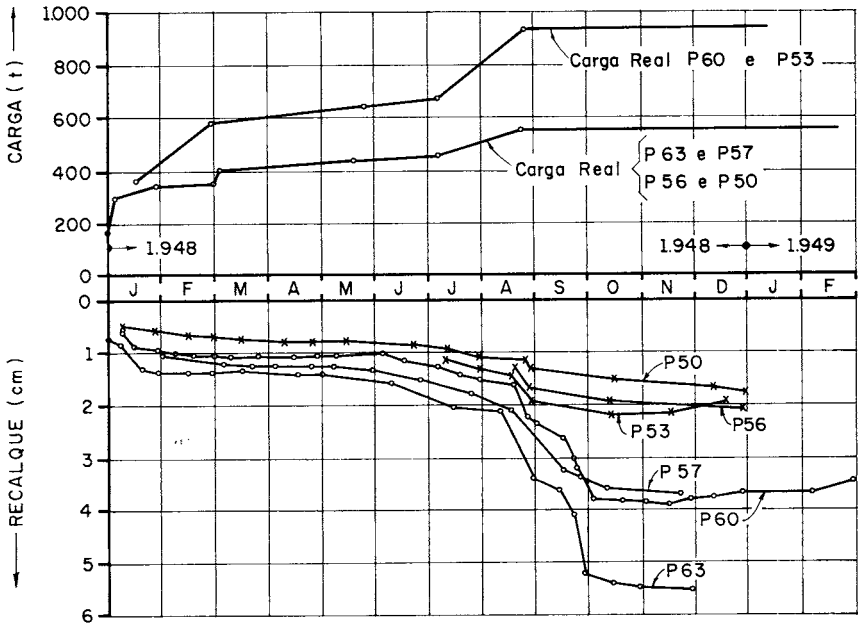
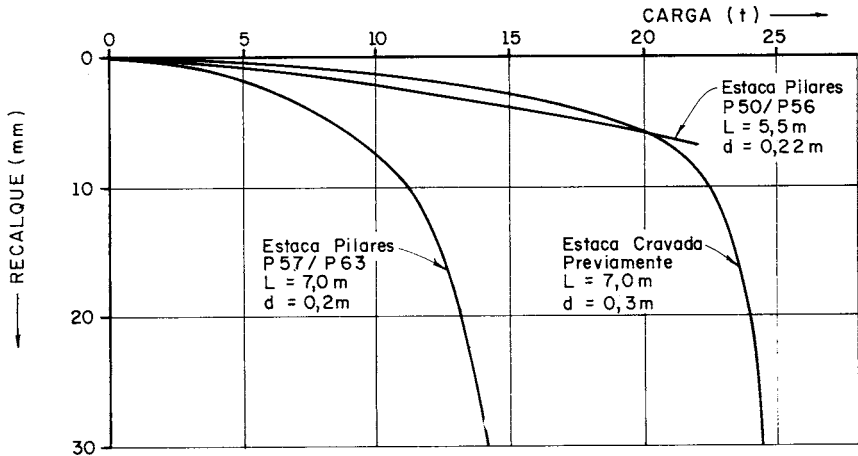


Fig. 15 — Corte Longitudinal dos Vãos centrais do Viaduto 9 de Julho São Paulo



a) Curva Carga-Recalque - Tempo dos Pilos P57 / P60 e P50 / P56.



b) Provas de Carga Sobre Estacas Isoladas.

Fig. 16 — Viaduto 9 de Julho — Observação de Recalques e Provas de Carga sobre Estacas

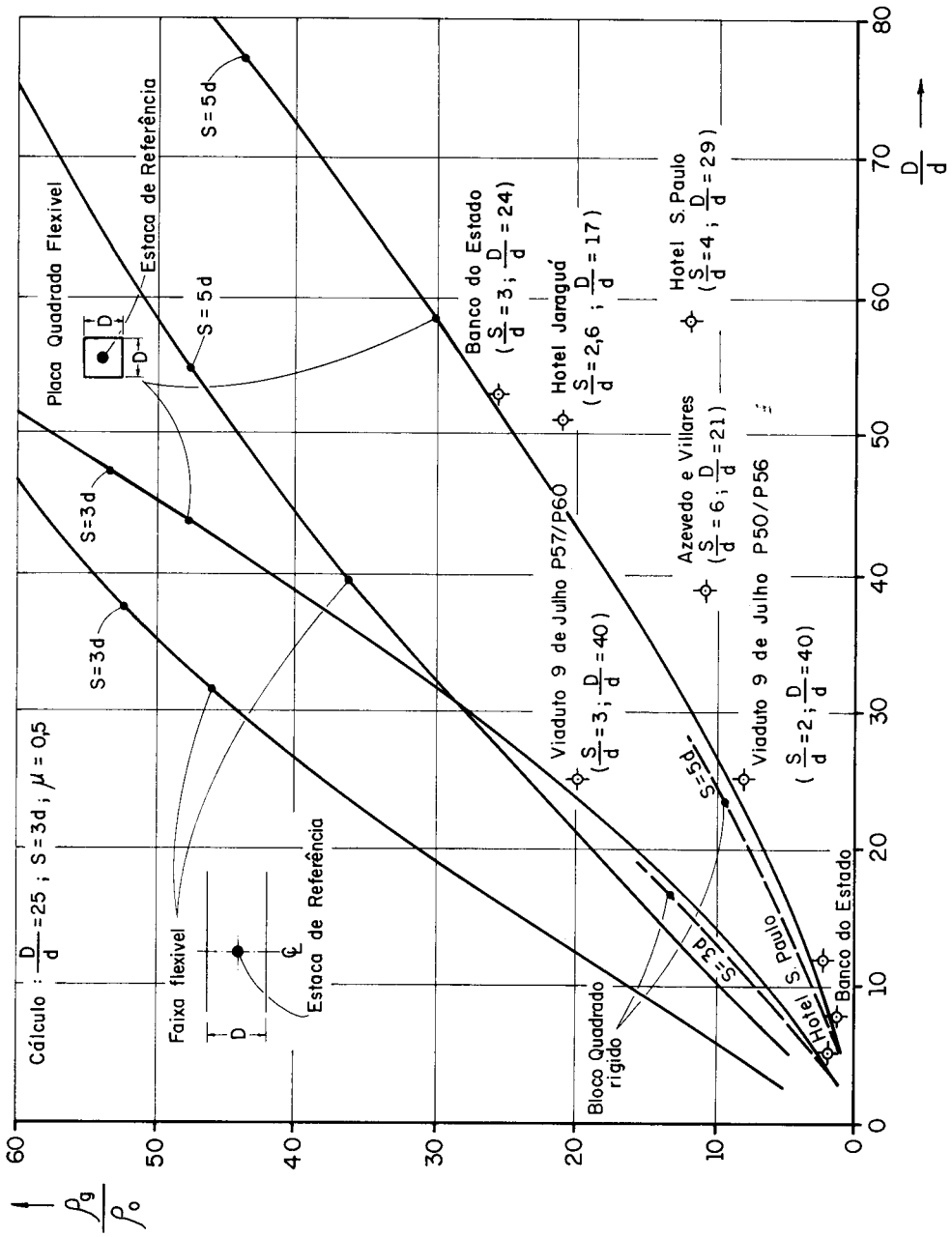


Fig. 17 — Relação Recalque Grupo x Recalque Estaca Isolada

dida pelo diâmetro das estacas ( $\frac{D}{d}$ ). Junto a cada um dos pontos observados estão indicados, na figura 17, os valores médios entre espaçamento e diâmetro ( $\frac{S}{d}$ ) e comprimento dividido pelo diâmetro ( $\frac{L}{d}$ ) das fundações cujos comportamentos foram observados.

Entretanto aos pontos, utilizados por Skempton, foram adicionados os correspondentes à fundação do Hotel Jaraguá, adrede mencionada, e a dos pilares P57/P60 e P50/P56 do Viaduto 9 de Julho. Como o número de estacas nesses dois pilares são diferentes, seus recalques foram também diferentes e por isso, correspondem a dois pontos distintos no gráfico da figura 17. No mesmo gráfico foram colocadas curvas da relação ( $\frac{q_g}{q_o}$ ) contra ( $\frac{D}{d}$ ) calculadas teoricamente a partir do cálculo de influência de pares de estacas, de Poulos (8), já citado nas duas partes anteriores deste trabalho.

Observe-se que os valores ( $\frac{q_g}{q_o}$ ) observados são muito menores que os calculados para a mesma dimensão ( $\frac{D}{d}$ ) dos grupos de estacas. Isso confirma a suposição, já expressa pelo próprio Poulos, de que sua análise exagera a influencia recíproca de estacas muito distanciadas entre si. Note-se ainda que a tendência ante-vista por Skempton da relação ( $\frac{q_g}{q_o}$ ) tender a um valor assintótico (que seria da ordem de 12) só seria válida para grupos com filas de um número crescente de estacas, para cada fila — sob a condição que a abscissa B (“breadth of foundation”) correspondesse ao comprimento, maior dimensão da fundação e que a relação ( $\frac{q_B}{q_1}$ ) das ordenadas do gráfico de Skempton correspondessem ao recalque observado num dos cantos da faixa carregada. E ainda mais que o valor assintótico de ( $\frac{q_B}{q_1}$ ) crescesse com o número de filas (vide figura 13 da 2.<sup>a</sup> Parte deste trabalho). No caso de ( $\frac{q_B}{q_1}$ ) corresponder ao máximo recalque da fundação (observado no centro da mesma) a teoria não confirma a tendência assintótica.

Finalmente, para fins comparativos, colocaram-se, num mesmo gráfico na figura 18, a curva de Skempton, calculada admitindo um diâmetro médio das estacas de 0,5m, e uma curva calculada a partir da análise de Poulos, para faixas estacadas de largura D e diâmetro médio das estacas d, os pontos observados nas fundações de estacas em areias de São Paulo, em conjunto com os observados nas

(8) Poulos, H.G. — “Analysis of the Settlement of Pile Groups” — Géotechnique 18, 449-474—Londres, 1968.

funções por estacas na Baixada de Santos, relatadas na 2.<sup>a</sup> Parte deste trabalho. Observe-se que, no gráfico da figura 18, estão colocadas as  $\left(\frac{Q_g}{Q_o}\right)$  observadas no centro das fundações e não as dos cantos como aparece na figura 13 da 2.<sup>a</sup> Parte deste trabalho. Veja-se que os pontos observados discrepam bastante da curva de Skempton; porém, discrepam também das análises teóricas — provavelmente porque elas estão baseadas na Teoria da Elasticidade, a qual não se aplica integralmente ao material solo. Poder-se-ia admitir a curva de Skempton como um mínimo e a de Poulos como um máximo.

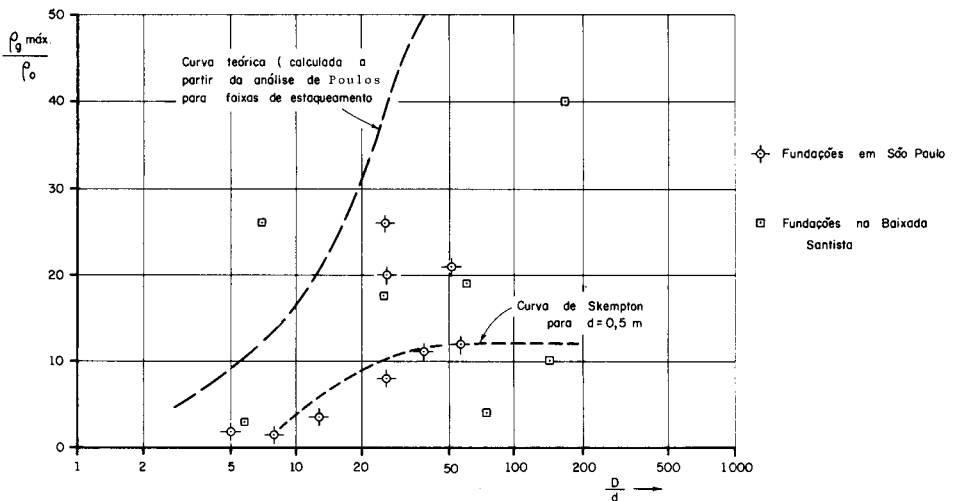


Fig. 18 — Carga entre Recalques Máximos/Recalques de Prova de Carga contra Menor Largura/Diâmetro Médio das Estacas

## V — CONCLUSÕES GERAIS

Tendo em conta as conclusões que surgiram da análise teórica do comportamento de estacas e grupos de estacas, descrita na 1.<sup>a</sup> Parte deste trabalho, e mais à vista dos factos descritos na 2.<sup>a</sup> Parte, relativos a estacas cravadas em terreno mole, em conjunto com os relatados nesta última Parte, pode-se chegar às seguintes conclusões de ordem geral.

- 1.º) O cálculo do comportamento de estacas feito a partir de métodos numéricos, aliado aos estudos dos resultados de ensaios sobre estacas instrumentadas, permite uma compreensão da interação estaca terreno a partir da qual já é possível interpretar-se os resultados de provas de carga sobre estacas, no sentido de realmente estes conduzirem a previsões práticas e valiosas sobre o comportamento das fundações por estacas.
- 2.º) A aplicação de um método proposto, na 2.<sup>a</sup> Parte do trabalho, para separar a carga de ponta e a transferida ao longo da superfície lateral do fuste da estaca (supondo que a distribuição dessa resistência lateral é uniformemente distribuída) foi confirmada em vários casos de estacas cravadas em São Paulo, tanto nas “argilas porosas” como nas “argilas rijas” com pontas em argila ou em areias terciárias.
- 3.º) Foi verificado, nessas estacas a limitação de suas resistências de ponta a um valor crítico, acima do qual a capacidade de carga da estaca não cresce, embora aumente-se seu comprimento. A mesma limitação não é tão nítida no que concerne à resistência lateral. Verificou-se ainda que essas resistências na “argila porosa” e na “argila dura” não saturada, subjacente a essa, devam ser calculadas levando em conta atrito e coesão obtidos em ensaios não drenados.
- 4.º) As estimativas de capacidade de carga feitas a partir de resistências à penetração são extremamente imprecisas e só podem ser feitas a partir de análise estatísticas válidas dentro de uma mesma região.
- 5.º) A previsão de recalques de fundações sobre estacas pode ser feita pelo método esboçado no item 7 da 1.<sup>a</sup> Parte deste trabalho, quando se dispõe de dados sobre o coeficiente de proporcionalidade  $E_z$ , existente entre o “módulo de deformabilidade”  $E_z$  e a pressão efectiva de confinamento  $\bar{\sigma}_3$ .
- 6.º) A previsão empírica ou teórica do recalque de grupos de estacas, a partir da célebre curva de Skempton ou de análise de Poulos, só pode ser feita dentro de margens de tolerância muito grandes.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 — E. Pichler (1948) — “Regional Study of the Soils from São Paulo — Brazil” — Proceeds. 2nd I.C.S.M.F.E., Rotterdam.
- 2 — A. J. Costa Nunes e M. Vargas (1953) — “Computed Bearing Capacity of Piles in Residual Soil Compared with Laboratory and Load Tests” — Proceeds. 3.º I.C.S.M.F.E., Zurich.
- 3 — Ladislau Paladino (1972) — “Fundações para Torres de Linhas de Transmissão”. Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Eléctrica, São Paulo.
- 4 — C. S. Pinto, Façal Massad e Henrique Zvebil (1974) — “Fórmulas dinâmicas para estacas de Concreto em São Paulo e Piaçaguera” — Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, São Paulo.
- 5 — M. Vargas (1948) — “Building Settlement Observations in São Paulo — 2nd I.C.S.M.F.E., Rotterdam.
- 6 — M. Vargas (1961) — “Foundations of Tall Building on Sand in São Paulo (Brasil)” — 5th I.C.S.M.F.E., Paris.
- 7 — A. W. Skempton (1953) — “Discussion: piles and pile foundations, settlement of pile foundations” — Proc. 3rd. Int. Conf. Soil. Mech., Zurich
- 8 — H. G. Poulos (1968) — “Analysis of the Settlement of Piles Groups” — Geotechnique 18, 449-474, Londres.