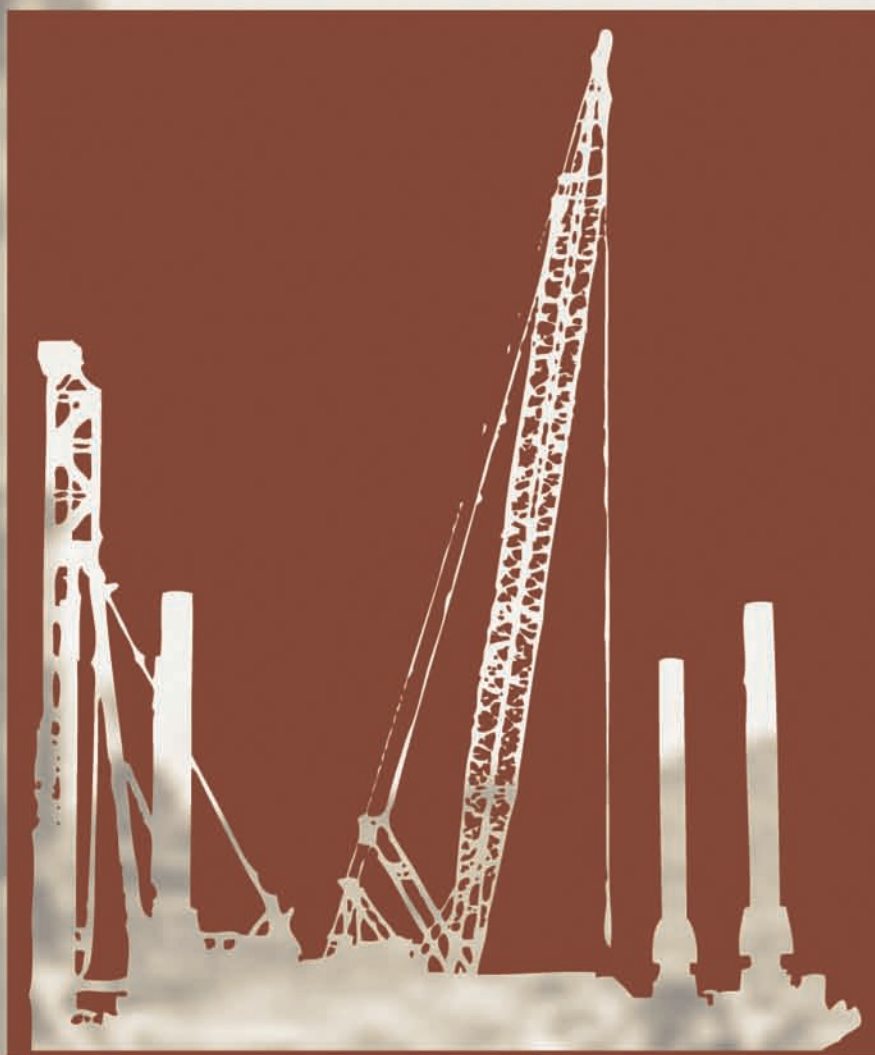


FUNDAÇÕES

Critérios de Projeto | Investigação do Subsolo | Fundações Superficiais | Fundações Profundas



volume completo

Dirceu de Alencar Velloso
Francisco de Rezende Lopes

oficina de textos

9.2.5 Método das Diferenças Finitas

Como mencionado no item 8.2.5, no Método das Diferenças Finitas substitui-se a equação diferencial da deformada da placa por um sistema de equações algébricas que relaciona o deslocamento de um ponto aos deslocamentos de pontos vizinhos. Na placa, é imaginada uma malha em cujos cruzamentos estão os pontos em estudo (Fig. 9.9). A primeira formulação do método se deve a Allen e Severn (1960, 1961, 1963).

Para a transformação da equação diferencial em uma equação de diferenças finitas, as derivadas de w são substituídas, de forma aproximada, por funções dos deslocamentos dos nós da malha (w_k no ponto genérico k). Usando-se uma interpolação com operadores centrais, obtém-se:

$$\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_k = \frac{\Delta w_k}{\Delta x} = \frac{w_{k+1} - w_{k-1}}{2\Delta x} \quad (9.19a)$$

$$\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_k = \frac{\Delta w_k}{\Delta y} = \frac{w_i - w_l}{2\Delta y} \quad (9.19b)$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}\right)_k = \frac{\Delta^2 w_k}{\Delta x \Delta y} = \frac{w_{i+1} - w_{i-1} - w_{l+1} + w_{l-1}}{4\Delta x \Delta y} \quad (9.19c)$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_k = \frac{\Delta^2 w_k}{\Delta x^2} = \frac{w_{k+1} - 2w_k + w_{k-1}}{\Delta x^2} \quad (9.19d)$$

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)_k = \frac{\Delta^2 w_k}{\Delta y^2} = \frac{w_i - 2w_k + w_l}{\Delta y^2} \quad (9.19e)$$

$$\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3}\right)_k = \frac{\Delta^3 w_k}{\Delta x^3} = \frac{w_{k+2} - 2w_{k+1} + 2w_{k-1} - w_{k-2}}{2\Delta x^3} \quad (9.19f)$$

$$\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3}\right)_k = \frac{\Delta^3 w_k}{\Delta y^3} = \frac{w_n - 2w_i + 2w_l - w_m}{2\Delta y^3} \quad (9.19g)$$

$$\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}\right)_k = \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta x^2 \Delta y^2} = \frac{4w_k - 2(w_{k+1} + w_{k-1} + w_l + w_i) + (w_{i-1} + w_{i+1} + w_{l+1} + w_{l-1})}{\Delta x^2 \Delta y^2} \quad (9.19h)$$

$$\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}\right)_k = \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta x^4} = \frac{w_{k+2} - 4w_{k+1} + 6w_k - 4w_{k-1} + w_{k-2}}{\Delta x^4} \quad (9.19i)$$

$$\left(\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right)_k = \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta y^4} = \frac{w_m - 4w_l + 6w_k - 4w_i + w_n}{\Delta y^4} \quad (9.19j)$$

A equação diferencial da placa (9.4) se transforma (incluindo uma sobrecarga uniforme p) em:

$$\frac{\Delta^4 w_k}{\Delta x^4} + \frac{2\Delta^4 w_k}{\Delta x^2 \Delta y^2} + \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta y^4} = \frac{p_k}{D} - \frac{k_v w_k}{D} \quad (9.20)$$

Fazendo:

$$\frac{\Delta y^2}{\Delta x^2} = \alpha$$

tem-se:

$$w_k \left(6\left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right) + 8 \right) - 4 \left[(1 + \alpha)(w_{k+1} + w_{k-1}) + \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)(w_l + w_i) \right] + 2(w_{i-1} + w_{l-1} + w_{l+1} + w_{i+1}) + \alpha(w_{k+2} + w_{k-2}) + \frac{1}{\alpha}(w_m + w_h) = p_k \alpha \frac{\Delta x^4}{D} - k_v w_k \alpha \frac{\Delta x^4}{D} \quad (9.21)$$

Essa expressão é válida para um ponto k distante das bordas da placa, como mostrado no trecho de malha interno à placa na Fig. 9.9a e como visto no esquema da Fig. 9.10h. Na Fig. 9.10h, os termos chamados de X seguidos de um número são os coeficientes que multiplicam os deslocamentos w_k, w_{k+1} etc. da Eq. (9.21) acima (o coeficiente de w_k é $6(\alpha+1/\alpha)+8$, p. ex.). Esses coeficientes são úteis para efeito de programação do método e são apresentados na Tab. 9.1, multiplicados por $1/r^2$, sendo $r = \Delta x / \Delta y$.

Se $\Delta x = \Delta y = s$, a Eq. (9.21) se simplifica em:

$$20w_k - 8(w_{k+1} + w_{k-1} + w_l + w_i) + 2(w_{i-1} + w_{l-1} + w_{l+1} + w_{i+1}) + (w_{k+2} + w_{k-2} + w_m + w_h) = p_k \frac{s^4}{D} - k_v w_k \frac{s^4}{D} \quad (9.22)$$

Para pontos da placa próximos das suas bordas, os nós vizinhos se situariam fora do domínio da placa, conforme mostrado na Fig. 9.9a. Para contornar esse problema, há duas alternativas: (a) adotar pontos fictícios fora da placa (Fig. 9.9b) ou (b) adotar outras expressões no lugar de (9.21) com derivadas para a frente e para trás, que não requerem pontos fora da placa.

Na primeira alternativa, devem-se buscar mais equações, uma vez que se tem um maior número de incógnitas. Essas equações adicionais são dadas pelas condições de contorno de Kirchhoff associadas a uma placa retangular, de dimensões L_x e L_y , com as bordas livres, que são:

(a) bordas paralelas ao eixo dos y

$$M_x(0, y) = M_x(L_x, y) = 0$$

$$V_x = Q_x - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = 0 \quad \text{para } x=0 \text{ e } x=L_x$$

(b) bordas paralelas ao eixo dos x

$$M_y(x, 0) = M_y(x, L_y) = 0$$

$$V_y = Q_y - \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} = 0 \quad \text{para } y=0 \text{ e } y=L_y$$

Na segunda alternativa, os deslocamentos dos pontos da placa são relacionados a pontos apenas no domínio da placa, resultando, portanto, num sistema de $m \times n$ equações. Esse processo é descrito por Bowles (1974), e as equações para pontos próximos ou sobre as bordas da placa estão indicadas na Fig. 9.10 e seus coeficientes, na Tab. 9.1.

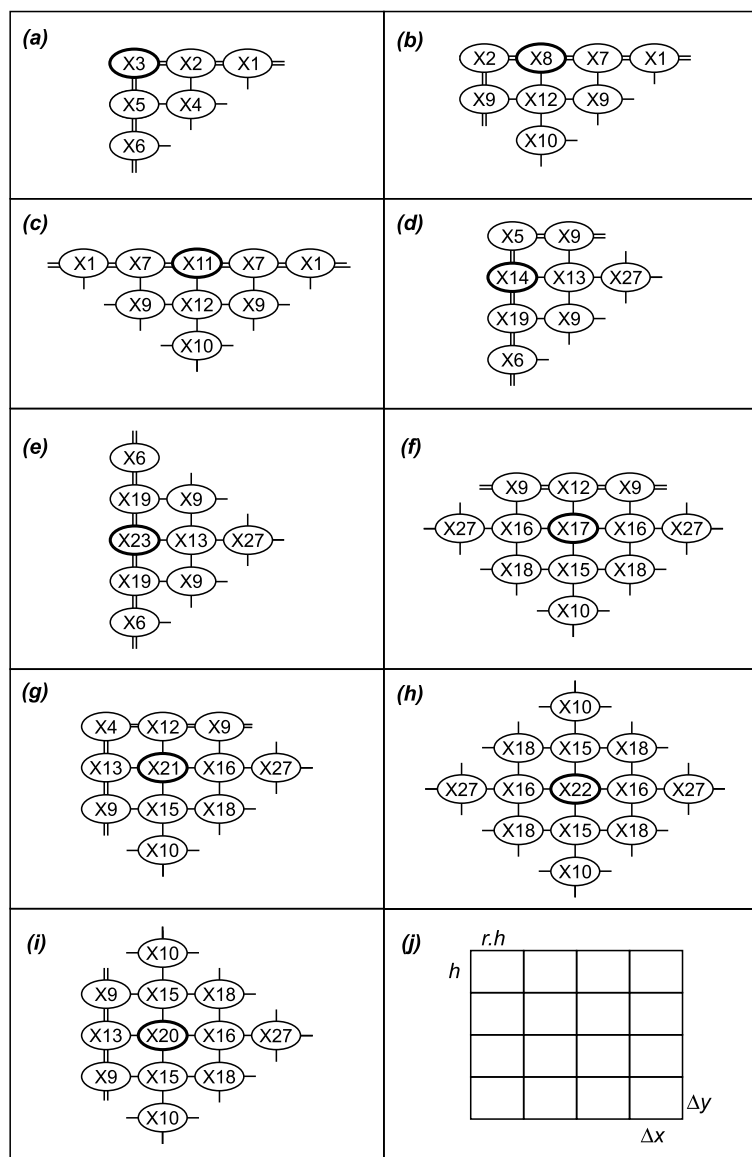


Fig. 9.10 - Esquema das equações para pontos em diferentes posições da placa e identificação dos coeficientes de deslocamento (Bowles, 1974)

Nas deduções feitas até o momento, admitiu-se que a carga externa atuante em toda a placa é um carregamento distribuído de valor p (com dimensão FL^{-2}). Quando a carga aplicada for concentrada em um ponto da placa, seus efeitos podem ser levados em consideração de maneira aproximada, substituindo-a por uma carga distribuída equivalente, como mostrado na Fig. 9.11a. Se a carga concentrada não atuar exatamente em um nó da placa, basta distribuí-la pelos nós vizinhos (Fig. 9.11b).

Tab. 9.1 - Coeficientes de deslocamento multiplicados por α ou $1/r^2$ (ver Fig. 9.10)

$$X1 = \frac{1}{2r^4} (1 - \nu^2)$$

$$X2 = -\frac{1}{r^4} (1 - \nu^2) - \frac{2}{r^2} (1 - \nu)$$

$$X3 = \frac{1}{2r^4} (1 - \nu^2) + \frac{2}{r^2} (1 - \nu) + \frac{1}{2} (1 - \nu^2)$$

$$X4 = \frac{2}{r^2} (1 - \nu)$$

$$X5 = -\frac{2}{r^2} (1 - \nu) - (1 - \nu^2)$$

$$X6 = \frac{1}{2} (1 - \nu^2)$$

$$X7 = -\frac{2}{r^4} (1 - \nu^2) + \frac{2}{r^2} (1 - \nu)$$

$$X8 = \frac{5}{2r^4} (1 - \nu^2) + \frac{4}{r^2} (1 - \nu) + 1$$

$$X9 = \frac{1}{r^2} (2 - \nu)$$

$$X10 = 1$$

$$X11 = \frac{3}{r^4} (1 - \nu^2) + \frac{4}{r^2} (1 - \nu) + 1$$

$$X12 = -\frac{2}{r^2} (2 - \nu) - 2$$

$$X13 = -\frac{2}{r^4} - \frac{2}{r^2} (2 - \nu)$$

$$X14 = \frac{1}{r^4} + \frac{4}{r^2} (1 - \nu) + \frac{5}{2} (1 - \nu^2)$$

$$X15 = -\frac{4}{r^2} - 4$$

$$X16 = -\frac{4}{r^4} - \frac{4}{r^2}$$

$$X17 = \frac{6}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 5$$

$$X18 = \frac{2}{r^2}$$

$$X19 = -\frac{2}{r^2} (1 - \nu) - 2(1 - \nu^2)$$

$$X20 = \frac{5}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 6$$

$$X21 = \frac{5}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 5$$

$$X22 = \frac{6}{r^4} + \frac{8}{r^2} + 6$$

$$X23 = \frac{1}{r^4} + \frac{4}{r^2} (1 - \nu) + 3(1 - \nu^2)$$

$$X27 = \frac{1}{r^4} \text{ (obs.: ver } r \text{ na Fig. 9.10j)}$$

Incluindo a carga concentrada, a equação diferencial de flexão da placa, em termos de diferenças finitas, (9.20) passa a ser:

$$\frac{\Delta^4 w_k}{\Delta x^4} + \frac{2\Delta^4 w_k}{\Delta x^2 \Delta y^2} + \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta y^4} = \frac{p_k}{D} - \frac{k_v w_k}{D} + \frac{P}{D \Delta x \Delta y} \quad (9.23)$$

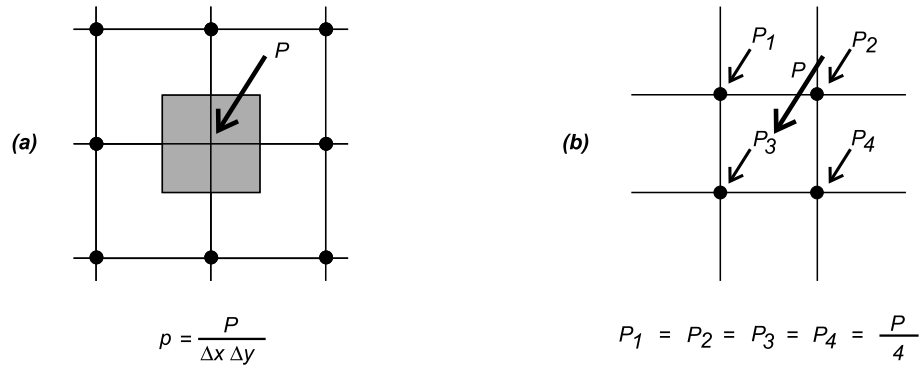


Fig. 9.11 - Formas de consideração de uma carga concentrada atuando na placa

Após o cálculo dos deslocamentos dos pontos da malha, é possível, empregando também equações de diferenças finitas centrais, calcular os esforços internos na placa. Pela teoria das placas, temos as seguintes equações diferenciais para momentos fletores e volventes e esforços cortantes (ver convenção de sinais na Fig. 9.8):

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (9.24)$$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (9.25)$$

$$M_{yx} = -M_{xy} = -D (1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (9.26)$$

$$Q_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} \quad (9.27)$$

$$Q_y = \frac{\partial M_y}{\partial y} - \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} \quad (9.28)$$

Utilizando-se diferenças finitas, temos as seguintes expressões para os esforços internos em termos dos deslocamentos nodais para um ponto k genérico:

$$M_{x,k} = D \left(\frac{-w_{k+1} + 2w_k - w_{k-1}}{\Delta x^2} + \frac{\nu (-w_l + 2w_k - w_l)}{\Delta y^2} \right) \quad (9.29)$$

$$M_{y,k} = D \left(\frac{-w_l + 2w_k - w_l}{\Delta y^2} + \frac{\nu (-w_{k+1} + 2w_k - w_{k-1})}{\Delta x^2} \right) \quad (9.30)$$

$$M_{xy,k} = \frac{D (1-\nu)}{4 \Delta x \Delta y} (w_{l+1} - w_{l-1} - w_{i+1} + w_{i-1}) \quad (9.31)$$

$$Q_{x,k} = \frac{M_{x,k+1} - M_{x,k-1}}{2 \Delta x} + \frac{M_{yx,i} - M_{yx,l}}{2 \Delta y} \quad (9.32)$$

$$Q_{y,k} = \frac{M_{y,l} - M_{y,i}}{2 \Delta y} - \frac{M_{xy,k+1} - M_{xy,k-1}}{2 \Delta x} \quad (9.33)$$

As pressões de contato podem ser obtidas facilmente através da Hipótese de Winkler:

$$q_k = k_v w_k \quad (9.34)$$

Os esforços obtidos são expressos por unidade de largura, sendo os cortantes com dimensão FL^{-1} (p. ex., em kN/m) e os momentos fletores com dimensão FLL^{-1} (p. ex., em kNm/m).

Mais detalhes sobre o método e sua programação podem ser vistos em Bowles (1974), Cheung (1977), Selvadurai (1979) e Santos (1987).

9.2.6 Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos é normalmente utilizado por meio de programas comerciais. São utilizados programas para análise linear bi e tridimensional de estruturas, preferencialmente com elementos de placa disponíveis e com possibilidade de apoio elástico.

Para análise do *radier*, um modelo bastante simples consiste no uso de elementos de placa para representar o *radier*, e de molas ou apoios elásticos para representar o solo (Fig. 9.12a). Um segundo modelo de cálculo utiliza elementos de placa ou sólidos para representar o *radier*, e elementos sólidos para representar o solo (Fig. 9.12b). É um modelo bem mais complexo, que permite levar em conta a heterogeneidade espacial do solo.

Comparado a diferenças finitas, um modelo de elementos finitos apresenta maiores possibilidades de acompanhar uma geometria mais complicada da placa (não só em planta, mas também em termos de espessuras) e uma variação do solo num plano horizontal. Caso elementos de placa não estejam disponíveis, um modelo em que faixas do *radier* são substituídas por elementos unidimensionais (tipo viga) conduz a um modelo de grelha, como aquele mostrado na Fig. 8.16.

Os resultados do MEF são influenciados pelo refinamento da malha e pelo tipo de elemento finito implantado no programa. Assim, o engenheiro deve procurar ganhar experiência com o programa, inicialmente analisando casos que têm solução por outros métodos.

Exemplos de aplicação do método podem ser vistos em Cheung e Nag (1968), Melo e Silva (1981) e Santos (1967). Segundo o A. C. I. (1988), as molas nas bordas da placa devem ter sua rigidez aumentada para compensar o fato de que no modelo de Winkler a placa causa recalques apenas sob ela, e não em sua vizinhança.

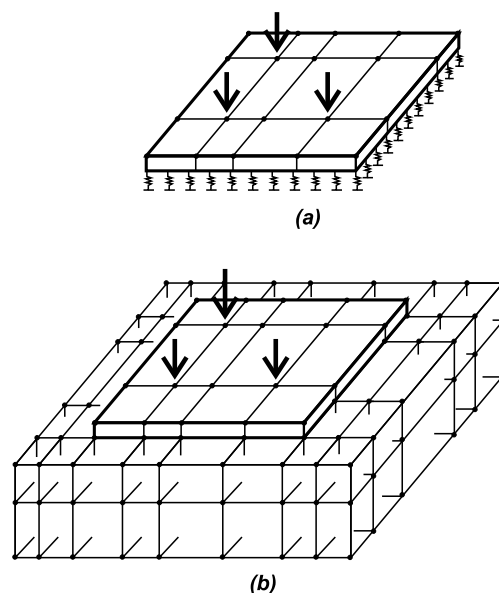


Fig. 9.12 - Possíveis modelos para análise de um radier pelo MEF

9.3 EXEMPLO DE FUNDAÇÃO EM RADIER

Para ilustrar a aplicação de *radier* na fundação de um edifício, apresentamos, na Fig. 9.13, as fundações do Hotel Meridien, no Rio de Janeiro. O edifício do hotel tem 40 pavimentos, incluindo 4 pavimentos de subsolo. O terreno no local é constituído basicamente por areia fina e média de compactidade crescente, com profundidade até cerca de 20,0 m, onde aparece solo residual de gnaiss. O nível d'água está a cerca de 2,0 m de profundidade. Como o projeto

previa subsolos até a profundidade de 12,70 m, optou-se por uma fundação em *radier* em caixão, aproveitando-se o último nível de subsolo para uma cisterna. A tensão média aplicada pelo *radier* é da ordem de 500 kN/m^2 ($0,5 \text{ MPa}$ ou 5 kgf/cm^2). Levando-se em conta a subpressão na base do *radier*, devida à submersão de cerca de 11,0 m, a tensão efetiva aplicada ao solo é da ordem de 400 kN/m^2 . O subsolo foi executado por método convencional, sendo a escavação suportada por parede diafragma atirantada. A parede diafragma foi incorporada à estrutura do subsolo.

Outros exemplos podem ser vistos em Hemsley (2000).

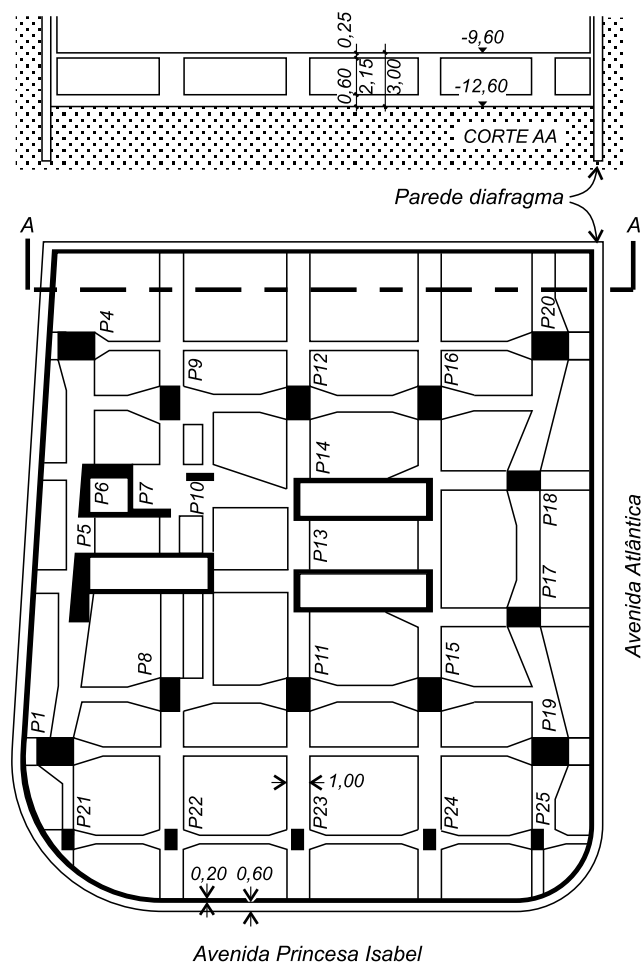


Fig. 9.13 - Radier de fundação do Hotel Meridien, Rio de Janeiro (cortesia Projectum Enga.)

REFERÊNCIAS

- ALLEN, D. N. G.; SEVERN, R. T. The stresses in foundation rafts - I. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1960. v. 15, p. 35-48.
- ALLEN, D. N. G.; SEVERN, R. T. The stresses in foundation rafts - II. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1961. v. 20, p. 293-304.
- ALLEN, D. N. G.; SEVERN, R. T. The stresses in foundation rafts - III. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1963. v. 25, p. 257-266.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A. C. I.). Suggested design procedures for combined footings and mats. Report by ACI Committee 436. *Journal of the A. C. I.*, p. 1041-1057, Oct. 1966.

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A. C. I.). Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats. Report by ACI Committee 336, *Journal of the A.C.I.*, p. 304-324, May-June, 1988.
- BAKER, A. L. L. *Raft foundations*. 3. ed. London: Concrete Publications Ltd., 1957.
- BERBERIAN, D. *Análise de placas circulares sobre base elástica*. Tese M. Sc. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1972.
- BEYER, K. *Die Statik in Stahlbetonbau*. Berlin: Springer Verlag, 1956.
- BOWLES, J. E. *Analytical and computer methods in foundation engineering*. New York: McGraw-Hill Book Co., 1974.
- BROWN, P. T. Numerical analyses of uniformly loaded circular rafts on elastic layers of finite depth. *Geotechnique*, v. 19, p. 301-306, 1969a.
- BROWN, P. T. Numerical analyses of uniformly loaded circular rafts on deep elastic foundations. *Geotechnique*, v. 19, p. 399-404, 1969b.
- CHEUNG, Y. K. Beams, slabs and pavements. In: DESAI, C. S.; CHRISTIAN, J. T. (ed.). *Numerical methods in geotechnical engineering*. New York: McGraw-Hill Book Co., 1977. Chap. 5.
- CHEUNG, Y. K.; NAG, D. K. Plates and beams on elastic foundations – linear and non-linear behaviour. *Geotechnique*, v. 18, n. 2, p. 250-260, 1968.
- GRASSHOFF, H. *Das steife bauwerk auf nachgiebigem untergrund*. Berlin: W. Ernst und Sohn, 1966.
- HEMSLEY, J. A. *Elastic analysis of raft foundations*. London: Thomas Telford, 1998.
- HEMSLEY, J. A. (Ed.). *Design applications of raft foundations*. London: Thomas Telford, 2000.
- HETENYI, M. *Beams on elastic foundation*. Ann Arbor: University of Michigan Press, 1946.
- HIRSCHFELD, K. *Baustatik*. Berlin: Springer Verlag, 1959.
- KANY, M. *Berechnung von Flachengründungen*. Berlin: W. Ernst und Sohn, 1959.
- MELO, C. E.; SILVA, L. T. G. Comparative analysis of four methods for the design of mats. *Solos e Rochas*, v. 4, n. 2, 1981.
- SANTOS, M. J. C. *Contribuição ao projeto de fundações em radier*, Tese M.Sc. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1987.
- SHERIF, G.; KONING, G. *Platten und balken auf nachgiebigen baugrund*. Berlin: Springer Verlag, 1975.
- SCHLEICHER, F. *Kreisplatten auf Elastischer Unterlage*. Berlin: Julius Springer, 1926.
- SCOTT, R. F. *Foundation analysis*. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1981.
- SELVADURAI, A. P. S. *Elastic analysis of soil-foundation interaction*. Amsterdam: Elsevier, 1979.
- TENG, W. C. Mat foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (Ed.). *Foundation engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975.
- TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. *Theory of plates and shells*. New York: McGraw-Hill Book Co., 1959.
- VLASOW, V. Z.; LEONTIEV, U. N. *Beams, plates and shells on elastic foundations*. Jerusalem: Israel Program for Scientific Translations, 1966.
- ZEEVAERT, D. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1972.

INTRODUÇÃO ÀS FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Este capítulo apresenta algumas definições e classificações das fundações profundas, com um breve histórico do desenvolvimento das fundações em estacas.

10.1 CONCEITOS E DEFINIÇÕES

Definições da Norma Brasileira

No Cap. 2, o conceito de fundação profunda já foi estabelecido, conforme a norma NBR 6122: a fundação profunda transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo, a 3 m. Nesse tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões. Ainda segundo a norma, as estacas distinguem-se dos tubulões e caixões pela execução apenas por equipamentos ou ferramentas, sem descida de operário em seu interior em nenhuma fase. A diferença entre tubulão e caixão está na geometria: o primeiro é cilíndrico e o último, prismático.

A norma reconhece a execução no País dos seguintes tipos de estacas: de madeira, de concreto pré-moldado e de aço cravadas (por percussão, prensagem ou vibração), estaca tipo Strauss, tipo Franki, estaca escavada (sem revestimento, com revestimento de aço – provisório ou perdido – e com escavação estabilizada por fluido), estaca raiz, microestaca injetada e estaca hélice.

Classificação das Estacas

As fundações em estacas podem ser classificadas segundo diferentes critérios. De acordo com o material, podem ser classificadas em estacas (i) de madeira, (ii) de concreto, (iii) de aço e (iv) mistas. De acordo com o processo executivo, as estacas podem ser separadas segundo o efeito no solo (ou tipo de deslocamento) que provocam ao serem executadas e são classificadas como:

- a. “de deslocamento”, onde estariam as estacas cravadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado (horizontalmente), e
- b. “de substituição”, onde estariam as estacas escavadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.

Em alguns processos de estacas escavadas, em que não há praticamente remoção de solo e/ou, na ocasião da concretagem, são tomadas medidas para restabelecer as tensões geostáticas (ao menos parcialmente), estas estacas podem ser classificadas numa categoria intermediária, que chamamos de “sem deslocamento”.

Essa terminologia segue a norma inglesa de fundações (Code of Practice CP 2004:1972) que classifica as estacas em dois grandes grupos: *displacement piles* e *replacement piles*.

A Tab. 10.1 procura situar nas categorias acima os principais tipos de estaca executados no País. As estacas hélice contínua estão classificadas em duas categorias, uma vez que, dependendo de haver remoção ou não de solo durante sua execução, elas podem se aproximar de uma estaca escavada ou de uma estaca cravada (quando são chamadas de “estacas hélice de deslocamento”).

Tab. 10.1 – Tipos de estacas

Tipo de execução	Estacas
De deslocamento	Grande (i) Madeira, (ii) pré-moldadas de concreto, (iii) tubos de aço de ponta fechada, (iv) tipo Franki, (v) microestacas injetadas
	Pequeno (i) Perfis de aço, (ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação), (iii) estacas hélice especiais (“estacas hélice de deslocamento”)
Sem deslocamento	(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação, (ii) estacas raíz
De substituição	(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama, (ii) tipo Strauss, (iii) estacas hélice contínua em geral

Apresenta-se também a classificação clássica de Terzaghi e Peck (1967), segundo a qual as estacas podem ser agrupadas em três tipos:

- Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis: transferem a maior parte da carga por atrito lateral. O processo de cravação dessas estacas, próximas entre si, em grupos, reduz especialmente a porosidade e a compressibilidade do solo dentro e em torno do grupo. Consequentemente, as estacas desta categoria são, algumas vezes, chamadas *estacas de compactação*.
- Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade: também transferem ao solo as cargas que lhes são aplicadas pelo atrito lateral, porém não produzem compactação apreciável do solo. Fundações suportadas por estacas deste tipo são comumente conhecidas como *fundações em estacas flutuantes*.
- Estacas de ponta: transferem as cargas a uma camada de solo resistente situada a uma profundidade considerável abaixo da base da estrutura.

10.2 BREVE HISTÓRICO

O emprego de fundações em estacas remonta à pré-história, com a construção de palafitas. No livro de Straub (1964) sobre a história da Engenharia Civil, encontram-se algumas passagens que ilustram a utilização das estacas no passado, transcritas a seguir.

Na construção de estradas, “em regiões pantanosas ou em regiões em que os materiais rochosos eram escassos, os romanos recorriam a passadiços de madeira apoiados em estacas”.

Nas fundações de pontes, conforme descrição de Vitruvius (*De architecture libri decem*):

Se o terreno firme não puder ser encontrado e o terreno for pantanoso ou fofo, o local deve ser escavado, limpo e estacas de amieiro, oliveira ou carvalho, previamente chamuscadas, devem ser cravadas com uma máquina, tão próximas umas das outras quanto possível, e os vazios entre estacas cheios com cinzas. A fundação mais pesada pode ser assentada em uma tal base.

Na Idade Média, o dominicano Fra Giocondo (1433-1515) sugere, na reconstrução da Ponte della Pietra, Verona, a proteção da fundação de um pilar no meio do rio por meio de uma cortina de estacas-prancha. Esse mesmo construtor utiliza estacas na fundação da ponte de Rialto, Veneza. Para Straub,

Embora a famosa ponte, familiar a todos os visitantes de Veneza, não tenha dimensões extraordinárias (vão de 28,5 m e altura de 6,4 m), os detalhes técnicos são de interesse. Os encontros, formando camadas inclinadas de alvenaria, são adaptados à direção do empuxo do arco e o estaqueamento é adequadamente disposto. Durante a execução das fundações, o local foi mantido mais ou menos livre da água com o uso de muitas bombas (*con uso di molte trombe*). Quando as fundações estavam completamente terminadas, sua estabilidade foi posta em dúvida pelos céticos. Em particular, o mestre responsável foi repreendido por ter usado estacas muito curtas ou estacas insuficientemente cravadas. Foi feita uma investigação durante a qual o mestre teve oportunidade de mostrar que as estacas estavam corretamente cravadas. Uma testemunha atestou que as estacas foram cravadas até uma penetração não maior que 2 dedos para 24 golpes.

Em 1485, o italiano Leon Bathista Alberti publica um tratado de construção, *De re aedificatoria*, com algumas especificações referentes às estacas: a largura do estaqueamento deve ser igual ao dobro da largura da parede a ser suportada; o comprimento das estacas não deve ser menor de 1/8 da altura da parede e o diâmetro não deve ser menor de 1/12 do comprimento das estacas.

No final do século XVIII o engenheiro francês Jean Rodolphe Perronet, responsável pela construção das famosas pontes de Neuilly e da Concórdia sobre o Sena, publicou um ensaio “*Sur les pieux et sur les pilots ou pilotis*” no qual se encontram, além de regras práticas sobre comprimento, seção transversal, espaçamento e qualidade das estacas, algumas indicações sobre a resistência à cravação:

As estacas devem ser cravadas até que a penetração para os últimos 25 a 30 golpes não seja maior que 1/12 a 1/6 de polegada ou 1/2 polegada no caso das estacas menos carregadas. A força de cravação do martelo é proporcional à altura de queda, porém não se ignora como é difícil estabelecer matematicamente alguma relação entre as forças mortas (forças estáticas) e as forças vivas.

Percebia já o ilustre engenheiro as dificuldades em estabelecer uma “fórmula dinâmica”. Sobre a evolução dos bate-estacas,

Robert Stephenson foi o primeiro a substituir o antigo martelo por um martelo a vapor, durante a execução das fundações da grande ponte ferroviária sobre o rio Tyne entre Newcastle e Grateshead em 1846. Com o auxílio do martelo a vapor ele conseguiu cravar estacas de 10 m de comprimento em 4 minutos, o que permitiu uma aceleração considerável nos trabalhos.

Em Costet e Sanglerat (1969), encontramos a notícia de que as primeiras estacas de concreto armado foram utilizadas por Hennebique, em 1897, nas fundações das usinas Babcock-Wilcox.

Atualmente, a construção das estruturas *offshore* para exploração de petróleo trouxe um espetacular desenvolvimento às fundações em estacas. Por exemplo, na plataforma Cognac, no Golfo do México, foram utilizadas estacas tubulares de aço com 2,13 m de diâmetro, pesando cerca de 500 tf. A necessidade de utilização de estacas com essas dimensões obrigou a um desenvolvimento paralelo dos bate-estacas, dos meios de controle etc.

10.3 PRINCIPAIS PROCESSOS DE EXECUÇÃO E SEUS EFEITOS

Conforme visto no item 10.1, as estacas cravadas em geral, sejam pré-moldadas ou moldadas *in situ* após a cravação de um tubo de ponta fechada, são classificadas como *de grande deslocamento*. No outro extremo estariam as estacas escavadas, em que não há uma redução nas tensões no solo e mesmo pequenos deslocamentos para o interior da escavação. Vamos discutir os efeitos desses dois processos extremos no solo que circunda a estaca.

10.3.1 Estacas Cravadas

As estacas cravadas em solos granulares, pouco a medianamente compactos, causam uma densificação ou aumento na compactidade desses solos na medida em que o volume da estaca, introduzido no terreno, acarreta uma redução do índice de vazios (Fig. 10.1a). Esse efeito é benéfico do ponto de vista do comportamento da estaca (obtem-se uma maior capacidade de carga e menores recalques do que se o solo fosse mantido em seu estado original)¹. Se o solo já estiver muito compacto, a introdução da estaca não causará mais aumento de compactidade

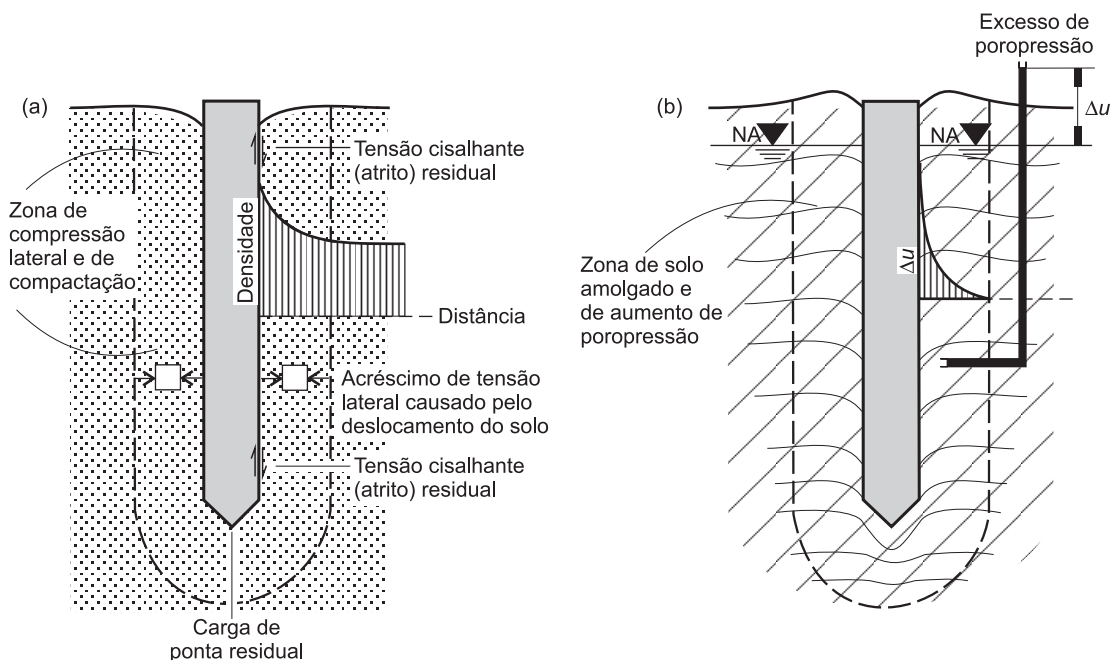


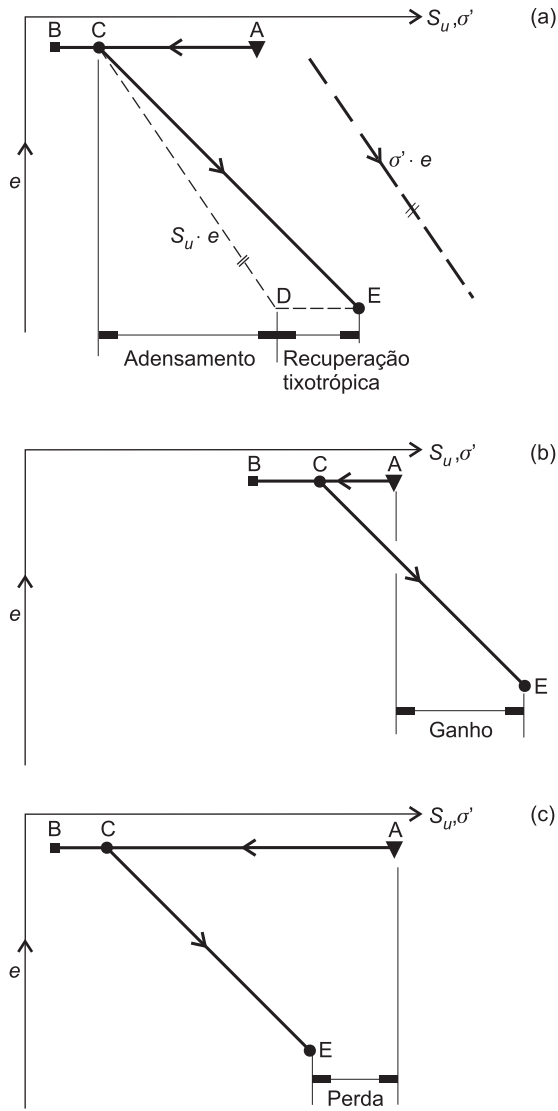
Fig. 10.1 – Efeitos da cravação de estaca sobre o terreno: (a) em areia e (b) em argila saturada (Vesic, 1977)

1. Um estudo dos efeitos da cravação de estacas em solos granulares pode ser visto em Alves (1998; tb. Alves e Lopes, 2001).

mas deslocamento do solo, o que poderá, eventualmente, ser danoso para outras estacas ou estruturas já executadas. Como os solos granulares são muito permeáveis, esses efeitos ocorrem praticamente durante o processo de execução; em areias finas ou solos arenosos siltosos ou argilosos, algum excesso de poropressão pode ocorrer durante o processo de cravação, e a dissipação desses excessos ocorrerá após a execução da estaca, completando o processo de densificação do solo descrito.

Estacas cravadas em solos argilosos saturados, devido à baixa permeabilidade desses solos, causam – num primeiro momento – um deslocamento do solo praticamente igual ao volume da estaca. Na região afetada há um aumento nas poropressões (especialmente nas argilas normalmente adensadas ou pouco sobreadensadas) e um amolgamento do solo (Fig. 10.1b). Após a execução da estaca, os excessos de poropressão

dissipam-se num processo de adensamento radial (fluxo de água da estaca para o restante da massa de solo ou, eventualmente, do solo para a estaca se esta for de madeira ou concreto poroso) e há uma recuperação parcial da estrutura do solo chamada *recuperação tixotrópica*. Se o solo for pouco sensível e, portanto, sem uma perda considerável de resistência pelo amolgamento, o adensamento – que tem um efeito benéfico, pois causa uma redução no índice de vazios e um aumento nas tensões efetivas – pode compensar o efeito do amolgamento e tem-se, ao final do processo, um solo melhorado. Se o solo for muito sensível, pode-se ter, ao final desse processo de dissipação dos efeitos de instalação, um solo enfraquecido e até mesmo com um abatimento em torno da estaca. (Não se tem notícia da ocorrência desse caso extremo no Brasil, onde não ocorrem argilas de elevada sensibilidade.) A Fig. 10.2 apresenta gráficos do índice de vazios *versus* resistência não drenada de uma argila junto ao fuste de uma estaca cravada. A Fig. 10.2a mostra que, durante o processo de cravação, a resistência pode se reduzir do ponto A (argila intacta) para C (parcialmente amolgada), seguindo uma horizontal, já que esse processo se dá a volume constante. Após o término da cravação haverá um adensamento, que levaria o índice de vazios e a resistência para o ponto D; entretanto, com a recuperação tixotrópica, a resistência final pode corresponder ao ponto E. As Figs. 10.2b e 10.2c apresentam gráficos semelhantes para duas argilas, uma



A- não amolgado C- imediatamente após cravação
 B- totalmente amolgado D- longo prazo

Fig. 10.2 – Efeito da cravação de uma estaca em argila: (a) amolgamento parcial seguido de recuperação tixotrópica; (b) *idem*, para uma argila pouco sensível; (c) *idem*, para uma argila muito sensível (Lopes, 1979)

gráficos semelhantes para duas argilas, uma

pouco sensível e outra muito sensível, mostrando que, ao final do processo de dissipação dos efeitos de instalação, pode-se ter um solo melhorado ou prejudicado pela cravação da estaca. A questão dos efeitos de instalação e posterior recuperação da resistência do solo junto à estaca com o tempo está no item 12.2.2.

10.3.2 Estacas Escavadas

Estacas escavadas podem causar uma descompressão do terreno, que será maior ou menor, dependendo do tipo de suporte. Num extremo estariam as estacas escavadas sem suporte (o que só é possível em solos com alguma porcentagem de finos e acima do nível d'água), em que a descompressão é pronunciada. No outro extremo estariam as estacas escavadas com auxílio de camisas metálicas que avançam praticamente no mesmo nível que a ferramenta de escavação, em que o alívio é muito reduzido. No meio destes extremos estariam as estacas escavadas com auxílio de fluido ou lama estabilizante. Na Fig. 10.3a estão os efeitos da execução de estacas escavada sobre o terreno, onde se observa uma região amolgada ou plastificada de pequena espessura e uma região maior, onde as tensões são reduzidas.

É interessante notar que o alívio não se processa instantaneamente, pois todos os processos que envolvem os solos incluem migração de água e comportamento viscoso (*creep*); assim, quanto menos tempo decorrer entre o término da escavação e a concretagem da estaca, menor a descompressão e, conseqüentemente, menor a deterioração das características do solo. Na Fig. 10.3b está a evolução das tensões horizontais e da umidade – junto ao fuste – com o tempo, em estaca escavada com auxílio de lama. Na fase de escavação, as tensões horizontais são reduzidas ao empuxo da lama (γ_l significando o peso específico da lama) e, após a concretagem, são devidas ao empuxo do concreto fresco (γ_c significando o peso específico do concreto fresco). Com o tempo, as tensões podem crescer ligeiramente. O gráfico de umidade (Fig. 10.3c) indica que, quanto menos tempo a escavação permanecer aberta, antes da concretagem, menor será o aumento de umidade do solo.

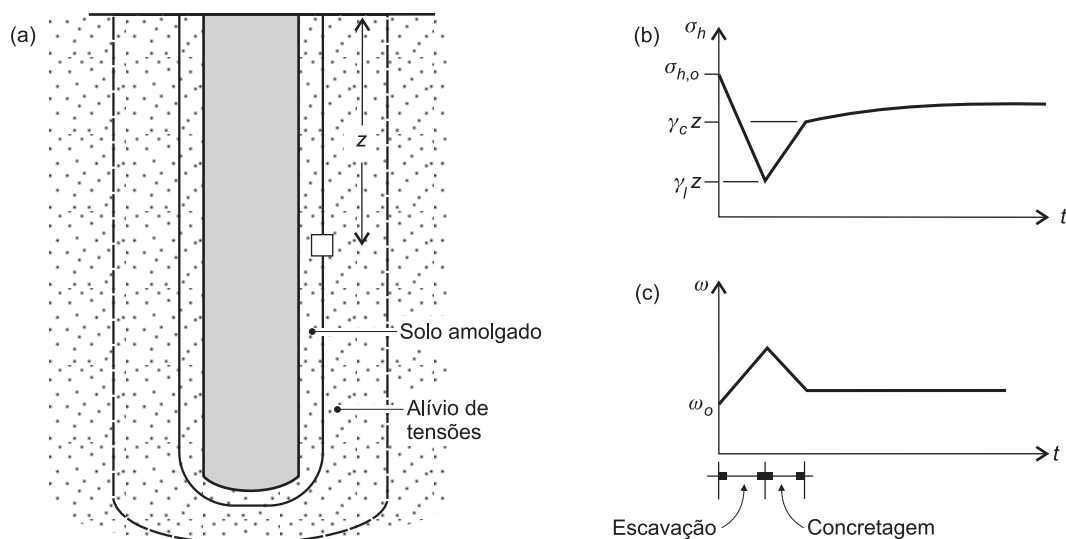


Fig. 10.3 – a) Efeitos da execução de estacas escavada sobre o terreno e evolução; (b) das tensões horizontais; (c) da umidade – junto ao fuste – com o tempo, em estaca escavada com lama

REFERÊNCIAS

- ALVES, A. M. L. *Contribuição ao estudo de estacas de compactação em solos granulares*. 1998. Dissertação (Mestrado) - COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1998.
- ALVES, A. M. L.; LOPES, F. R. *A contribution to the study of compaction piles in granular soils*. In: ICSMGE, 15., 2001, Istambul. Proceedings... Istanbul, 2001. v. 2, p. 1683-1686.
- COSTET, J.; SANGLERAT, G. *Cours pratique de Mécanique des Sols*. Paris: Dunod, 1969.
- LOPES, F. R. *The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method*. 1979. PhD Thesis – University of London, London, 1979.
- STRAUB, H. *A history of Civil Engineering*. Cambridge: The M.I.T. Press, 1964.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.
- VESIC, A. S. *Design of pile foundations*. Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 1977.

PRINCIPAIS TIPOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Neste capítulo estão os principais processos de execução de estacas e tubulões empregados em nosso país.

11.1 ESTACAS DE MADEIRA

As estacas de madeira são constituídas por troncos de árvores, razoavelmente retilíneos, que têm uma preparação das extremidades (topo e ponta) para cravação, limpeza da superfície lateral e, caso sejam utilizadas em obras permanentes, um tratamento com produtos preservativos (Fig. 11.1).

No Brasil, as estacas de madeira são utilizadas, quase que exclusivamente, em obras provisórias. No passado, eram utilizadas em obras permanentes (o Teatro Municipal do Rio de Janeiro é um exemplo clássico). Na Europa e nos Estados Unidos elas são largamente empregadas em obras permanentes.

As estacas de madeira têm uma duração ilimitada quando mantidas permanentemente debaixo d'água. Sujeitas a alternâncias de secura e umidade, quase todas as madeiras são destruídas rapidamente (Costa, 1956; Tomlinson, 1994). Como vantagens, poderiam ser mencionadas a facilidade de manuseio, de corte e a preparação para a cravação e após a cravação.

De acordo com Tomlinson (1994), a madeira, para ser utilizada em estacas deve conservar o alburno, elemento que absorve bem o creosoto e outros preservativos, mas a casca deve ser removida.

Da preocupação de se manter em bom estado as estacas de madeira decorre que elas devem ser arrasadas, nas regiões onde o nível do lençol d'água está sujeito a variações, sempre abaixo do nível mínimo. Deve-se chamar a atenção para o fato de que o rebaixamento do lençol d'água para a execução de fundações e infraestruturas em terrenos vizinhos, ainda que temporário, pode comprometer a segurança de obras suportadas por estacas de madeira. Assim, a Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro teve cuidados especiais ao executar o trecho da galeria ao lado do Teatro Municipal.

Quanto à deterioração e preservação das estacas de madeira, Vargas (1955) ensina que

A deterioração das estacas de madeira é devida a três causas principais: (a) ao apodrecimento que é produzido pela presença de vegetais, cogumelos ou fungos que vivem na madeira, (b) menos frequentemente, ao ataque por térmitas ou cupins, (c) por brocas marinhas entre as quais se incluem vários crustáceos e moluscos.

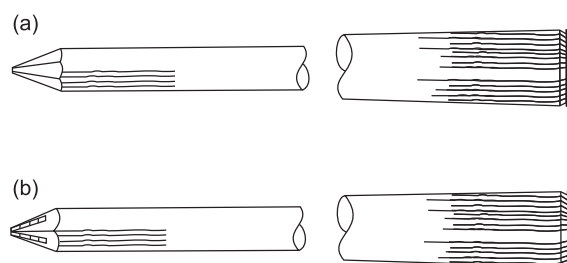


Fig. 11.1 – Estacas de madeira (a) sem e (b) com reforço da ponta (ponteira)

Os fungos destruidores da madeira são inúmeros, mas, entre os destruidores de estacas se destaca o grupo que ordinariamente produz a chamada podridão branca, porque destrói, preferencialmente, a lignina, liberando a celulose. Numa estaca de madeira, a parte mais sujeita ao apodrecimento é o alborno, que constitui a camada externa da estaca. Apodrecido o alborno, a seção da estaca fica reduzida e, assim, diminuída sua capacidade de carga. Entretanto, o apodrecimento não cessa na camada do alborno e prossegue pelo cerne até a inutilização completa da estaca. Daí a preferência que se dá às madeiras de maior resistência na parte do cerne. A duração de uma estaca está, portanto, condicionada à resistência do cerne da madeira.

O apodrecimento, isto é, o processo de deterioração da madeira pelo fungo só ocorre na presença de ar, de umidade e de temperatura favorável; a ausência de ar, no caso das estacas submersas, explica a duração indefinida das estacas cravadas abaixo do lençol d'água.

Os térmitas são de dois tipos: os subterrâneos e os aéreos ou de madeira seca. Os subterrâneos necessitam de umidade a qual lhes é dada pelo solo e atacam as estacas na sua parte enterrada, acima do nível d'água subterrâneo; os cupins aéreos não atacam as estacas. Poucas espécies de madeira são imunes aos cupins. Felizmente, os ataques de cupins em nosso país não constituem problema de importância.

As brocas marinhas perfuram as madeiras tanto para seu alimento como para deposição de larvas. Uma estaca de obra marinha atacada por brocas pode apresentar, exteriormente, somente alguns furos do tamanho de alfinete e, interiormente, estar completamente perfurada. Os animais marinhos que são, aliás, mais destrutivos que os outros, atacam a madeira mesmo abaixo do nível d'água.

As estacas de madeira não devem, em regra, ser utilizadas em obras terrestres sem tratamento, quando ficam inteiramente ou parcialmente acima do lençol d'água subterrâneo. Estacas de eucalipto, em condições favoráveis ao apodrecimento, têm uma vida média de, aproximadamente, 5 anos. É, portanto, necessário o emprego de preservativos nessas condições ou, então, o uso de madeiras mais resistentes.

Em obras marinhas, as estacas de madeira não devem ser utilizadas sem tratamento, em nenhuma condição.

Ao projetar um estaqueamento de madeira, em obra terrestre, sem tratamento preservativo, deve-se, sempre, cortar as estacas abaixo do nível d'água subterrâneo e levantar os blocos de amarração a partir dessa cota. É sempre conveniente verificar a probabilidade do abaixamento daquele nível d'água para que se tenha assegurada a imersão permanente das estacas.

Para a preservação das estacas, numerosos sais tóxicos de zinco, cobre, mercúrio etc., têm sido empregados na impregnação das madeiras. Todos, porém, são facilmente dissolvidos e arrastados pela água subterrânea, ou pela água do mar, em suas flutuações de nível.

O creosoto tem sido o material de melhores resultados nessa proteção. Para estacas a serem usadas no mar, a impregnação deve ser de cerca de 30 kg de creosoto por m³ de madeira. Para estacas usadas em terra, basta a metade dessa quantidade.

As estacas devem ser secas ao ar antes do tratamento, que consiste em colocá-las em um grande cilindro onde são injetadas pelo preservativo com ajuda de um vácuo inicial, seguido de pressão que pode ir até 10 atm. O processo de impregnações em autoclave pode levar de 3 a 5 horas. Se se empregam preservativos salinos, o processo pode ser inteiramente a frio; no caso do creosoto, é necessário o aquecimento do líquido até 90°C.

Outros detalhes sobre estacas de madeira podem ser encontrados na obra de Chellis (1961), na qual, além de extenso capítulo sobre deterioração e preservação, são reproduzidas as especificações americanas mais importantes:

- a. Standard Specifications for Round Timber Piles of the American Society for Testing Materials (D-25-37) and of the American Standards Association (ASA 06-1939).

- b. Specifications for Driving Wood Piles of the American Railway Engineering Association, 1940.
- c. Standard for the Purchase and Preservation of Forest Products Specification M1 of the American Wood-Preservers Association, 1954.
- d. Standard for Preservative Treatment of Piles by Pressure Processes - All Timber Products - Specification of the American Wood-Preservers Association, 1960.
- e. Standard for the Preservative Treatment of Piles by Pressure Processes - Specification C3 of the American Wood-Preservers Association, 1960.
- f. Standard for Creosoted-Wood Foundation Piles - Specification C12 of the American Wood Preservers Association, 1954.
- g. Standard for Pressure Treated Piles and Timber in Marine Construction - Specification C18 of the American Wood-Preservers Association, 1959.

Há as seguintes prescrições para estacas de madeira na norma brasileira NBR 6122:

- A ponta e o topo devem ter diâmetros maiores que 15 e 25 cm respectivamente, e um segmento de reta ligando os centros das seções de ponta e topo deve estar integralmente no interior da estaca.
- Os topos das estacas devem ser protegidos por amortecedores adequados para minimizar danos durante a cravação. Durante a cravação, se ocorrer algum dano na cabeça da estaca, a parte afetada deve ser cortada. Quando se tiver de penetrar ou atravessar camadas resistentes, as pontas devem ser protegidas por ponteira de aço.

A norma alemã DIN 4026 (*Rammpfähle: Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung*), de 1975, fornece as seguintes especificações: (a) Flecha máxima: 1/300 do comprimento; (b) a redução de seção transversal entre a ponta e o topo deve ser uniforme com uma variação máxima de diâmetro entre 1 e 1,5 cm por metro; (c) o diâmetro médio (medido no meio do comprimento da estaca) deve satisfazer às condições da Tab. 11.1.

Tab. 11.1 – Relação entre comprimento e diâmetro de estacas de madeira (DIN 4026)

Comprimento <i>L</i> da estaca (m)	Diâmetro médio em cm (tolerância ± 2 cm)
< 6	25
≥ 6	20 + <i>L</i> ; <i>L</i> em m

Aparelhamento da estaca — toda a cortiça deve ser retirada, deixando-se o alburno. A ponta da estaca deve ser cortada em forma cônica, com uma altura de 1,2 vezes o diâmetro (caso de terrenos resistentes) a 2 vezes o diâmetro (caso de terrenos fracos). Sapatas de proteção (ou ponteiras) só serão utilizadas em casos especiais e devem ser solidamente fixadas à estaca. A cabeça da estaca deve ser protegida por um capacete ou simples anel. Em condições de difícil cravação, a cabeça da estaca pode ser danificada e ter-se-á de preparar uma nova. Uma estaca rachada é imprópria para a absorção de esforços.

Durabilidade — quando se exige uma longa duração da fundação, as estacas de madeira só podem ser empregadas desde que fiquem abaixo do limite de apodrecimento e não sejam atacadas por agentes agressivos à madeira. Estacas de madeira acima e na zona de variação do lençol d'água têm pequena duração, que pode ser aumentada quando as estacas são adequadamente protegidas e, assim, mantidas. Para essa proteção, devem-se utilizar apenas métodos que proporcionem uma proteção profunda.

FUNDAÇÕES – Edição Completa reúne em uma edição especial durável os conteúdos dos volumes 1 e 2 de *Fundações*, revistos e atualizados de acordo com as mais recentes normas da ABNT. O livro se aprofunda em todas as etapas do projeto de fundações – desde a investigação e cálculos de capacidade de carga e recalques até a verificação de desempenho e análise de problemas especiais. Os principais tipos de fundações superficiais e profundas são apresentados e detalhados, destacando-se vantagens e desvantagens e sua aplicabilidade.

Um livro fundamental para universitários de Engenharia Civil e como obra de referência para profissionais, *Fundações – Edição Completa* apresenta todos os principais conceitos sobre o tema, aliando o grande conhecimento acadêmico dos autores com sua ampla experiência profissional, com métodos de cálculo aplicados na prática e verificados ao largo de décadas.

Dirceu Velloso foi um dos maiores nomes da engenharia civil brasileira, referência em engenharia de fundações, com cinquenta anos dedicados à vida profissional e acadêmica. Recebeu em 2006 o título de professor emérito da Escola Politécnica da UFRJ, em homenagem póstuma.

Francisco Lopes é um consagrado engenheiro geotécnico, doutor pela Universidade de Londres com sólidos conhecimentos de Cálculo Estrutural. Atualmente é professor titular da Escola Politécnica e da COPPE – UFRJ.

ISBN 978-85-7975-013-7



9 788579 750137