

Desde então, com as patentes expiradas, várias empresas passaram a comercializar estacas similares, tanto como reforço de fundação e melhoramento do solo, mas também como nova técnica de fundação passando a empregar diâmetros superiores a 20 cm, limite convencional para “estacas de pequeno diâmetro”, segundo a Norma Brasileira (ABNT-NBR 6122/86) e, chegando atualmente a diâmetros de 40 até 50cm, o que deixa de caracterizar esta estaca como de “pequeno diâmetro”. Dessa forma, a atual NBR 6122/96 passou a denominá-la como “estaca escavada injetada”. Segundo esta norma, são estacas tipo raiz aquelas em que se utiliza injeção de argamassa para moldar o fuste. Imediatamente após a moldagem do fuste, é aplicada pressão no topo da estaca, com ar comprimido, uma ou mais vezes durante a retirada do tubo de revestimento.

No Brasil foi a partir de meados da década de setenta que se introduziu a estaca raiz. Atualmente é aplicada tanto em reforço de fundação como em obras novas (PRESA e POUSADA, 2001). A primeira obra em que foi utilizada a solução em estaca raiz em Fortaleza, foi em um prédio no centro da cidade, mais precisamente na Rua Floriano Peixoto, em março de 1990. A empresa Geoteste, de Recife, foi a responsável pela primeira obra realizada na cidade.

2.2 Aspectos gerais

A estaca raiz é uma estaca concretada “in loco”, com diâmetro acabado variando de 80 a 410 mm e que apresenta elevada tensão de trabalho ao longo do fuste que é constituído de argamassa de areia e cimento e é inteiramente armado ao longo de todo seu comprimento. A aplicação inicial das estacas raiz foi ligada ao reforço de antigas fundações de edificações de pequeno porte, as quais o acesso era restrito a equipamentos de grande porte. A utilização de equipamentos de pequeno porte e movidos a eletricidade favorecia o funcionamento em locais fechados, evitando barulho e fumaça de motores a explosão. As perfuratrizes atingiam grandes profundidades, flexibilizando o dimensionamento de cargas de trabalho, determinadas muito mais pela capacidade estrutural da seção do que pela condição de suporte do subsolo.

Essas vantagens fizeram com que este tipo de estaca se desenvolvesse mundialmente. Passou a ser utilizada também como solução de contenção de encostas, devido à possibilidade de executá-la inclinada com orientações tridimensionais formando um reticulado espacial. A concepção é aquela de uma estrutura de gravidade interna no terreno, fazendo com que o volume de solo atravessado pelas estacas, convenientemente espaçadas, trabalhasse como um maciço rígido resistindo à tração, através de armação do fuste da estaca. Atualmente, o aumento dos diâmetros das estacas tipo raiz bem como do porte dos equipamentos que a executam, tornaram essa estaca como solução viável para fundações de edifícios.

O processo executivo de uma estaca tipo raiz é composto basicamente de quatro fases consecutivas; perfuração, instalação da armadura, preenchimento com argamassa e remoção do revestimento e aplicação de golpes de ar comprimido. A Figura 1 ilustra todo o processo executivo das estacas tipo raiz.

No Brasil, a estimativa do comprimento das estacas é feito, quase sempre, através de métodos semi-empíricos (AOKI e VELLOSO, 1975; DECOURT e QUARESMA, 1978; CABRAL, 1986 e ANTUNES e CABRAL, 1996) que utilizam resultados de sondagens a percussão (SPT). Todos esses métodos consideram que a capacidade de carga de uma estaca (Q) é dada pela soma da capacidade de carga de ponta (Q_p) com a capacidade de carga da estaca por atrito lateral (Q_l). Cada uma dessas parcelas é obtida em função do tipo de estaca, das características geométricas da estaca, tipo de solo e do índice de resistência da sondagem a percussão. Em geral, os métodos não fazem referência sobre a necessidade de correção da energia sobre os resultados das sondagens a percussão (SPT). Discussões detalhadas sobre cada metodologia e suas aplicabilidades podem ser obtidas em Albieiro (1990) e Moura (1997).

Para três destas obras executadas em estacas raiz comparou-se o custo de suas fundações a partir da utilização da solução original, em estaca raiz, com a solução alternativa em estaca pré-moldada de concreto. A capacidade de carga das estacas raiz e pré-moldadas foram determinadas, respectivamente, pelas propostas de Cabral (1986) e Aoki e Velloso (1975). Os perfis de resistência típicos dos subsolos das obras de números 1, 2 e 3, descritas a seguir, são ilustrados na Figura 3.

- A Obra 1 situada na Avenida Abolição, no Bairro Meireles, próxima ao litoral apresenta subsolo composto de uma camada de aterro de cerca de 2m de espessura seguido de uma camada de areia fina a média mediamente compacta também de 2m de espessura. Abaixo dessa tem-se uma argila arenosa com pedregulhos e com SPT elevado. O nível d'água apresenta-se a aproximadamente 2,40m de profundidade da superfície natural do terreno.
- A Obra 2 está situada na Rua Assunção, no Centro da cidade. O perfil de solo apresenta uma camada de areia siltosa de cerca de 7,0m e SPT bastante baixo (1 a 2) seguido de 3 m de uma areia argilosa com pedregulhos, fofa a mediamente compacta. Na porção inferior do perfil tem-se uma argila arenosa com pedregulhos com índice de resistência (SPT) bastante elevado. O nível d'água foi encontrado a 1,35m.
- A Obra 3 situa-se na Rua Paula Rodrigues, no bairro de Fátima. No subsolo tem-se uma areia argilosa com pequenos pedregulhos de cerca de 2,6m de espessura com SPT de 4 a 5 golpes, seguido de 2,1m de argila arenosa, mole. Na seqüência tem-se uma argila dura, arenosa, com pedregulhos. Neste caso a sondagem atingiu 11,05m e o nível d'água foi encontrado a 3,5 m de profundidade.

Na Obra 1, verifica-se pelo projeto original, a existência de um total de 110 estacas raiz 310 mm de diâmetro, resultando num total de 1.100m de estaca. Estima-se que se o projeto tivesse adotado como alternativa de fundação estacas pré-moldadas de concreto de 30 x 30 cm seriam necessárias 134 estacas, com comprimento de 6,5m, totalizando 846m. Na obra de número 2, o projeto original estimou um total de 23 estacas raiz de diâmetro 310 mm com comprimento 10,5 m, resultando em 242 m desse tipo de estaca e 54 estacas raiz de diâmetro 350 mm também de 10,5 m de comprimento totalizando 567 m. Caso o projeto adotasse estaca pré-moldada de concreto (30 x 30 cm) como alternativa de fundação, estima-se um resultado com 127 estacas, perfazendo um comprimento total de 1.333 m de estaca. Finalmente, na obra de número 3, o projeto original estipulou um total de 24 estacas raiz de diâmetro 310 mm, com comprimento de 6,0 m totalizando 144 m e 28 estacas raiz de diâmetro de 350 mm com comprimento de 7,0 m totalizando 196 m. Caso as fundações dessa obra fossem realizadas em estacas pré-moldadas de concreto 30 x 30 cm, estima-se que seriam usadas 80 estacas de 6,0 m, com comprimento total de 480 m. As cargas de trabalho adotadas para as estacas raiz de 310 mm e 350 mm foram, respectivamente, de 700 kN e 900 kN e para as estacas pré-moldadas de concreto adotou-se uma carga de trabalho de 550 kN. Vale destacar que esses valores foram fornecidos por empresas locais.

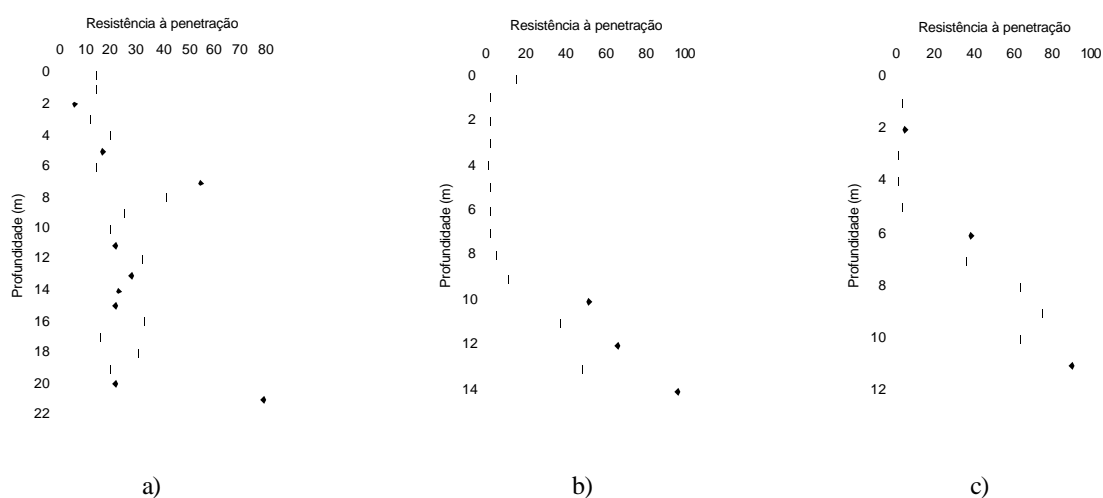


Figura 3: Perfis de resistência típicos dos subsolos das obras de números: a) 1, b) 2 e c) 3.

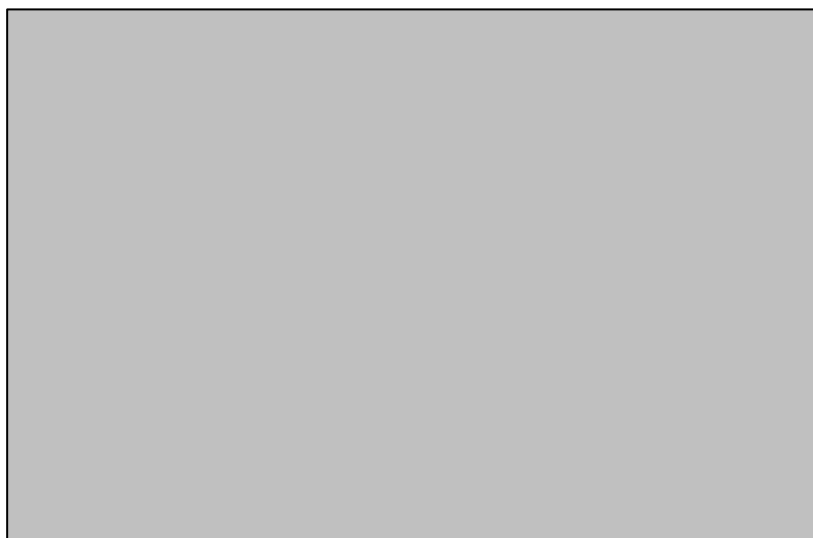


Figura 5: Segunda prova de carga realizada.

Como a ruptura do solo das provas de carga das Figuras 4 e 5 não foram configuradas, efetuou-se para as duas provas a extrapolação dessa carga de ruptura pelo método de Van der Veen (1953).

A Figura 6 ilustra a comparação dos valores da carga de ruptura obtidos por meio dos métodos semi-empíricos de Cabral (1986) e Aoki e Velloso (1975) e a partir dos resultados da primeira prova de carga. Vale ressaltar que para a determinação da carga de ruptura pelo método Aoki e Velloso foram utilizados os valores dos coeficientes corretivos de escala sugeridos por Albiero (1990), ou seja, $F1 = 2,0$ e $F2 = 4,0$. Observa-se a pequena diferença de resultados entre o método Aoki e Velloso e o método de Van der Veen (3%). No caso do método de Cabral essa diferença foi bastante elevada (73%). Verifica-se, portanto, que embora o método de Cabral ser um método especificamente desenvolvido para estacas tipo raiz, existe a necessidade de sua regionalização com relação aos tipos solos locais e suas particularidades.

Os resultados da segunda prova de carga não possibilitaram a extrapolação da carga de ruptura pelo método de Van der Veen devido à elevada linearidade apresentada na curva carga x recalque, fazendo com que não houvesse convergência do coeficiente de correlação (R^2) utilizado no método. A Tabela 2 mostra um resumo dos principais resultados encontrados a partir das duas provas de carga realizadas.

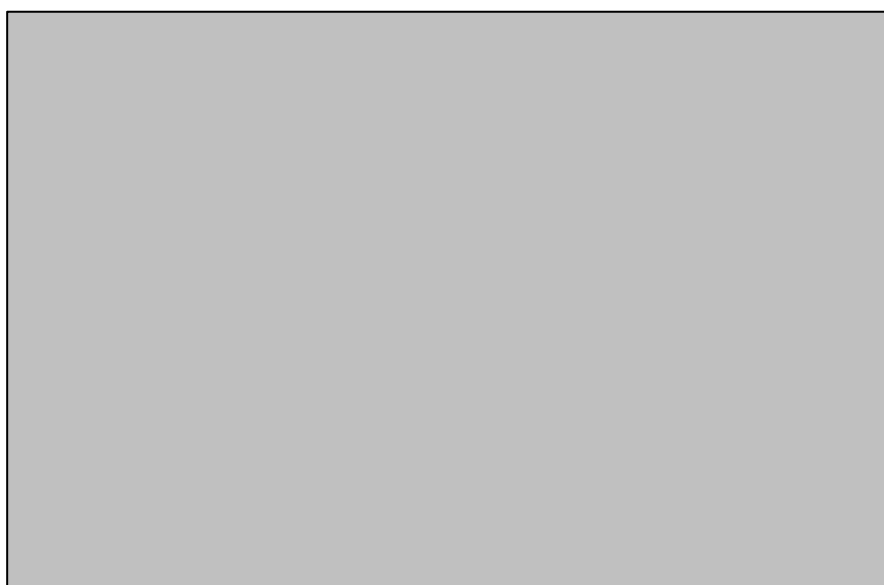


Figura 6: Comparação dos valores da capacidade de carga obtidos por diferentes métodos.

VAN DER VEEN, C. The Bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. *Proceedings...* Zurich: ICOSOMEF, 1953. v. 2. p. 84-90.

SOBRE OS AUTORES

Alfran Sampaio Moura

Graduação: Engenheiro Civil (UFC); Especialização: Eng. Rodoviária (UFC); M.Sc. em Geotecnia (UnB); Doutorando em Geotecnia (UnB). Atualmente leciona disciplinas na área de Geotecnia e Transportes na UNIFOR.

Pedro Pimentel Machado

Engenheiro Civil (UNIFOR) - (In memoriam)

Tiago Brasileiro Coelho

Engenheiro Civil (UNIFOR)