

Estaca-raiz – Um caso de ruptura

Celso Nogueira Corrêa, Marco Aurélio de Oliveira, Wanderley Perez Júnior.
Zaclis, Falconi Engenheiros Associados S/S Ltda.

RESUMO: O objetivo deste trabalho é mostrar a influência do método executivo de estacas raiz na capacidade de carga através de prova de carga estática. Observa-se na prática, metodologias diferentes de execução de estacas raiz.

Em uma obra realizada na Zona Central de São Paulo, foram executadas estacas raiz, com metodologias diferentes, particulares a cada empresa executora. Será apresentada uma prova de carga estática onde houve ruptura e discutida a possibilidade da causa ter sido a metodologia empregada na execução.

Na mesma obra foram realizadas várias provas de carga que serão avaliadas e comparadas com métodos semi-empíricos, para ajuste da interpretação da prova de carga onde houve a ruptura.

O caso alerta para a importância da execução de provas de carga estática conforme a norma preconiza e também mostra a importância das equipes de projeto e execução interagirem durante a obra, adaptando processos, hipóteses de projeto em face de metodologia executiva adotada.

PALAVRAS-CHAVE: Prova de Carga, Estaca raiz, Ruptura.

1 INTRODUÇÃO

Na NBR 6122/1996, não há a nomenclatura “estaca raiz”, porém ela se enquadra no item “7.8.10 Estaca escavada, com injeção”.

No item 7.8.10.2 está descrita a metodologia de execução da estaca e chamamos a atenção para o trecho “...as estacas tipo raiz são revestidas, pelo menos em parte do seu comprimento...”. Entende-se por essa descrição que o revestimento não precisa obrigatoriamente ser integral desde que seja garantida a estabilidade da escavação. Mas no item 7.8.10.3.2 que trata da capacidade de carga admissível como elemento estrutural, está claro que a área a ser utilizada no dimensionamento estrutural deve ser calculada a partir do diâmetro da ferramenta de corte no caso do trecho não revestido, ou do diâmetro externo da sapata cortante, no caso do uso do revestimento.

Portanto, quando por ocasião da execução da estaca se por algum motivo ela não for totalmente revestida o projetista deve ser alertado para verificar o seu dimensionamento.

No caso que mostraremos a seguir a capacidade de carga das estacas, foi calculada pelo diâmetro nominal e na obra, as estacas não foram totalmente revestidas.

2 CARACTERÍSTICAS DA ESTACA E PERFIL GEOTÉCNICO.

Trata-se de uma região de várzea de rio, com uma camada de até 6,00 m de aterro de materiais diversos, com SPT variando entre 2 e 15. A partir daí trata-se de solo sedimentar com uma camada de 5,00 m de areia argilosa, pouco a medianamente compacta, SPT 6 a 18, 3,00 m de argila pouco arenosa, rija, SPT 21 a 24, 3,00 m de areia argilosa muito compacta, SPT 35/25 a 27/10 e finalmente 11,20 m (limite da sondagem) de argila arenosa dura, SPT 37 a 20/05. Em alguns pontos entre o aterro e o solo sedimentar encontra-se uma camada de espessura variada de aluvião. O nível d’água foi encontrado a 6.00 m de profundidade. Na fig. 1, está indicado o perfil geotécnico.

O projeto foi desenvolvido em estacas raiz diâmetro 410 mm, comprimentos variados, armadas, algumas com 8 barras de 20 mm e outras com 8 barras de 25 mm. As cargas atuantes nas estacas são de até 1500 kN de compressão e 700 kN de tração.

Na estaca 1, objeto do trabalho, o comprimento previsto era de 25,50 m e a armadura utilizada 8 barras de 20 mm.

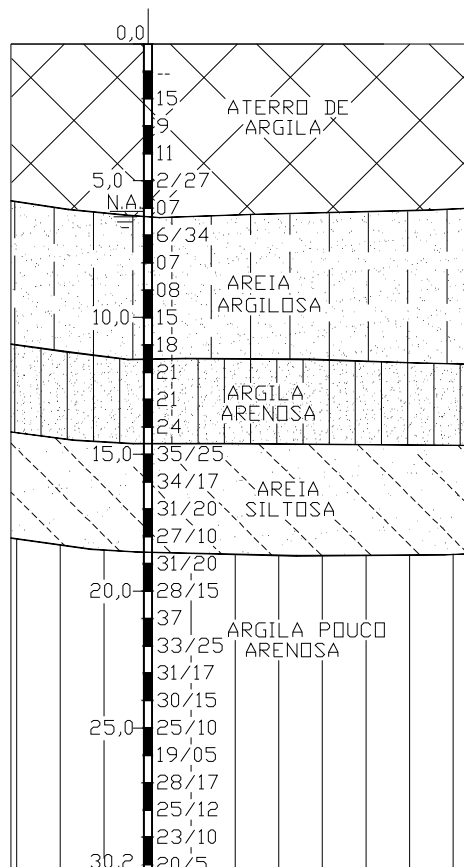


Figura 1

3 METODOLOGIA UTILIZADA NA ESTACA 1

No caso específico dessa estaca, a perfuração foi executada, até 12,00 m com revestimento metálico e sapata cortante na sua extremidade, diâmetro nominal 410 mm, diâmetro externo do revestimento 356 mm e diâmetro interno 330 mm, que é o normalmente utilizado nesse tipo de estaca (Fundações – Teoria e Prática – ABMS/ABEF – 1996). A partir daí, até os 25,50 m a perfuração foi executada com tricô com diâmetro 300 mm, introduzido pelo interior do revestimento. A injeção de argamassa foi feita sem o revestimento no trecho final de 13,50 m da estaca, que ficou com diâmetro reduzido para 300 mm.

A armação utilizada nessa estaca foi de 8 barras de 20 mm.

4 CAPACIDADE DE CARGA ESTRUTURAL.

A capacidade estrutural da estaca, prevista em projeto a partir do diâmetro nominal, pode ser calculada da seguinte maneira:

Pela NBR 6122:

$$A_s = \frac{2 \cdot N - 0,6 \cdot D^2 \cdot f_{ck}}{0,9 \cdot f_{yk} - 0,765 \cdot f_{ck}}, \text{ ou seja,} \quad (1)$$

$$N = \frac{A_s \cdot (0,9 \cdot f_{yk} - 0,765 \cdot f_{ck}) + 0,6 \cdot D^2 \cdot f_{ck}}{2} \quad (2)$$

Para $D = 410$ mm, temos $N = 1555$ kN.

Pela NBR 6118:

$$\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot N = 0,85 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3)$$

Nesse caso para $D = 410$ mm, temos $N = 1750$ kN.

Portanto para $D = 410$ mm, a carga prevista de 1500 kN, atende as duas normas, e comprova que o projeto foi desenvolvido para diâmetro de 410 mm ao longo de toda estaca.

Como o motivo do relato é a prova de carga a compressão, não vamos tratar nesse trabalho de capacidade de carga a tração.

Se aplicarmos os mesmos critérios das duas normas para o trecho com $D = 300$ mm temos a seguinte capacidade de carga estrutural:

Pela NBR 6122:

$$A_s = \frac{2 \cdot N - 0,6 \cdot D^2 \cdot f_{ck}}{0,9 \cdot f_{yk} - 0,765 \cdot f_{ck}}, \text{ ou seja,} \quad (4)$$

$$N = \frac{A_s \cdot (0,9 \cdot f_{yk} - 0,765 \cdot f_{ck}) + 0,6 \cdot D^2 \cdot f_{ck}}{2} \quad (5)$$

Para $D = 300$ mm, $N = 1086$ kN.

Pela NBR 6118:

$$\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot N = 0,85 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (6)$$

Nesse caso para $D = 300$ mm, $N = 1267$ kN.

Essas cargas seriam as cargas máximas estruturais, com todos os coeficientes de norma aplicados.

Nos itens 4 e 5, respectivamente, veremos qual o comportamento de uma estaca com diâmetro 410 mm ao longo de todo seu comprimento (estaca 2) e a de uma estaca com 410 mm nos primeiros 12,00 m e 300 mm nos últimos 13,50 m (estaca 1).

4 PROVA DE CARGA ESTACA 2

Foram feitas várias provas de carga nessa região. Mostraremos, na fig. 2, um exemplo onde o comportamento do conjunto estaca-solo foi satisfatório. Trata-se da estaca 2, diâmetro 410mm, com 21,80m de comprimento, revestida integralmente.

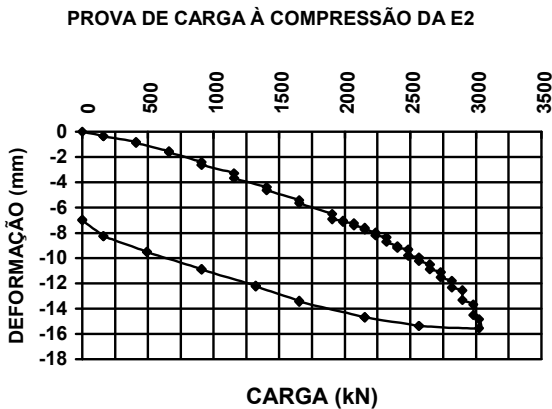


Figura 2

A partir dessa prova de carga aplicando o Método de Van der Veen obtêm-se o valor de carga de ruptura de 3700kN. Conforme tabela 1 o Método de Decourt Quaresma apresentou o melhor resultado.

Método	Carga (kN)		
	Lateral	Ponta	Total
Pedro Paulo Velloso	1436	1005	2441
David Cabral	2070	549	2619
Decourt Quaresma	3025	633	3658

Tabela 1

5 PROVA DE CARGA ESTACA 1

Na prova de carga da estaca 1, fig. 3, nota-se nitidamente uma ruptura abrupta com 240 tf, uma queda na carga para 220 tf com grande deslocamento. O deslocamento total foi de 55mm e o residual de 52mm.

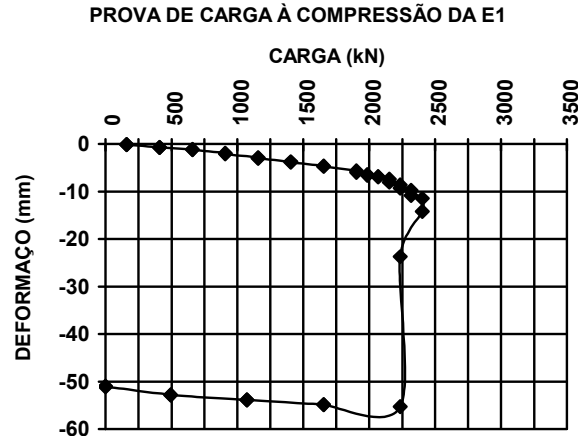


Figura 3

6 CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA DO CONJUNTO ESTACA-SOLO.

Para estimativa de capacidade de carga geotécnica das estacas, utilizamos os seguintes métodos de cálculo: David Cabral, Pedro Paulo Velloso e Décourt/Quaresma. Porém conforme verificamos anteriormente o método do Dr. Luciano Decourt, vencedor do concurso para estimativa de capacidade de carga de estaca raiz no SEFE V, apresentou melhor resultado e, portanto foi utilizado na análise da estaca 1.

Na tabela 2 abaixo indicamos os resultados de capacidade de carga por atrito lateral e ponta em cada trecho da estaca, adotando seção constante de 410 mm, com 25,50m de comprimento, conforme previsto em projeto.

<i>Metodo Decourt Quaresma</i>				
Prof.	N SPT	PL(kN)	PP(kN)	PR(kN)
-1,0	0	19	0	19
-2,0	0	39	67	106
-3,0	15	155	108	263
-4,0	9	232	157	389
-5,0	11	323	99	421
-6,0	2	355	90	445
-7,0	7	419	132	551
-8,0	6	477	176	653
-9,0	7	542	185	727
-10,0	8	613	264	877
-11,0	15	729	361	1090
-12,0	18	864	475	1340
-13,0	21	1019	528	1547
-14,0	21	1174	581	1755
-15,0	24	1348	766	2114
-16,0	42	1638	1109	2747
-17,0	60	2045	1302	3347
-18,0	46	2361	1461	3822
-19,0	60	2767	1338	4105
-20,0	46	3083	727	3810
-21,0	56	3464	624	4087
-22,0	37	3722	592	4314
-23,0	39	3993	583	4576
-24,0	54	4360	687	5047
-25,0	60	4767	781	5547
-26,0	60	5173	808	5981

Tabela 2

Na tabela 3, estão os resultados de capacidade de carga em cada trecho da estaca, levando em consideração a seção variável executada (estaca 1). lembrando que até 12,00m ϕ 410mm e entre 12,00 e 25,50 ϕ 300mm (em destaque a transição dos diâmetros das seções).

<i>Metodo Decourt Quaresma</i>				
Prof.	N SPT	PL(kN)	PP(kN)	PR(kN)
-1,0	0	19	0	19
-2,0	0	39	67	106
-3,0	15	155	108	263
-4,0	9	232	157	389
-5,0	11	323	99	421
-6,0	2	355	90	445
-7,0	7	419	132	551
-8,0	6	477	176	653
-9,0	7	542	185	727
-10,0	8	613	264	877
-11,0	15	729	361	1090
-12,0	18	864	475	1340
-13,0	21	1019	528	1547
-14,0	21	1132	536	1667
-15,0	24	1259	690	1949
-16,0	42	1470	588	2058
-17,0	60	1766	691	2457
-18,0	46	1997	775	2771
-19,0	60	2293	709	3002
-20,0	46	2523	386	2909
-21,0	56	2800	331	3131
-22,0	37	2988	314	3303
-23,0	39	3186	309	3495
-24,0	54	3454	364	3818
-25,0	60	3750	414	4164
-26,0	60	4046	428	4474

Tabela 3

ESTACA 1

A capacidade de carga de ruptura do conjunto estaca-solo da estaca 1, é de 4474kN, conforme pode ser visto na tabela 3. Analisando a sondagem, vemos que a estaca está embutida em material muito resistente, o que descarta uma hipótese de ruptura geotécnica para a carga máxima atingida no ensaio (2400 kN).

Portanto da maneira que ocorreu a ruptura, há duas hipóteses que podem ser aventadas: a primeira e que se trata de uma deficiência de injeção na ponta da estaca, porém nesse caso logo após a ruptura abrupta a curva carga x recalque deveria retomar o comportamento anterior à ruptura. A outra hipótese é que se trata de uma ruptura estrutural.

Então vejamos, nesse caso a estaca rompeu com 2400 kN. A carga resistida por atrito lateral no primeiro segmento estaria entre 864 e 1019 kN. Portanto dos 2400 kN aplicados na prova de carga, cerca de 1400 kN seriam transmitidas pela ponta para o segundo segmento. Esta carga seria suficiente para a ruptura da argamassa sem armação.

Admitindo a dificuldade de posicionamento da armação com 290mm de diâmetro em perfuração de 300mm, esse trecho de 13,50m poderia estar sem armação.

8 CONCLUSÃO

A nossa intenção aqui é ressaltar alguns pontos que julgamos de suma importância:

8.1 O comportamento de uma estaca-raiz revestida integralmente e de uma revestida parcialmente são diferentes. Apesar de óbvio, um fato como este poderia não ter sido identificado e corrigido a tempo de evitar problemas. Nessa obra, os blocos onde havia informação de execução de estacas sem revestimento integral, foram reforçados admitindo capacidade de carga da estaca em 1200 kN.

8.2 É fundamental a interação entre as equipes de execução, fiscalização e projeto, para um bom desempenho de uma obra. Nesse caso, por exemplo, o projetista deveria ter sido

alertado de que a estaca, por impossibilidade executiva não estava sendo feita com diâmetro previsto integralmente, para rever os seus cálculos e eventualmente alterar o projeto, pois a execução adotada está prevista na norma, conforme foi mostrado, desde que seja previsto também em projeto.

8.3 A execução de provas de carga estática em estacas, conforme previsto em norma, é indispensável.

8.4 Sugere-se a revisão da NBR6122, prevendo revestimento integral para estacas-raiz.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fundações Teoria e Prática – ABMS/ABEF – 1996.

ABNT - NBR6122/96 – Projeto e Execução de Fundações

ABNT – NBR6118 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado

ABNT – NBR6121 – Estaca e Tubulão – Prova de Carga

ABEF – Manual de Especificações de Procedimento e Procedimentos - 2004