

UMA EXPERIÊNCIA BRASILEIRA EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS* 1.^A PARTE – TEORIA DAS ESTACAS VERTICAIS CARREGADAS AXIAL- MENTE

A Brazilian Experience in Pile Foundations 1st Part – Theory of Vertical Piles Axially Loaded

por
MILTON VARGAS**

RESUMO – Nesta primeira parte do trabalho é apresentada uma teoria das estacas verticais carregadas axialmente com o propósito de estabelecer uma base teórica sob a qual seriam interpretados os resultados de provas de carga e observação do comportamento de fundações por estacas nas cidades de São Paulo e Santos, Brasil. É feita uma breve referência à evolução das teorias das estacas e, em seguida, é apresentado uma abordagem teórica do comportamento de uma estaca vertical isolada carregada axialmente, com a preocupação de caracterizar a transferência da carga ao solo por meio de resistência de ponto e do atrito lateral. Distingue-se o esforço lateral como aquele proveniente das deformações do solo ao longo do fuste, antes do deslizamento da estaca em relação ao solo; e o esforço final de atrito lateral que aparece após esse deslizamento. É dada ênfase ao cálculo do coeficiente de recalque e capacidade de carga de estacas individuais porque através desses valores, em conjunto com a deformação elástica do material da própria estaca, torna-se possível uma melhor interpretação dos resultados das provas de carga sobre estacas individuais. Finalmente, é feita uma análise teórica dos recalques e capacidade de carga de grupos de estacas visando estabelecer um método de prever recalques e capacidade de carga das fundações por estacas a partir de provas de carga individuais.

SYNOPSIS – As a first part of the paper, a theory of vertical piles axially loaded is presented with the purpose of establishing a theoretical basis on which load tests results and pile foundations behaviour observations in the cities of São Paulo and Santos, Brazil, can be interpreted. A brief mention of the evolution of pile theory is made before presentation

* Conferência proferida no dia 28 de Novembro de 1977 no LNEC. A discussão do trabalho está aberta durante um período de três meses.

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

of a theoretical approach to the behaviour of a vertical pile axially loaded aiming to characterize load transference to the soil by point and lateral resistances along the pile shaft before slipping of the pile on the soil is distinguished from the final lateral friction resistance on the pile. Attention is paid to the coefficient of pile reaction and bearing capacity of individual piles, as well as its elastic deformation, in order to make possible a better interpretation of load tests results. At last a theoretical analysis of pile-group behaviour is made with the purpose to establish a method to predict settlement and bearing capacity of pile foundations from load tests on individual piles.

1 – INTRODUÇÃO

Uma teoria das estacas, em Mecânica dos Solos, deve abranger os seguintes fenómenos: capacidade de carga das estacas individuais, recalques de estacas individuais, capacidade de carga de grupos de estacas e recalques de grupos de estacas. A teoria esboçada a seguir está baseada nas ideias originalmente expostas sobre o assunto por Terzaghi, em 1925 (1) e 1942 (2). Posteriormente elas foram desenvolvidas por Meyerhoff, em 1951 (3) e numa série de trabalhos do mesmo autor sobre capacidade de carga. Mais tarde Kerisel (4) e Vesic (5) levaram a cabo experiências, em modelos e no campo, das quais resultou a necessidade de modificar alguns conceitos da teoria.

Naquela mesma época iniciou-se uma linha de investigações teóricas concernente ao que se refere à transferência das cargas das estacas ao solo e aos recalques de estacas individuais e grupos de estacas: D'Appolonia e Romualdi (6), D'Appolonia e Thurman (7), Vesic (8), Poulos (9). Meyerhoff incorporou os novos resultados de pesquisa em suas ideias na 11.^a Conferência Terzaghi em 1975 (10). Finalmente foi possível iniciarem-se os estudos teóricos do comportamento de grupos de estacas (11).

Neste trabalho não se pretende reinterpretar essas teorias mas apenas apresentá-las tendo em vista uma experiência brasileira sobre estacas. Alguns poucos trabalhos publicados já descreveram aspectos da experiência brasileira em fundações por estacas; mas uma grande parte dessa experiência ainda está inédita nos arquivos de Institutos de Pesquisa e firmas particulares. Na 2.^a parte deste trabalho pretende-se apresentar uma parte dela, correlacionada principalmente com a experiência do Instituto de Pesquisas Tecnológicas e da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

2 – ESTACAS ISOLADAS

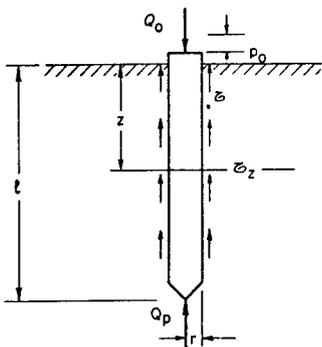


Fig. 1-a

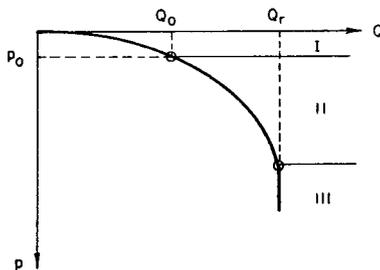


Fig. 1-b

Uma prova de carga sobre estaca individual, mobilizará reacções do solo como as apresentadas na Fig. 1-a e levará a um gráfico carga-recalque, o qual terá, em geral, a forma indicada na Fig. 1-b. A curva se divide em três regiões:

- I) Região de quase proporcionalidade entre a carga e recalque.
- II) Região de deformação visco-plástica – onde a velocidade de carregamento influe muito sobre os recalques e onde aparece o fenómeno de relaxação. (da carga quando se aplicam deformações arbitrárias).
- III) Região de ruptura – nela se define a “capacidade de carga” ou “Carga de ruptura” da estaca, como a carga Q_r , na qual o recalque aumenta indefinidamente com pequenos (ou sem) acréscimos de carga.

Qualquer carga aplicada à estaca se transmitirá ao terreno em duas parcelas. Uma como resistência de ponta Q_p outra como atrito lateral Q_a . Assim:

$$Q_0 = Q_p + Q_a = Q_p + \int_0^l p\tau_z \cdot dz$$

onde l é o comprimento de estaca, p seu perímetro e τ_z o atrito unitário solo \times estaca, na cota z .

Se colocarmos em gráficos separados as resistências totais, de ponta e de atrito lateral, para os mesmos recalques obteremos gráficos semelhantes ao da Fig. 2-a.

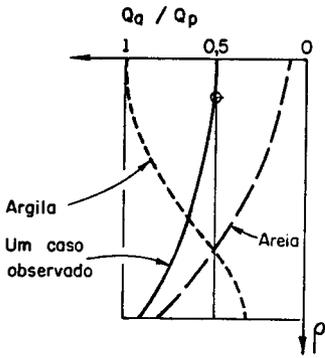


Fig. 2-b

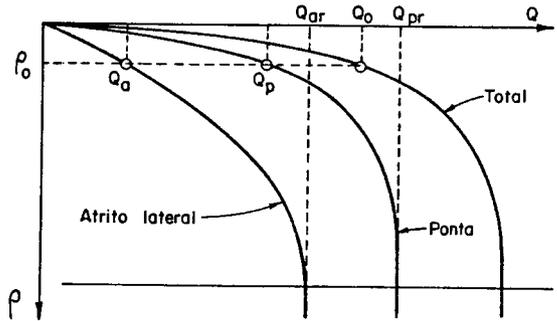


Fig. 2-a

Para o recalque ρ_0 , dentro da região de quase proporcionalidade ~ 1 , vê-se que a carga de ponta Q_p pode ser mobilizada até valor próximo da carga de ruptura Q_{pr} . (Na prática adopta-se um coeficiente de segurança S ; por exemplo: $S > 1,5$). Verifica-se pelo gráfico da Fig. 2 que a parte mobilizada da resistência de atrito irá depender da compressibilidade do solo na ponta e ao longo do fuste e das dimensões da estaca.

Na prática pode-se admitir que a parte mobilizada de atrito é uma fracção de carga transmitida ao terreno por sua ponta. Define-se, então, o coeficiente α , de transferência de carga, como:

$$\alpha = \frac{Q_a}{Q_p} = \frac{Q_o - Q_p}{Q_p} = \frac{Q_o}{Q_p} - 1$$

Donde se terá:

(2)

$$Q_o = (1 + \alpha) Q_p \quad \text{e} \quad Q_a = \frac{\alpha}{1 + \alpha} Q_o$$

Houve tempo em que, estribados em uma série de experiências de campo, medindo as duas parcelas da carga de estacas, julgou-se possível admitir valores mais prováveis para α : por exemplo: 0,1 a 0,5 para estacas cravadas em areia.

Para as estacas em argila não havia dados suficientes que permitissem a adopção prévia de um valor para α .

Hoje compreendeu-se que o valor de α é de variáveis muito com-

plexas e varia também ao longo do carregamento da estaca. Por exemplo: nas estacas flutuantes (cravadas em argila mole, sem preocupação da nega) esta regra não tem aplicação; pois $Q_o = Q_a$, nas estacas longas cravadas em terreno mole até substrato firme α pode tomar valores maiores que 1; embora o atrito lateral seja intuitivamente pequeno.

Enfim os valores de α variam amplamente, de caso para caso, não só com a natureza do terreno ao longo do fuste e da ponta como também com as dimensões da estaca e com as cargas aplicadas. Na Fig. 2-b indicam-se como variaria o valor de α para três casos diferentes. Assim sendo a posição relativa dos gráficos de atrito lateral e de ponta variam amplamente não só com a natureza do terreno, como também com as dimensões e compressibilidade do material da estaca, tanto quanto com a compressibilidade do solo ao longo do fuste e na zona da ponta e, também, com a grandeza das cargas aplicadas.

Isto pode ser constatado experimentalmente. Se ao executarmos uma prova de carga sobre estacas, de comprimento l , perímetro p e seção A , colocarmos medidores de tensões, intervaladas de Δl ao longo do fuste da estaca (por exemplo nos pontos 1, 2 e 3 da Fig. 3-a) e marcarmos no gráfico da Fig. 3-b as cargas Q_i que são transmitidas às seções inferiores aos medidores ao longo do fuste, obteremos gráficos de transferência de carga ao terreno que são, em geral diferentes para cada carga total aplicada Q_o e diferente, também, quando a carga Q_o atingir seu valor final de ruptura Q_r .

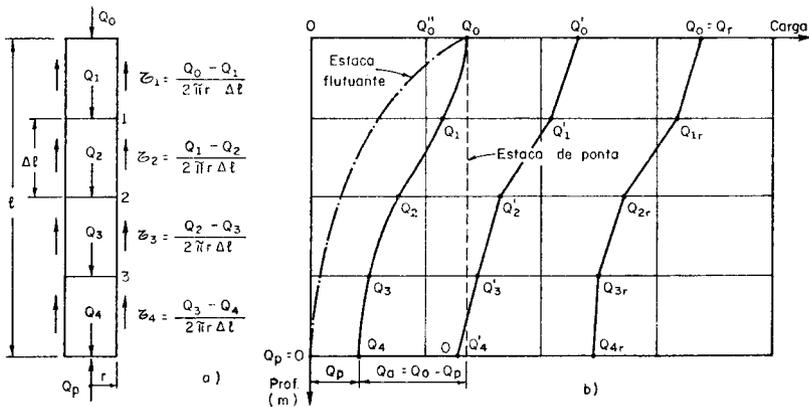


Fig. 3 - Transferência de carga estaca-terreno

Por exemplo, no carregamento, Q_0 é transmitido ao solo, por atrito τ_1 (t/m^2) no 1.º segmento; τ_2 (t/m^2) no segundo; τ_3 no terceiro; τ_4 no quarto e último segmento. A carga transmitida ao solo pela ponta Q_p e a transmitida por atrito Q_a , serão:

$$Q_p = Q_0 - \Sigma \Delta Q_i \quad Q_a = \Sigma \Delta Q_i = \Sigma p \cdot \tau_i \Delta l \quad (3)$$

Uma estaca que não transferisse carga alguma ao solo por atrito lateral teria o gráfico vertical da linha tracejada. Então:

$$Q_0 = Q_p$$

Uma estaca flutuante, em que $Q_p = 0$, teria o gráfico de transferência de carga como o da linha ponto-traço da Fig. 3-b.

De uma forma geral, a carga Q_i que é transmitida pela base do segmento i ao segmento inferior, pode ser calculada a partir da fórmula que dá a resistência lateral unitária média no segmento i :

$$\tau_i = \frac{\Delta Q_i}{p \Delta l} = \frac{Q_{i-1} - Q_i}{p \Delta l}$$

$$\therefore Q_i = Q_0 - \sum_1^i p \Delta l \cdot \tau_i \quad (4)$$

E a carga de ponta, será:

$$Q_p = Q_0 - \sum_1^n p \Delta l \tau_i = Q_0 - \sum_1^n \Delta Q_i \quad (5)$$

A compressão elástica na superfície inferior (base) de cada um dos segmentos será:

$$\Delta \rho_{ei} = \frac{Q_i \cdot \Delta l}{E_e \cdot A} = (\rho_{e(i-1)} - \rho_{ei}) \quad (6)$$

onde E_e é o módulo de elasticidade do material da estaca. Conhecendo o recalque do topo da estaca ρ_0 , o recalque da base do elemento i será:

$$\rho_{ei} = \rho_0 - \sum_1^i \frac{Q_i \Delta l}{E_e \cdot A} \quad (7)$$

Assim o recalque da base do último segmento (que é o recalque da ponta da estaca) é sempre igual ao recalque do topo menos a compressão elástica da estaca. Assim, na zona de proporcionalidade do gráfico de prova de carga, se calcularmos a compressão elástica da estaca será possível calcular o recalque da ponta e, por meio desse estimar aproximadamente a carga de ponta.

Por outro lado, se se sabe empiricamente que a transferência de carga se faz de uma certa forma: por exemplo, com τ_i constante ou com τ_i linearmente crescente com a profundidade, é possível estimarem-se as forças $\Delta Q_i = Q_{i-1} - Q_i$. Por exemplo: com $\tau_i = \text{constante} = \tau$:

tem-se:
$$Q_{i-1} - Q_i = \tau \cdot \Delta l \cdot p \quad Q_i = Q_0 - p \cdot \Delta l \cdot \tau \cdot i \quad (8)$$

Se, por outro lado, τ_i cresce proporcionalmente à profundidade $\tau_i = c \Delta l \frac{(2 \cdot i - 1)}{2}$; ou decresce com a profundidade, ter-se-á:

$$Q_{i-1} - Q_i = c \Delta l^2 p \frac{(2 \cdot i - 1)}{2} \quad Q_i = Q_0 - c \cdot p \Delta l^2 \sum_1^i \frac{(2 \cdot i - 1)}{2}$$

Isto é: conhecendo-se empiricamente $\tau_i = f(i)$ pode-se obter pela (4) os Q_i .

Essas equações poderão ser colocadas sob forma contínua, como na Fig. 4.

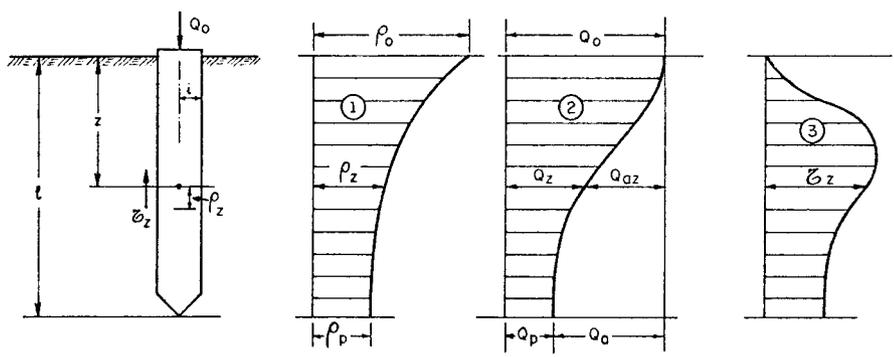


Fig. 4

A (4) pode ser posta sob a forma contínua:

$$Q_z = Q_0 - p \int_0^z \tau_z dz \quad \text{ou} \quad \tau_z = \frac{-1}{p} \frac{dQ_z}{dz}$$

A (6) pode ser posta sob a forma contínua:

$$\frac{d\rho_z}{dz} = - \frac{Q_z}{AE_c} \quad (6-a)$$

A (7) posta sob forma contínua será:

$$\rho_z = \rho_0 - \frac{1}{A \cdot E_c} \int_0^z Q_z \cdot dz \quad (7-a)$$

A integral $\int_0^1 Q_z dz$ pode ser posta sob a forma $\beta Q_a \cdot 1$, onde $\beta = \frac{1}{2}$ para uma distribuição linear crescente do atrito lateral de 0 a Q_a ; igual a 1 para um Q_z constante. Na prática costuma-se tomar $\beta = 0,6$.

Donde se vê que é possível tirar a curva de transferência de carga 2 derivando a curva dos recalques 1; e da 2 por derivação obter-se-á 3 (Fig. 4).

Da mesma forma, por integração, obtém-se da 3 a 2; e da integral da curva 2 obtém-se a 1 (Fig. 4).

3 - RECALQUES DAS ESTACAS ISOLADAS E COEFICIENTES DE RECALQUES

Sendo possível a estimativa dos coeficientes α e β , respectivamente: de transferência de carga pela estaca ao solo, e de distribuição do atrito lateral é possível o cálculo dos recalques de uma estaca isolada e do coeficiente de recalque na região I, de proporcionalidade entre carga e recalque (vide Fig. 1-b).

O recalque de uma estaca submetida à carga Q_0 é o resultado da compressão elástica do seu fuste mais a compressão do solo na sua ponta, simultânea à deformação do solo ou longo de seu fuste.

O recalque imediato da ponta de uma estaca com resistência de ponta (não considerando efeito de adensamento de camadas argilosas moles abaixo dessa) poderá ser estimado pela fórmula da Teoria de Elasticidade (Timoshenko) de uma placa carregando a superfície de um semi-espaco elástico multiplicada pelo coeficiente $\frac{1}{2}$.

$$\rho_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{(Q_p + Q'_p) (1 - \mu_s^2)}{E_{ps} \sqrt{A}} \quad (9)$$

Note-se que a carga Q_p deverá ser acrescida de um certo valor Q'_p proveniente da influência da carga de atrito lateral no centro da área de base da estaca.

$Q'_p = A \frac{Q_a}{l^2} K_a$. Onde K_a é o factor de influência da carga de atrito lateral sobre a pressão na base, estimado como da ordem de 5, de acordo com o gráfico de Antunes Martins-Grillo (12). Portanto:

$$Q'_p = \frac{5A Q_a}{l^2} = \frac{5A \alpha Q_p}{l}$$

μ_s é o coeficiente de Poisson e E_{ps} o módulo de elasticidade do solo na base da estaca. A é a área da estaca na sua ponta. O coeficiente $\frac{1}{2}$ refere-se à teoria de que o recalque, em profundidade de um semi-espaço elástico, é a metade do que se daria na sua superfície se a carga fosse a mesma distribuída em área igual (E. N. Fox, 1948).

A compressão elástica do fuste poderá ser tirado da fórmula (7-a), estimando-se a diferença entre o recalque do topo e o recalque da base da estaca.

$$\rho_e = \rho_o - \rho_p = \frac{\int_0^l Qz \, dz}{A \cdot E_e} = \beta Q_a \frac{l}{A \cdot E_e} \quad (10)$$

Como foi visto anteriormente e com o valor de β mais provável da ordem de 0,6. E_e é o módulo de elasticidade do material da estaca.

Somando (9) e (10) teremos o recalque do topo da estaca:

$$\rho_o = \rho_p + \rho_e = \frac{1}{2} \frac{(Q_p + Q'_p) (1 - \mu_s^2)}{E_{ps} \sqrt{A}} + \beta Q_a \frac{l}{A E_e}$$

$$\rho_o = Q_o \left[\frac{\left(1 + \frac{5A\alpha}{l^2}\right) (1 - \mu_s^2)^2}{2E_{ps} \sqrt{A} (1 + \alpha)} + \frac{\beta\alpha}{(1 + \alpha)} \frac{l}{A E_e} \right] \quad (11)$$

Se a estaca for cilíndrica de raio r , $A = \pi r^2$.

O coeficiente de recalque é definido na região I (Fig. 1-b) como:

$$k = \frac{Q_0}{\rho_0} \quad (t/cm)$$

Donde se tem:

$$k = \frac{Q_0}{\rho_0} = \frac{1}{\frac{\left(1 + \frac{5A\alpha}{l^2}\right) (1-\mu_s)^2}{(1+\alpha) 2E_{ps} \sqrt{A}} + \frac{\beta\alpha}{1+\alpha} \frac{l}{A E_c}} \quad (12)$$

Os coeficientes β e α tomarão, como foi dito, valores anteriormente sancionados pela prática.

4 - CÁLCULO ANALÍTICO DA TRANSFERÊNCIA DE CARGA

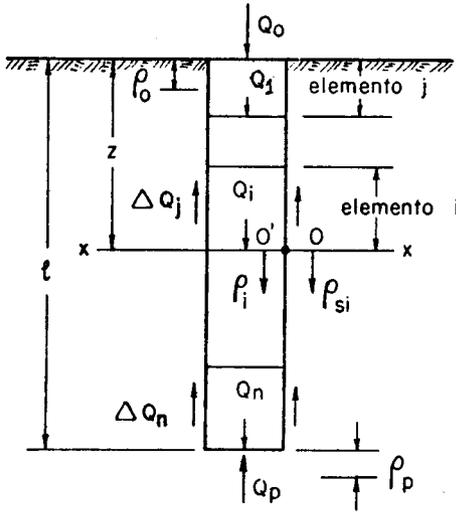


Fig. 5

Entretanto, como não é fácil estabelecerem-se os valores fixos e confiáveis para os coeficientes β e α , surgiu a necessidade do cálculo de transferência de carga. Supondo a estaca cilíndrica da Fig. 5, o recalque do solo adjacente ao fuste da estaca, na base do elemento i (a uma profundidade z do topo da estaca) poderá ser calculado se conhecermos os factores de influência I_{ij} que transferem a influência das forças de atrito lateral ΔQ_j (aplicadas nos centros de cada elemento j) ao recalque da superfície de base do segmento i : $\rho_{si} \cdot I_{ip}$ é o factor de influência da carga de ponta Q_p no recalque de superfície i .

Admite-se, primeiramente que o solo lateral à estaca deforma-se mas não

se desprega do fuste da estaca. Isto é, os pontos O e O' (Fig. 5), mantêm-se iguais durante a deformação.

$$\rho_{si} = \frac{1}{E_s} \left[\sum_{j=1}^n I_{ij} \Delta Q_j + I_{ip} Q_p \right] \quad (13-a)$$

$$\Delta Q_j = 2\pi r \cdot \Delta l \cdot \tau_j \quad e \quad Q_p = \sigma_p \pi r^2$$

Onde E_s é o módulo de elasticidade do solo ao longo do fuste.

O recalque ρ_p da ponta será calculado de forma semelhante; porém, seus factores de influência não serão mais os I_{ij} , pois, agora, haverá a compressão do solo da base. Os I_{pj} dados pelas influências das cargas ΔQ_j no centro da base e mais o efeito da própria Q_p , comprimindo o solo sob a base.

$$\rho_p = \frac{1}{E_{ps}} \left[\sum_{j=1}^n I_{pj} \Delta Q_j + I_{pp} Q_p \right] \quad (13-b)$$

onde E_{ps} é o módulo de elasticidade do solo na região da ponta.

Se as estacas forem incompressíveis, (curtas e de grande diâmetro), $\rho_{si} = \rho_p = \rho_o$ e, então, ter-se-á, para um dado ρ_o , sob forma matricial de $n+1$ termos:

$$\rho_o = [I] [\Delta Q] + [I_p] [Q_p] \quad (13-c)$$

Se, por outro lado, as estacas forem compressíveis, a compressão ρ_{ei} da secção XX da estaca do elemento i , será dada pela (7):

Admitindo, como já foi visto que até uma certa tensão de cisalhamento $\tau_j < \tau_r$ haverá deformação do plano XX, porém o ponto O' da estaca não se destacará do ponto O no solo adjacente. Então: $\rho_{si} = \rho_{ei}$. Por outro lado, o recalque da ponta da estaca pode ser calculado, também pela (7), fazendo-se a somatória até $i=n$.

Combinando a (13-a) com a (13-b) e lembrando que:

$$Q_i = \left[Q_p + \sum_1^n \Delta Q_j \right] - \sum_1^i \Delta Q_j = Q_o - \sum_1^i \Delta Q_j \quad (14)$$

teremos as $2n+1$ equações seguintes, para $2n+1$ incógnitas (as $n\Delta Q_j$ mais a Q_p , mais n recalques ρ_{si} e n compressões ρ_{ei}) e para um dado recalque total ρ_o .

$$\left. \begin{aligned} \rho_o - \sum_{i=1}^i \frac{Q_i \Delta l}{E_e \cdot A} &= \frac{1}{E_s} \left[\sum_{j=1}^n I_{ij} \Delta Q_j + I_{ip} Q_p \right] \\ \rho_o - \sum_{i=1}^{i=n} \frac{Q_i \Delta l}{E_e \cdot A} &= \frac{1}{E_{ps}} \left[\sum_{j=1}^{j=n} I_{pj} \Delta Q_j + I_{pp} Q_p \right] \end{aligned} \right\} \quad (15-a)$$

Substituindo a (14) na (15-a) teremos: (*)

$$\left. \begin{aligned} \rho_o + \sum_{j=1}^i \sum_{j=1}^i \frac{\Delta Q_j \Delta l}{A E_e} &= \frac{1}{E_s} \left[\sum_{j=1}^n \left(I_{ij} + \frac{i \Delta l E_s}{A E_e} \right) \Delta Q_j + \left(I_{ip} + \frac{i \Delta l E_s}{A E_e} \right) Q_p \right] \\ \rho_o + \sum_{j=1}^n \sum_{j=1}^{i=n} \frac{\Delta Q_j \Delta l}{A E_e} &= \frac{1}{E_{ps}} \left[\sum_{j=1}^n \left(I_{pj} + \frac{n \Delta l E_{ps}}{A E_e} \right) \Delta Q_j + \left(I_{pp} + \frac{n \Delta l E_{ps}}{A E_e} \right) Q_p \right] \end{aligned} \right\} \quad (15-b)$$

As (15-b) são $n+1$ equações para as $n\Delta Q_j$ e mais Q_p . Assim será possível calcularem-se as ΔQ_j e Q_p para um determinado recalque total ρ_o . Ter-se-ia, então, para cada recalque um $Q_o = \sum_1^n \Delta Q_j$ e, poder-se-ia calcular os Q_i pela (14).

Finalmente, pode-se, desse cálculo, obterem-se os coeficientes:

$$\alpha = \frac{\sum_1^n \Delta Q_j}{Q_p} \quad \text{e} \quad \beta = \frac{\sum_1^n Q_i \Delta l}{Q_a L}$$

(*) $\sum_1^i \sum_1^i \Delta Q_j = i \Delta Q_1 + (i-1) \Delta Q_2 + \dots + \Delta Q_i$

sendo:

$$Q_o = \sum_1^n \Delta Q_j + Q_p \quad \text{e} \quad Q_a = \sum_1^n \Delta Q_j$$

Considere-se, agora, o caso em que a hipótese inicial $\rho_{si} = \rho_{ei}$ não se dá.

A partir das ΔQ_j , para um dado ρ_o , calculam-se as tensões de cisalhamento: $\tau_i = \Delta Q_j / 2\pi r \cdot \Delta l$

Se algumas delas forem superiores a $\tau_r = a_i + \gamma z_i \text{tg} \delta_i$ haverá deslizamento da estaca em relação ao terreno. Então: substituir-se-ão nas equações (15), nos segmentos em que isso aconteça, as incógnitas ΔQ_j por valores conhecidos $2\pi r \Delta l (a_i + \gamma z_i \text{tg} \delta_i)$; onde a_i e δ_i são adesão e o atrito estaca-solo no elemento à profundidade $z_i = i \Delta l$. Substituem-se os valores das Q_j assim calculados nas (15-b) e refaz-se o cálculo.

Resta agora estimar os valores dos factores de influência I_{ij} , I_{ip} e I_{pj} e I_{pp} .

Para os I_{ij} empregar-se-á a fórmula de Mindlin (13) que dá a deformação vertical ρ_{sz} a uma profundidade z e distância r do eixo, produzida pela força Q aplicada na profundidade c . (Fig. 6).

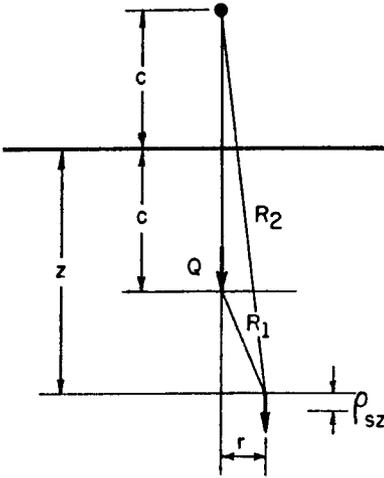


Fig. 6

$$\rho_z = \frac{Q}{16\pi G(1-\nu)} \left[\frac{3-4\mu}{R_1} + \frac{8(1-\mu)^2 - (3-4\mu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4)(z-c)^2 - 2cz}{R_1^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (16)$$

Fazendo $\mu = \frac{1}{2}$ tem-se:

$$\rho_z = \frac{Q}{8\pi G} \left[\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (16-a)$$

Para o cálculo dos I_{ij} :
 $G = \frac{E_s}{2(1-\mu)}$ é o módulo de deformação por cisalhamento que, para $\mu = \frac{1}{2}$,
 $G = E_s \cdot Q = \Delta Q_j$; $c = j\Delta l$; $z = i\Delta l$; $R_1^2 = (i-j)^2 \bar{\Delta} l^2 + r^2$; $R_2^2 = (i+j)^2 \bar{\Delta} l^2 + r^2$; r é o raio da estaca, o qual pode ser desprezado sempre que $i \neq j$.

Para o cálculo de I_{ip} : $Q = Q_p$; $c = n\Delta l$; $z = i\Delta l$; $R_1^2 = (n\Delta l - i\Delta l)^2 + r^2$; $R_2^2 = (n\Delta l + i\Delta l)^2 + r^2$; também aqui r (raio da estaca) pode ser desprezado sempre que $i \neq n$. Da mesma maneira se pode calcular I_{pj} . Finalmente o I_{pp} pode ser calculado da fórmula que dá o recalque de placas de área A em profundidade:

$$I_{pp} = \frac{(1-\mu_s^2)}{2 \sqrt{A}}$$

É de se notar entretanto que nesse cálculo há um erro notável que é o de tomar as cargas distribuídas ao longo do fuste da estaca como carga única aplicada no interior do solo; pois não está provado que a soma de recalques produzidos por cargas concentradas no interior do solo a várias alturas, seja igual aos recalques provenientes de cargas distribuídas ao longo do fuste.

5 - CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

A capacidade de carga das estacas é definida na região III da curva carga-recalque da Fig. 1-b, como a carga última que é atingida e na qual os recalques são indefinidos (deformação plástica). Na região II, visco-plástica ainda não há possibilidade do relacionamento teórico carga-recalque. Estudemos portanto agora a região III onde as cargas tornam-se teoricamente independentes dos recalques e, portanto, não mais eles serão mencionados.

Meyerhoff desenvolveu no seu primeiro trabalho sobre capacidade de carga uma teoria aplicável a fundações contínuas profundas, de largura B , profundidade D e comprimento indefinido (normal ao plano do papel) esquematizada na Fig. 7. A ruptura dá-se ao longo das superfícies logarítmicas OG e rectas GE , contidas pelas cunhas de terra BFE e AFE que produzem ao longo das rectas AE e BE as forças:

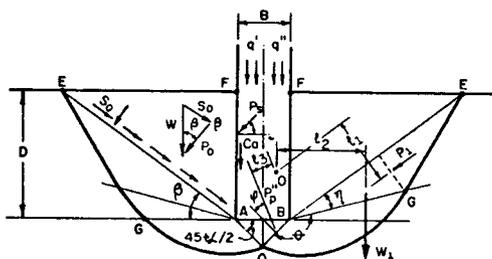


Fig. 7

$$S_0 = W \operatorname{sen} \beta$$

$$P_0 = W \operatorname{cos} \beta$$

e cujo peso é:

$$W = \frac{EF \times D}{2} \gamma =$$

$$= \gamma \frac{D^2}{2} \operatorname{cotg} \beta$$

pois: $EF = D \operatorname{cotg} \beta$

1) No caso de um solo sem peso, com coesão c e atrito Φ , a pressão q' actuante na superfície de base AB que irá produzir a ruptura, segundo Meyerhoff, será:

$$q' = c \left[\cotg \Phi \left\{ \frac{(1 + \text{sen} \Phi) e^{2\Theta \text{tg} \Phi}}{1 - \text{sen} \Phi \text{sen}(2n + \Phi)} - 1 \right\} \right] + p_o \left[\frac{(1 + \text{sen} \Phi) e^{2\Theta \text{tg} \Phi}}{1 - \text{sen} \Phi \text{sen}(2n + \Phi)} \right] \quad (17)$$

$q' = cN_c + p_o N_q$, onde os factores de carga N_c e N_q serão as expressões entre colchetes.

2) No caso de um solo com peso, coesão $c = 0$ e atrito Φ , a pressão de ruptura actuante na recta OB , será:

$$p_p'' = \frac{P_1 l_1 + W l_2}{l_3}$$

e a actuante na base AB :

$$q'' = \frac{\gamma B}{2} \left[\frac{4P_p'' \text{sen}(45 + \Phi/2)}{\gamma B^2} - \frac{1}{2} \text{tg}(45 + \Phi/2) \right] \quad (18)$$

$q'' = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$, sendo N_γ o factor de carga cuja expressão está entre colchetes.

3) Portanto, para o caso geral, de um solo com peso, com coesão e atrito

$$q = cN_c + p_o N_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (19)$$

onde:
$$p_o = \frac{W \cos \beta}{EA} = \frac{W \cos \beta}{D \text{sen} \beta} = \frac{\gamma D \cos^2 \beta}{2}$$

No caso de uma estaca, ter-se-ia, em primeiro lugar uma fundação circular de diâmetro d em vez de contínua de largura B . Então os valores de N_c , N_q e N_γ seriam diferentes. Estima-se que a maior diferença estaria em N_c que deveria então ser calculado, multiplicando-se a sua expressão por 1,3.

A expressão de N_q seria deduzida de N_c . Em segundo lugar o ângulo β (quando $D/d \geq 5$ que é o caso comum das estacas) atingiria 90° , como mostra a Fig. 8. Finalmente, o terceiro termo (relativo a N_y) seria suficientemente pequeno para poder ser desprezado.

Em estacas com $D/R \geq 5$

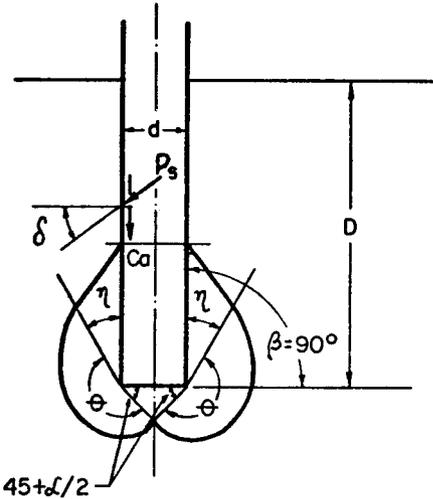


Fig. 8

Assim a expressão (19) passaria a ser:

$$q = cN_c + p_o N_q \quad (19-a)$$

onde p_o é a componente horizontal do empuxo ao longo do fuste da estaca.

$$p_o = p_s \cos \delta$$

sendo δ o ângulo de atrito solo \times estaca e c_a a adesão, o atrito ao longo do fuste será:

$$\tau_o = c_a + p_s \sin \delta$$

$$N_c = 1,3 \cot \Phi \left\{ \frac{(1 + \sin \Phi) e^{2\Theta \tan \Phi}}{1 - \sin \Phi \sin (2n + \Phi)} - 1 \right\} N_c = (N_q - 1) \cot \Phi \quad \therefore N_q = \frac{N_c}{\cot \Phi} + 1$$

Calculando-se obter-se-á:

para	$\Phi = 0$	$N_c = 10$	$N_q = 1$
para	$\Phi = 30^\circ$	$N_c = 200$	$N_q = 120$

A discussão actual está, actualmente, no valor das pressões p_o e p_s . Vários autores têm adoptado para p_o o valor do peso de terra na altura da base da estaca: $p_o = \gamma D$. Então a capacidade de carga de uma estaca (por exemplo) cravada em areia seria:

$$\begin{aligned} Q_r &= Q_p + Q_a = q \cdot A + \alpha Q_p = (1 + \alpha) q \cdot A \\ Q_r &= (1 + \alpha) \gamma D N_q \cdot A \end{aligned} \quad (20)$$

sendo A a área da base da estaca e $\alpha = \frac{Q_a}{Q_p}$, atrás definido.

Entretanto, o valor de p_o é bastante duvidoso, no caso da teoria de Meyerhoff. Ele poderá estar entre o valor médio do empuxo horizontal de terra ao longo de todo o fuste, isto é: $\frac{K_s \gamma D}{2}$ e o valor da pressão vertical de terra na ponta da estaca, multiplicada por um coeficiente de empuxo k_s , isto é: $k_s \gamma D$ (se admitirmos $k_s=1$, chega-se na fórmula 20).

Se adoptarmos o primeiro caso (mais a favor da segurança) o cálculo da capacidade de carga de estacas seria o seguinte:

1) Estacas em areia: ($c = 0$)

$$Q_r = \frac{\pi d^2}{4} \sigma_r + D \cdot \pi d \cdot \tau_o$$

onde: $\sigma_r = \frac{K_s \gamma D}{2} N_q$ e $\tau_o = \lambda K_s \frac{\gamma D}{2} \text{tg } \delta$

onde λ seria um coeficiente de mobilização do atrito lateral no momento de ruptura da base.

$$Q_r = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{K_s \gamma D}{2} N_q + D \cdot \pi d \frac{\lambda K_s \gamma D}{2} \text{tg } \delta$$

$$Q_r = \frac{\pi d^2 K_s \gamma D}{8} \left(N_q + \lambda \frac{4D}{d} \text{tg } \delta \right) \quad (21)$$

2) Estacas em argila: ($\Phi=\delta=0$); ($N_q=1$); c é a coesão na região da ponta da estaca e $c_a = \bar{a}c$ (onde \bar{a} é a coesão do solo ao longo da estaca e \bar{a} um coeficiente de redução por efeito de deformação ou amolgamento do solo, devido a cravação).

$$\text{Se } p_o = \frac{K_s \gamma D}{2}$$

$$Q_r = \frac{\pi d^2}{4} \left(c N_c + \frac{K_s \gamma D}{2} \right) + \lambda c_a \pi d \cdot D$$

$$Q_r = \frac{\pi d^2}{4} \left[c N_c + \frac{K_s \gamma D}{2} + \frac{4 \lambda c_a D}{d} \right]$$

$$Q_r = \frac{\pi d^2}{4} \left[c N_c + \frac{4D}{d} \left(\frac{K_s \gamma D}{8} + \lambda C_a \right) \right] \quad (22)$$

Se $p_o = \gamma D$ (estacas de $\frac{D}{d}$ muito grande) onde a zona plastificada está toda confinada à região da ponta da estaca e $K_s = 1$.

$$Q_r = \frac{\pi d^2}{4} \left[cN_c + \gamma D + \lambda C_a \frac{4D}{d} \right] \quad (23)$$

6 - LIMITAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM A PROFUNDIDADE

a) - Estacas em areia

Os ensaios de "deepsondering" já faziam supor que a capacidade de carga das estacas não cresceriam indefinidamente com a profundidade, mas atingiriam um certo valor e, daí por diante, permaneceriam constantes. As experiências de Kerisel e de Vesic reafirmariam essa suposição (4) (5).

Meyerhoff (1976) (10) propôs que a pressão de ruptura limite de ponta em estacas cravadas em areia fosse dada pela fórmula empírica (tirada de resultados de provas de carga, ensaios em modelo e "deepsondering"):

$$q_l = 0,5 N_q \operatorname{tg} \Phi \quad (24)$$

portanto uma função exclusiva do ângulo Φ sendo N_q o factor de capacidade de carga de estacas curtas.

Consideremos uma estaca cravada através de uma camada mole até um substrato de areia compacta.

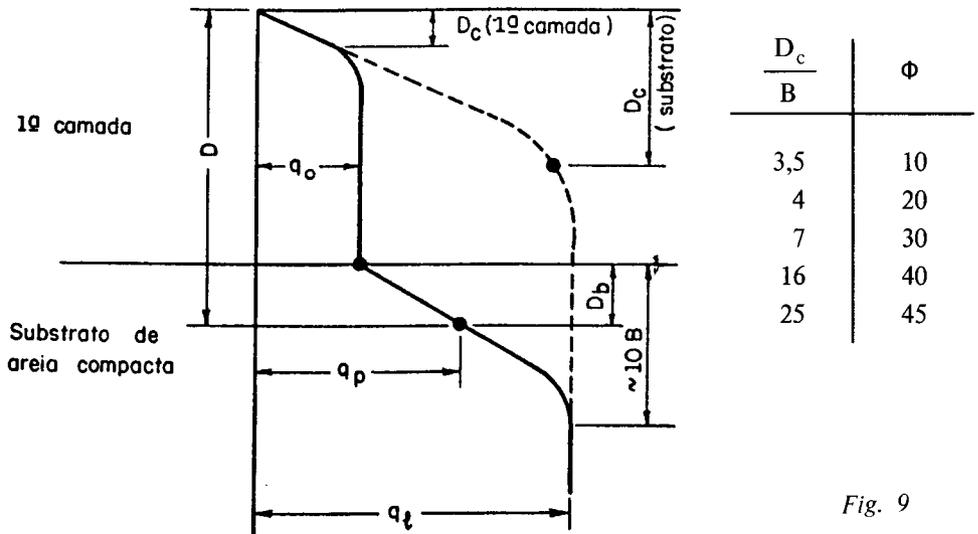


Fig. 9

A capacidade de carga Q_p aumenta, no substrato firme aproximadamente em proporção com D_b/B e atinge seu valor máximo com um D_b/B aproximadamente a metade de D_c/B . Para um $\Phi \approx 45^\circ$ do substrato firme $D_b/B \approx 10$.

Quando a penetração no substrato firme é menor que a correspondente ao D_b/B máximo então:

$$q_p = q_0 + \frac{(q_l - q_0) D_b}{10B} \leq q_l \quad (25)$$

Da mesma forma, o atrito lateral será limitado a um valor f_l .

$$f_s = K_s \bar{p}_0 \text{tg}\tau \leq f_l \quad (26)$$

Valores dignos de confiança de q_l e f_l só podem ser obtidos por meio de prova de carga estática. Entretanto eles podem ser estimados pelo "deep-sondering". Ou, então, também empiricamente, segundo Meyerhoff, a partir de ensaios de penetração dinâmicos S.P.T. $N(\text{golpes/pé})$.

$$q_p = \frac{0,4 N \cdot D_b}{B} \leq 4N \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (27)$$

$$f_s = \frac{\bar{N}}{50} \text{ (}\bar{N} = \text{média dos } N \text{ ao longo do fuste) (kg/cm}^2\text{)} \quad (28)$$

Note-se, entretanto, que essa correlação não pode pretender valor universal. Em geral correlações desse tipo, além de admitirem variabilidade probabilística muito grande, elas devem ser utilizadas nas regiões em que a experiência tenha-as mostrado válidas, como tentaremos estabelecer na 2.^a parte deste trabalho.

Para o caso de estacas em argila, Meyerhoff não é muito explícito, pois que não existe experiência suficiente nesse campo. Uma estimativa pode, entretanto, ser feita para a resistência de ponta com a fórmula:

$$q_p = cN_c + p_0N_q \leq q_m \quad (29)$$

entretanto o valor crítico q_m é problemático.

Logo após a cravação o valor do atrito lateral será:

$$f_s = c_c = \alpha c_u$$

onde c_u é a coesão obtida em ensaio não drenado e α um coeficiente que depende do tipo do terreno de cravação.

Entretanto, após algum tempo, começará a actuar um atrito que jamais poderá ultrapassar o valor de c_u , e então:

$$f_s = c + K_s \bar{p}_0 \operatorname{tg} \Phi \leq c_u$$

7 - RECALQUES DE GRUPOS DE ESTACAS

Tudo o que foi escrito anteriormente refere-se a recalques e capacidade de carga de uma estaca isolada. Tanto os recalques como a capacidade de carga de grupos de estacas são totalmente diferentes desses. Infelizmente a teoria dos grupos de estacas está muito atrasada em relação à das isoladas. Porém, em linhas gerais, poderia ser constituída da seguinte forma. Admita-se: 1) que as estacas não deslizam em relação ao terreno; 2) que se esteja na região I, de proporcionalidade entre carga e recalque; a experiência mostra que isso se dá quando as cargas aplicadas a estacas têm valores inferiores a 2/3 das cargas de trabalho; 3) que é possível fixarem-se de antemão os coeficientes α e β .

1) Num ponto P qualquer do terreno (vide Fig. 10) calcular-se-ão as pressões verticais σ_z e laterais ou radiais (no caso de uma fundação aproximadamente circular) σ_r provenientes:

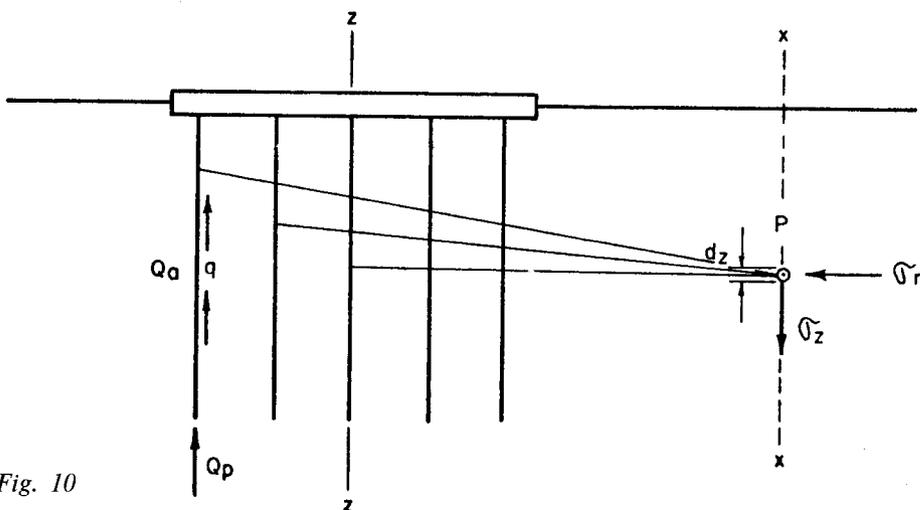


Fig. 10

- a) das cargas de ponta das estacas Q_p , pela fórmula de Mindlin (13) fazendo-se a somatória, no ponto P, das cargas de cada estaca;
- b) das cargas de atrito lateral Q_a , da mesma forma, a partir da fórmula de Antunes Martins (12).

2) O recalque elementar dp de um elemento vertical dz será dado pela fórmula:

$$dp = (\sigma_z - 2\mu\sigma_r) \frac{1}{E_z} dz$$

μ sendo o coeficiente do Poisson (no caso de deformações) sem variação de volume (índice de vazios constantes) $\mu = 1/2$ e E_z é o módulo de elasticidade na cota z .

3) O recalque ao longo de uma vertical X-X será dado pela integral:

$$\rho = \int_0^{\infty} \frac{\sigma_z - 2\mu\sigma_r}{E_z} dz \quad (30)$$

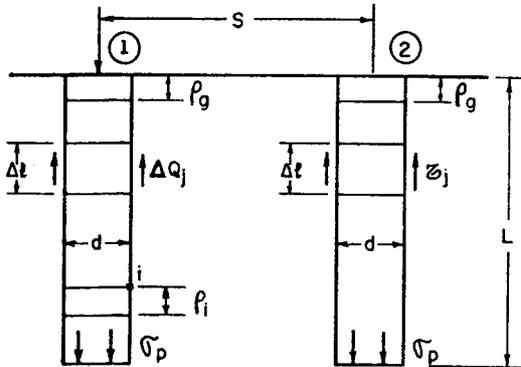
Sabe-se, por ensaios de compressão triaxial, que o valor de E_z das areias cresce, de forma aproximadamente linear com a pressão efectiva de confinamento $E_z = m \bar{\sigma}_3$. No caso de uma fundação em areia pode-se tomar $\bar{\sigma}_3 = K_0 \gamma z + \sigma_r$, sendo σ_r a pressão radial (admitindo que haja um eixo vertical de simetria Z - Z (Fig. 10) na fundação. Então $E_z = m (K_0 \gamma z + \sigma_r)$ e chegamos a fórmula final, com $\mu = \frac{1}{2}$.

$$\rho = \int_0^{\infty} \frac{\sigma_z - \sigma_r}{m(K_0 \gamma z + \sigma_r)} dz \quad (31)$$

Entretanto os valores E_z poderão ser correlacionados com índices utilizados na prática de fundação para caracterizar o terreno, como por exemplo, as resistências a penetração. Essas correlações, porém, só podem ter valor regional.

Se não se deseja partir da ideia que é possível estimar, de antemão, o quinhão de carga que é transferido ao solo pela ponta da estaca Q_p e aquele que é ao longo do seu fuste, Q_a , então se deve recorrer a um método semelhante ao do cálculo analítico da transferência das cargas de uma estaca isolada (indicado no cap. 4 anterior). Nessa nova aproximação abandona-se a

ideia de calcular o recalque na vertical de um ponto qualquer, no interior do solo, e procura-se calculá-lo ao longo da face de contacto estaca-solo, condicionando-o, ao facto que há uma interacção entre as deformações do solo, nessa face, e as deformações ou deslocamentos da própria estaca. Por exemplo, como foi esboçado por Poulos, para estacas cilíndricas incompressíveis (Fig. 11). O recalque de um grupo de duas estacas semelhantes, de diâmetro d , espaçamento s , e comprimento L ,



cravadas num semi-espaço elástico, é analisado a partir do cálculo do deslocamento ρ_i do solo adjacente à periferia da base do elemento i da estaca 1, devido às cargas ΔQ_j actuantes nos vários elementos da própria estaca e da segunda. Obtém-se:

Fig. 11

$$\rho_i = \frac{1}{E_s} \left[\sum_{j=1}^{j=n} \Delta Q_j ({}_1I_{ij} + {}_2I_{ij}) + Q_p ({}_1I_{ip} + {}_2I_{ip}) \right]$$

onde: $\Delta Q_j = 2\pi r \Delta l \cdot \tau_j$ e $Q_p = \sigma_p \cdot \pi r^2$

e ${}_1I_{ij}$ e ${}_2I_{ij}$ são, respectivamente os factores de influência dos deslocamentos dos pontos i devido a uma carga ΔQ_j distribuída nos elementos j das estacas 1 e 2. Da mesma forma ${}_1I_{ip}$ e ${}_2I_{ip}$ são factores de influência relativos aos recalques das bases de duas estacas.

Para o recalque das bases obtém-se:

$$\rho_p = \frac{1}{E_{ps}} \left[\sum_{i=1}^{j=n} \Delta Q_j ({}_1I_{pj} + {}_2I_{pj}) + Q_p ({}_1I_{pp} + {}_2I_{pp}) \right]$$

(E_s e E_{ps} foram definidos anteriormente).

sendo ${}_1I_{pj}$ e ${}_2I_{pj}$ os factores de influência das cargas laterais, no recalque das bases ${}_1I_{pp}$ e ${}_2I_{pp}$ os factores de influência das bases devidas às cargas distribuídas na superfície das próprias bases.

Isto pode ser posto sob a forma matricial que se aplica a ambas as estacas pois elas são iguais e intercambiáveis.

$$\frac{1}{E} \{ ({}_1I] + [{}_2I) [\Delta Q] + Q_p ({}_1I_p] + [{}_2I_p]) \} = [\rho]$$

Por outro lado, sendo as estacas iguais e incompressíveis o deslocamento de cada uma das superfícies das bases dos elementos de ambas as estacas será constantemente igual ao recalque ρ_g do topo da estaca, quando é considerado o efeito de uma sobre o recalque da outra.

$$\frac{1}{E} \{ [{}_1I] + [{}_2I) [\Delta Q] + Q_p ({}_1I_p] + [{}_2I_p]) \} = \rho_g = \rho_i = \rho_p \quad (32)$$

Equação que nos dará a distribuição de carga ΔQ_j no fuste e da carga Q_p transmitida da base ao solo, para cada recalque das estacas ρ_g , conhecidos os factores de influência ${}_1I$, ${}_2I$, ${}_1I_b$ e ${}_2I_b$. Esses poderão ser calculados pela fórmula de Mindlin, da mesma maneira que no caso da estaca isolada.

O recalque ρ_o de uma estaca isolada pode ser calculado pelos factores de influência $[I]$ (eq. 13-c). Portanto, é possível calcular-se o coeficiente α entre o acréscimo de recalque na primeira estaca, desviado à segunda estaca, sobre o recalque da estaca isolada. Poulos fez esse cálculo no artigo citado (11) mostrando o resultado em gráfico, onde $\bar{\alpha}$ é posto em função da relação S/d (distância das estacas sobre seu diâmetro) para valores de L/d (comprimento da estaca para seu diâmetro) e para $\mu = \frac{1}{2}$. Considere-se, agora, grupos da n estaca semelhantes como formado por pares de estacas.

Se os valores de α são calculados num mesmo semi-espaco elástico, (E e μ constantes) em função das dimensões S/d e L/d , o recalque de uma estaca do grupo sobre a influência de todas as outras, consideradas como par da primeira será:

$$\frac{\rho_g}{\rho_o} = 1 + \bar{\alpha} = 1 + \sum_{j=1}^n \alpha_{ij}$$

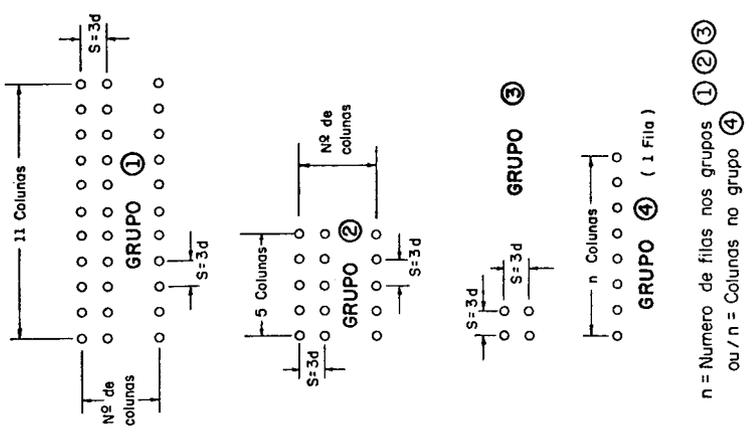
Para um dado recalque ρ_0 , correspondente a uma dada carga de trabalho, na estaca isolada, irá corresponder um outro recalque ρ_g na mesma estaca no grupo.

A Fig. 12 mostra um gráfico de ρ_g/ρ_0 , (recalque da estaca do canto de grupos de estacas sobre seu recalque como estaca isolada) em função do número de filas de quatro grupos de estacas constituído por estacas espaçadas entre si de três diâmetros, com comprimento de 25 diâmetros, distribuídas rectangularmente e em: 1) num grupo de 11 colunas; 2) num grupo de 5 colunas; 3) em uma fila de duas estacas ou em quadrado (duas filas de duas estacas); 4) n estacas em fila. Esse gráfico foi obtido a partir do gráfico de Poulos.

Para outras disposições das estacas no grupo, ou posição da estaca da qual se compara o recalque, o cálculo será semelhante.

Skempton (14) colocou em gráfico o ρ_g/ρ_0 de grupos de estacas, cujos recalques foram observados na prática, em função da largura do grupo. Na própria Fig. 12 está indicada a curva empírica de Skempton, se se admitir que o espaçamento das estacas é de 1,5 m. Verifica-se que a curva de Skempton corresponde à curva calculada, pelo método de Poulos, para grupos de estacas dispostas rectangularmente com 5 colunas e número de filas variável, com espaçamento entre as estacas de 1,5 m. Para que se tenha algo de comparável entre a curva de Skempton e os grupos de um grande número de colunas de estacas seria necessário admitir espaçamentos irrealis entre as estacas (3 m).

É necessário lembrar entretanto, que essa relação entre recalques do grupo e da estaca isolado só valem para a compressão imediata do terreno. Se existir camada argilosa sob o estaqueamento aparecerão os recalques por adensamento da estacaria os quais se somam os recalques devido à compressibilidade imediata do terreno e estacas e modificam totalmente a relação ρ_g/ρ_0 . Quando isso acontece é necessário calcularem-se os recalques adicionais por adensamento de acordo com a teoria do adensamento. Uma fórmula simples de assim fazer e calcular os recalques provenientes do adensamento da camada argilosa pela própria fórmula (30) fazendo-se nela $\mu = 0$ e $E_z = \frac{1}{m_v}$ sendo m_v o coeficiente de adensamento. Pode-se ainda fazer o cálculo da distribuição dos recalques com o tempo pela teoria de adensamento.



n = Numero de filas nos grupos ① ② ③
 ou n = Colunas no grupo ④

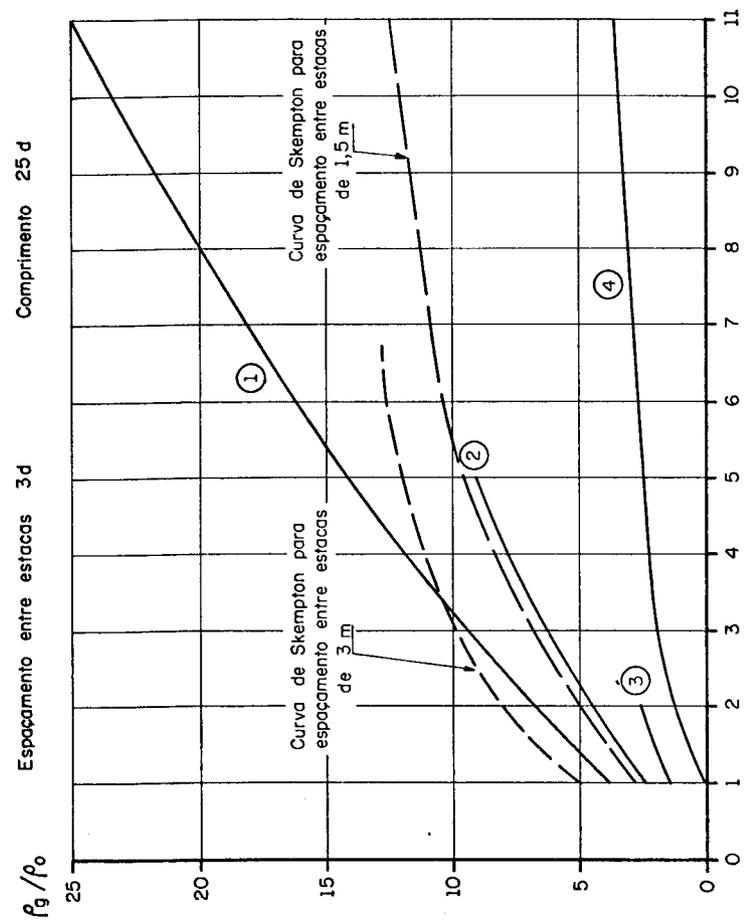


Fig. 12 – Relação $\frac{\rho_g}{\rho_o}$ entre o recalque da estaca do canto de um grupo de estacas e o seu recalque como estaca individual

8 – CAPACIDADE DE CARGA DE GRUPOS DE ESTACAS

A carga admissível nas estacas de um grupo é fixada geralmente a partir da carga de ruptura de uma estaca isolada ou a partir de um recalque que se fixa como admissível para a estaca isolada. Ambos os critérios são passíveis de crítica. De um lado, como vimos, os recalques dos grupos de estacas são muito maiores que os da estaca individual (a fixação de recalque admissível na estaca isolada que não produziria recalques incompatíveis com uma estrutura fundada num grupo de estacas, vem sendo feito a partir da prática regional de fundações). Quanto ao primeiro critério, ele esbarra com o facto de que a capacidade de carga do grupo de estacas nem sempre coincide com a da soma das estacas isoladas.

Como a capacidade de carga de um grupo de estacas é um problema ainda não esclarecido, fala-se, para se obter alguma informação sobre ela, em “capacidade de carga do pilar equivalente”. A qual seria calculada admitindo-se o estacamento como se fosse um pilar, tendo a altura das estacas e sua área de base constituída pela área coberta pelas estacas. Assim se calcular a capacidade de carga Q_{pr} “do pilar equivalente” pela fórmula (19) sendo D o comprimento das estacas e B a largura da área coberta pelas estacas.

Define-se, então, como eficiência do grupo a relação:

$$E = \frac{Q_{pr}}{\Sigma Q_{nr}} \quad (34)$$

onde Q_{nr} são as cargas de ruptura das estacas isoladas.

O gráfico da Fig. 13, seguinte, indica valores de eficiência obtidos em ensaios de modelos sobre estacas verticais e cargas centrais verticais.

- s = espaçamento entre as estacas
- d = diâmetro das estacas
- P = indica grupo pequeno e/ou estacas curtas
- G = indica grupo grande e/ou estacas longas

Os poucos ensaios disponíveis indicam que, em grupos de pequeno espaçamento entre estacas cravadas em areia, a capacidade de carga, dada pela capacidade de carga do grupo é maior que ΣQ_{nr} . Para as argilas entretanto, essa capacidade de carga é menor que ΣQ_{nr} .

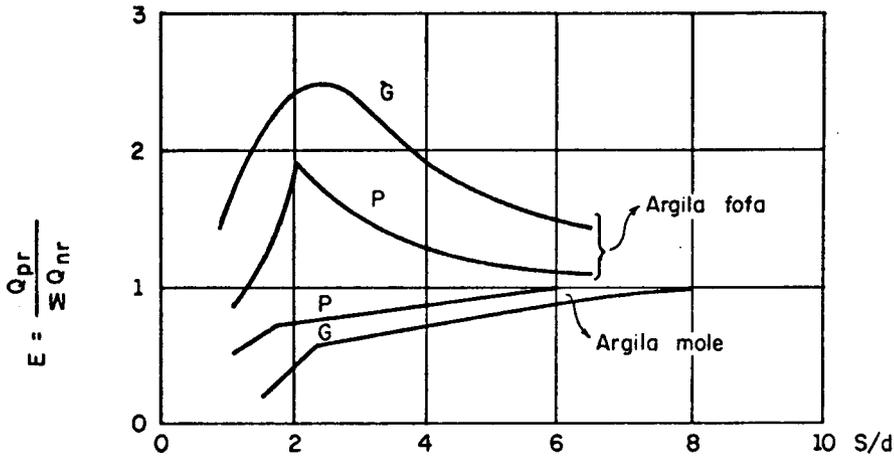


Fig. 13 - Eficiência de grupos de estacas

Quando o espaçamento entre as estacas é maior que 6 diâmetros a capacidade de carga de grupo tanto de estacas cravadas em areia, como em argila tende para ΣQ_{nr} .

Assim sendo, a estimativa de cargas admissíveis a partir das estacas individuais estaria contra a segurança no caso de estacas cravadas em argilas moles. Nesse caso seria necessário estimá-las a partir da capacidade de carga do pilar equivalente, ou então a partir da fixação de um valor da eficiência E.

Há uma fórmula bastante conhecida (a de Converse-Labarre) que dá a eficiência de um grupo de estacas:

$$E = 1 - \frac{d}{s} \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m \cdot n} \quad (35)$$

onde: d = diâmetro da estaca;
 s = espaçamento das estacas;
 m = n.º de filas; e,
 n = n.º de estacas por fila.

Entretanto, nessa fórmula não aparece o efeito de compactação das areias fofas e amolgamento das argilas pelo estaqueamento que está presente no gráfico da Fig. 13.

9 – CONCLUSÃO

A finalidade deste trabalho foi a de tentar mostrar uma visão teórica para compreensão do comportamento mecânico dos estaqueamentos. Portanto foi possível deixar de lado método de cálculo numérico como o dos elementos finitos, pois não se tratava de calcular, mas sim de compreender. No entanto toda compreensão em engenharia terá sempre como finalidade o cálculo. No caso presente, a estimativa de recalques e capacidade de carga visam a escolha da carga admissível sobre as estacas. Isto é, no final de contas, o que o engenheiro quer é saber se as cargas transmitidas por uma estrutura às estacas de sua fundação são compatíveis com a segurança da obra.

Quando se trata de grupos de poucas estacas verticais semelhantes e cravadas em terreno homogêneo, suficientemente afastados um dos outros, para serem julgados independentes, e a resultante das cargas a eles aplicadas é vertical e passa pelo centro de gravidade geométrico das estacas, então o problema é simples. A carga sobre cada estaca será igual à resultante dividida pelo número de estacas e o recalque do grupo será igual a ρ_g/ρ_o vezes o recalque da estaca individual sob essa mesma carga. Para julgar se uma tal carga é compatível com a segurança da obra haverá dois critérios: 1) o recalque da estaca isolado ρ_o sob a carga de trabalho deverá ser tal que o recalque ρ_g do grupo seja compatível com a estrutura; 2) a carga de ruptura das estacas multiplicada pelo coeficiente de eficiência do grupo e dividida pela carga de trabalho das estacas seja inferior a um coeficiente de segurança previamente fixado.

Mas quando o grupo de estacas, apesar de verticais, semelhantes e cravadas em terreno homogêneo, for constituído por um grande número de estacas, o problema se complica, mesmo se a resultante das cargas, a ele, aplicadas passar pelo seu centro de gravidade geométrico. Então, pelo que foi visto, naturalmente o recalque das estacas do centro do grupo será maior que o das estacas da periferia. Então a rigidez do bloco de amarração das estacas intervirá. Se ele for flexível todas as estacas receberão cargas iguais e manterão seus recalques diferentes (provavelmente a relação ρ_g/ρ_o das estacas do centro será da ordem do dobro do das estacas da periferia). Se o bloco, por outro lado, for rígido os recalques tenderão a se igualar, mas então as cargas distribuídas em cada estaca serão diferentes. E, então, será conveniente que os dois critérios anteriormente mencionados se acrescente mais um: o de que as cargas sobre as estacas estejam dentro da região de proporcionalidade dos gráficos carga-recalque para que a previsão de carga por estaca seja mais facilmente feita.

Um grau de complexidade maior aparece no caso de grupos de estacas verticais, não necessariamente semelhantes e cravadas em terreno não necessariamente homogêneo. Essa falta de semelhança e não-homogeneidade se traduz

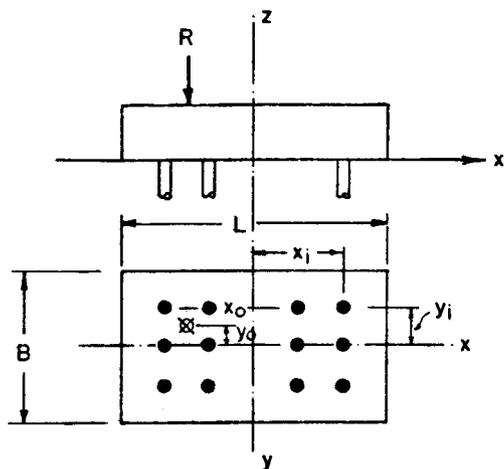


Fig. 14

teoricamente por capacidade de carga e coeficiente de recalques diferentes das várias estacas. Se, além disso a resultante vertical das cargas (ela deve ser vertical para que se mantenha o caso de estacas verticais, carregadas axialmente) aplica-se fora do centro de gravidade geométrico das estacas, como mostra a Fig. 14, então a carga axial sobre cada estaca será dada pela conhecida fórmula 36, abaixo, desde que o bloco de amarração das estacas seja considerado rígido.

$$Q_{oi} = \left[\frac{R}{\sum k_i} \pm \frac{R x_0 x_i}{I_y k_i} \pm \frac{R y_0 y_i}{I_x k_i} \right] k_i \quad (36)$$

onde $I_y = \sum k_i x_i^2$ $I_x = \sum k_i y_i^2$ são os momentos de inércia da estacaria e k_i os coeficientes de recalque de cada uma das estacas, supondo que se adopte o princípio de trabalhar somente na zona de proporcionalidade do gráfico carga-recalque.

Na prática vulgar os k_i seriam obtidos a partir de provas de carga sobre estacas individuais. Numa primeira aproximação teórica os k_i seriam calculados pela fórmula (12). Por ela se vê que eles dependem: 1) das dimensões geométricas da estaca admitindo ser ela cilíndrica; 2) do coeficiente de Poisson μ_s e módulo de elasticidade E_s do solo; 3) do módulo de elasticidade da estaca E_e ; 4) do coeficiente α (entre a carga transmitida ao terreno pelo fuste da estaca e a carga transmitida pela sua ponta); 5) do coeficiente β (de distribuição da carga de atrito ao longo do fuste). Toda a dificuldade estava em que não se conhecem, de antemão, os coeficientes α e β .

A alternativa mais elaborada seria a de se calcular a carga por estaca e os recalques a partir das fórmulas (15) onde essa distribuição e transferência de

carga resulta da própria solução. Entretanto, um cálculo assim conduzido não é prático e imediato, embora esteja perfeitamente ao alcance de um pequeno escritório, dotado de um modesto computador.

O que se propõe aqui é uma síntese dos dois métodos. Usar o cálculo para analisar o comportamento de fundações por estacas já em operação e por meio dessa observação organizar tabelas dos coeficientes α e β , válidos numa certa região e relativos às condições práticas de construção nessa região. E, então, utilizar α e β , assim obtidos, nas fórmulas elementares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1) K. TERZAGHI - "Erdbaumechanik" - F. Deuticke, Viena, 1925.
- 2) K. TERZAGHI - "Theoretical Soil Mechanis" - J. Willy & Sons, New York, 1942.
- 3) G. G. MEYERHOFF - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" - Geotechnique, pag. 301, vol. 2, Londres, 1951.
- 4) J. KERISEL - "Foundations Profundes en Milieu Sableux" - Proceeding 5th ICSMEF, Paris, 1961.
- 4a) J. KERISEL - "Deep Foundation Basic Experimental Facts" - C. Cimientos Profundos, México, 1964.
- 5) A. S. VESIC - "A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations" - Georgia Inst. Tech. Atlanta, 1967.
- 5a) A. S. VESIC - "Principles of Pile Foundation Design" - Soil Mech. series n.º 38 - Duke University - Durkan, 1975.
- 6) E. D'APPOLONIA e J. R. ROMUALDI - "Load Transfer in End-Bearing Steel H-Piles" - Am. Soc. Civil Eng. Vol. 89, SM-2-1-25, New York, 1957.
- 7) A. G. THURMAN e E. D'APPOLONIA - "Prediction of Pile Action by a Computer Method" - C. Cimientos Profundos, México, 1964.
- 8) A. S. VESIC - "Load Transfer in Pile - Soil System" - Soil Mech. series n.º 23 - Duke University - Durkan, 1970.
- 9) H. G. POULOS e E. H. DAVIS - "The Settlement Behaviour of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers" - Geotechnique 18, n.º 3, 351-371 - Londres, 1968.
- 10) G. G. MEYERHOFF - "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" - 11th Terzaghi Lecture, Jour. Geot. Div. Am. Soc. C. Eng., GT3, Março, 1976.
- 11) H. G. POULOS - "Analysis of Settlement of Pile Groups" - Geotechnique 18, 449-471 - Londres, 1968.

- 12) O. GRILLO – “Influence Scale and Influence Chart for the Computation of Stresses Due Respectively to Surface Point Load and Pile Load” – Proc. 2nd ICSMEF – Rotterdam, 1948.
- 13) R. D. MINDLIN – “Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid” – Physics, Vol. 7, n.° 5, 1936.
- 14) A. W. SKEMPTON, A. A. YASSIN e R. E. GIBSON – “Theorie de la force portante des pieux” – An. de l’Inst. Tech. du Batim. et des Travaux Publics – Mars-Avril, 1953, Paris, 1952.