

CONTROLE EXECUTIVO DE ESTACAS RAIZ A PARTIR DE MEDIDAS DE CAMPO

CONTROL OF ROOT PILES FROM FIELD MEASUREMENTS

Diana Rodrigues de Lima¹, Alfran Sampaio Moura²

Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Câmpus do Pici, Fortaleza, CE, Brasil.

¹Mestre em Engenharia Civil, Geotecnia. E-mail: drldiana@hotmail.com

²Doutor em Geotecnia. E-mail: alfransampaio@ufc.br.

RESUMO

Durante a execução das fundações de edificações, comumente se verifica a capacidade de carga por meio de métodos específicos que variam de acordo com o tipo de estaca. Para estacas raiz o controle é, em geral, feito por meio de ensaios de prova de carga. Este trabalho propõe uma formulação empírica para previsão carga de ruptura de estacas raiz, utilizando-se de algumas variáveis monitoradas durante a execução das mesmas utilizando um velocímetro digital. Para isso foram realizadas provas de carga estáticas lentas em três estacas raiz monitoradas, com diâmetros de 350 e 410 mm. Diversas combinações entre as parcelas da capacidade de carga de ponta e lateral e as variáveis monitoradas foram testadas, utilizando os programas de computador Excel e Maple. Posteriormente foi buscada uma equação para a previsão da carga de ruptura das estacas ensaiadas, como uma função das variáveis monitoradas, segundo relações do tipo polinomial, exponencial, logarítmica e combinação linear, tendo como referência o valor obtido no método da norma ABNT NBR 6122:2010. Foi verificado que há correlação entre a carga de ruptura e as variáveis monitoradas e os resultados obtidos pela equação proposta foram concordantes com os valores de referência para as estacas ensaiadas.

Palavras-chave: estaca raiz; carga de ruptura; controle executivo.

ABSTRACT

During the execution of the foundations of buildings, the evaluation of the failure load is commonly determined by specific methods, which vary depending on the type of pile. The control of root piles are usually executed by load tests. This paper proposes an empirical formulation for prediction of failure load of root piles, using some variables that are monitored during the execution of the piles, using a digital speedometer. Therefore, slow static load test in three root piles monitored with diameters of 350 to 410 mm were conducted. Several combinations between portions of end bearing load capacity, side friction load capacity, and the monitored variables, were tested using computer programs as Excel and Maple. Afterwards, an equation for the prediction of the failure load of the piles tested was estimated, as a function of the monitored variables, according to polynomial relations, exponential, logarithmic and linear combination, referencing to the value obtained in Van der Veen's method (1953). It was found that there is a correlation between the failure load and the monitored variables, and the results obtained by the proposed equation were concordant with the reference values for the tested piles.

Keywords: root pile; failure load; executive control.

1 – INTRODUÇÃO

Na engenharia de fundações, o controle executivo é um assunto que merece atenção especial, uma vez que a fundação é o elemento estrutural responsável por receber os esforços e transferi-los ao solo. Na fase de projeto, um dos requisitos que se verifica é se o solo de fundação apresenta segurança com relação à ruptura. Para isso, é necessária a execução da estimativa da capacidade de carga, que pode ser feita por meio de métodos que podem ser empíricos, semi-empíricos ou teóricos.

Durante a execução das fundações, comumente, se verifica a capacidade de carga por meio de métodos específicos que variam de acordo com o tipo de estaca. Para o caso de estacas raiz comumente realizam-se provas de carga como método de controle executivo.

Mais recentemente destaca-se a proposta de Silva (2011) para o controle executivo de estacas do tipo hélice

contínua, com base na metodologia SCCAP, de Camapum de Carvalho *et al.* (2008, 2010).

O objetivo deste trabalho é propor preliminarmente uma formulação que auxilie no controle executivo de estacas raiz.

2 – CONTROLE EXECUTIVO DE ESTACA RAIZ

O controle executivo é um procedimento necessário para a verificação em campo do desempenho de estacas e tal procedimento varia dependendo do tipo de estaca.

Para estacas cravadas à percussão, o controle pode ainda ser realizado por meio da verificação da nega, que corresponde à penetração média permanente da estaca causada pela aplicação de 10 golpes do martelo; e do repique elástico, que corresponde à parcela elástica do deslocamento máximo de uma seção da estaca, causado pelo impacto da cravação. Outra ferramenta de controle

para este tipo de estaca seria a realização de prova de carga estática ou a execução de ensaio de carregamento dinâmico.

No caso de estacas moldadas *in loco*, o controle é realizado a partir da observação da qualidade dos insumos e seu consumo, da correta execução de cada etapa do processo, da verificação da tolerância quanto aos desvios angulares e pela realização de ensaios de prova de carga estática (Figura 1) e ensaios de integridade (PIT).

Figura 1 – Ensaio de prova de carga estática



Quando se trata de estacas do tipo hélice contínua, além dos métodos de controle tradicionais, uma abordagem mais recente foi proposta por Silva (2011), na qual foi verificada que a energia mecânica medida na estaca, durante sua execução, é diretamente proporcional a sua capacidade de carga. Para estacas escavadas, o controle é, em geral, feito por meio dos ensaios de prova de carga.

A estaca raiz, objeto de estudo deste trabalho, é uma estaca do tipo moldada *in loco* com injeção de argamassa, em que se aplica injeção de ar comprimido no topo. O processo executivo das estacas raiz consta da locação; perfuração; introdução da armadura; preenchimento com argamassa; remoção do revestimento em etapas e aplicação de pressão de ar comprimido. Como são armadas, podem trabalhar tanto a compressão quanto a tração.

Dentre as vantagens das estacas raiz, devido às dimensões reduzidas do equipamento de perfuração, podem ser executadas em locais com limitação de pé direito ou da área de trabalho, devido às dimensões reduzidas do equipamento de perfuração e da possibilidade de inclinação da torre da perfuratriz. Podem ainda ser executadas na vertical ou inclinadas, apresenta considerável produtividade e a resistência a cargas de tração é elevada. Além disso, apresenta a possibilidade de atravessar uma diversidade grande de terreno inclusive, em muitos casos, rocha, matacão, concreto armado e alvenaria. A baixa vibração, descompressão do terreno e o baixo nível de poluição sonora são também vantagens desta solução. As estacas raiz possuem diversas aplicações em obras de geotecnica, tais como: reforço de fundações, paredes de contenção para proteção de escavações, estabilização de encostas, fundação de máquinas, fundação de estruturas *off-shore*, fundações em locais próximos a construções em estado precário ou com restrições de barulho, fundação em rocha, entre outras.

Por outro lado, no atual estado da arte, a estaca raiz necessita de prova de carga para controlar sua execução, o que torna, por isso mesmo, inovador o presente trabalho.

Nogueira (2004) analisou o comportamento de estacas tipo raiz (diâmetro de 0,40 m e comprimento de 12 m), submetidas a esforços de compressão por meio da realização de provas de carga lentas, executadas em solo de diabásio não saturado, e observou que, na ruptura, em média 96,8% da carga aplicada no topo das estacas foi transferida para o fuste. Na pesquisa, o autor comprovou a aplicabilidade conceitual das Leis de Cambefort (CAMBEFORT, 1964), uma vez que foram necessários pequenos deslocamentos, entre 2 a 5 mm, para a plena mobilização do atrito lateral. Para a ponta, até onde foi possível observar, maiores deslocamentos foram necessários. Nogueira (2004) concluiu que os métodos de estimativa de capacidade de carga semi-empíricos deveriam ser repensados, pois resultam em percentuais de ponta várias vezes superiores ao observado. Vale comentar que pela atual norma Brasileira de fundações (ABNT NBR 6122:2010) deve-se projetar estacas escavadas que absorvam pelo fuste das estacas, calculada na ruptura, pelo menos 80% da carga de trabalho. O mesmo autor destaca a boa concordância do método de Lizzi (1982) a partir da comparação com os resultados de provas de carga.

Melo (2009) analisou provas de carga em estacas raiz à luz do conceito de rigidez apresentado por Décourt (1996). A autora observou valores satisfatórios de carga de ruptura convencional em provas de carga levadas a grandes deslocamentos e algumas restrições em provas de carga interrompidas prematuramente. Melo (2009) concluiu que, de modo geral, para as cargas de ruptura estimadas, em provas de carga interrompidas a cargas acima de 80% da carga máxima, nenhuma das análises (gráfica, estatística) indicou diferenças significativas.

Atualmente o controle executivo de estacas raiz durante o seu processo executivo é realizado observando as seguintes variáveis: consumo de cimento, pressão de ar comprimido, observação do solo resultante da escavação e comparação com as indicações dos resultados da sondagem, tempo de escavação, tempo de colocação da armadura e tempo de injeção. Vale observar que, para esse tipo de estaca, há uma relação direta entre a pressão de ar comprimido aplicada e a carga de ruptura da estaca. Além disso, a experiência parece ser um fator determinante para o sucesso do controle executivo desse tipo de estaca.

Após execução, o controle se dá por ensaios de campo, a fim de se verificar o desempenho e a integridade do elemento estrutural. Para a verificação do desempenho destacam-se os ensaios de prova de carga dinâmica (ABNT NBR 13208:2007) e estática (ABNT NBR 12131: 2006).

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Os critérios utilizados para a organização desse trabalho foram a disponibilidade de dados coletados e sua análise (parte teórica) e viabilização da parte prática (ensaios e monitoramento). A seguir é apresentado o detalhamento das etapas da pesquisa.

3.1 Metodologia

A metodologia proposta para a elaboração da presente pesquisa teve como base a realização das seguintes etapas: escolha do local da pesquisa; coleta de dados; previsão da carga de ruptura das estacas que seriam executadas; monitoramento da execução das estacas; execução de ensaio de prova de carga estática; análise dos resultados; e conclusões.

3.2 Locais do estudo

Foram selecionados 2 locais para a realização da presente pesquisa: Obra 1 e Obra 2, ambas situadas em Fortaleza, CE. Em ambas as obras se têm fundações em estacas raiz. A Obra 1 está localizada à Rua Armando Dallólio, no Bairro Guararapes e a Obra 2 está localizada em um terreno entre as Ruas Justino Café Neto, Francisco Farias Filho e Marinha Holanda, no Bairro Cocó. Uma vista da localização das áreas de estudo é apresentada na Figura 2, para a Obra 1, e na Figura 3, para a Obra 2.

Figura 2- Localização da Obra 1



Figura 3 – Localização da Obra 2



3.3 Ensaio de campo e monitoramento

Nesta etapa são apresentados os ensaios de campo, tanto aqueles executados preliminarmente, como aqueles realizados ao longo da pesquisa. Aqui também é detalhado o monitoramento realizado nas estacas.

3.3.1 Ensaio de campo

As sondagens à percussão (SPT) utilizadas no presente trabalho foram obtidas de 2 relatórios de sondagens, que foram coletados em empresas locais. No relatório, aqui denominado da Obra 1, constam 4 perfis de sondagens, enquanto no relatório da Obra 2 constam 9 perfis individuais. As mencionadas sondagens à percussão foram realizadas de acordo com a Norma NBR 6484 (ABNT, 2001).

Foram realizadas ainda 3 provas de carga estática, a saber, uma na Obra 1 e duas na Obra 2, todas com aplicação de carga lenta, até a estabilização dos recalques.

As provas de carga foram realizadas de acordo com a norma NBR ABNT 12131:2006. O carregamento das estacas ensaiadas foi realizado em 10 (dez) estágios de carga correspondente, cada um, a 20% da carga de trabalho da mesma, ou seja, os ensaios foram conduzidos até o dobro da carga de trabalho.

Depois de concluído o carregamento, a carga máxima foi mantida por um período mínimo de 12 (doze) horas. Após este período teve início o descarregamento, que foi feito em 05 (cinco) estágios. As leituras das deformações foram feitas com intervalos de tempo iguais aos do carregamento até que fosse atingido o décimo quinto minuto e houvesse estabilidade das deformações.

3.3.2 Monitoramento

O monitoramento consistiu no controle de execução e nas medições, durante a execução da estaca, de algumas variáveis preliminarmente escolhidas. Dessa forma, para o controle de execução das estacas, foram medidas as seguintes variáveis: tempo de execução; pressão de injeção de ar; número de golpes de ar; consumo de cimento.

As variáveis medidas durante a execução da estaca foram os seguintes: velocidade angular média e velocidade angular máxima do rotador da perfuratriz; tempo decorrido na penetração do quadricone ou da broca de perfuração em comprimentos de escavação pré-fixados; comprimentos de escavação, penetração, em intervalos de tempo regularmente estipulados e distância linear equivalente percorrida pelo rotador da perfuratriz, no intervalo de tempo medido.

As medições foram realizadas por meio de um velocímetro digital, posicionado no rotador do equipamento utilizado na execução da estaca. O aparelho fornece uma visualização em tempo real da velocidade atual, distância linear total percorrida pelo rotador, tempo de escavação, além de uma fácil visualização da velocidade máxima, velocidade média e tempo total de monitoramento.

O dispositivo utilizado é composto por três partes, a saber, (a) Imã; (b) Sensor e (c) Ciclocomputador, que foram fixadas nas partes 1, 2 e 3 da máquina perfuratriz, respectivamente, conforme está apresentado na Figura 4

Figura 4 – Componentes do equipamento utilizado no monitoramento



Fonte: Lima (2014).

A cada giro do rotador, o ímã nele fixado se aproximava do sensor, preso à mangueira da máquina, que, por sua vez, enviava os dados para o computador, e as informações por ele processadas eram disponibilizadas no visor do relógio.

O computador foi anteriormente programado com base no diâmetro do rotador; e os valores obtidos foram convertidos proporcionalmente, com base no diâmetro da broca ou do quadricone utilizado na escavação.

A partir das variáveis monitoradas durante a execução das estacas analisadas, foram calculadas, utilizando relações da física clássica elementar, as seguintes variáveis: frequência de giro do rotador; frequência de giro do quadricone ou broca de perfuração; velocidade de avanço do quadricone ou da broca de perfuração

4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Inicialmente, realizou-se a previsão da carga de ruptura das estacas por métodos semi-empíricos. Posteriormente, determinou-se a carga de ruptura a partir dos resultados das provas de carga realizadas em estacas das próprias obras.

Em seguida, a partir dos resultados do monitoramento, foi desenvolvida uma formulação que relaciona as variáveis medidas com a carga de ruptura das estacas.

4.1 Previsão da carga de ruptura por métodos semiempíricos

A previsão da carga de ruptura estimada por métodos semiempíricos foi realizada, a partir dos resultados de sondagens à percussão e, posteriormente, por meio da utilização de vários

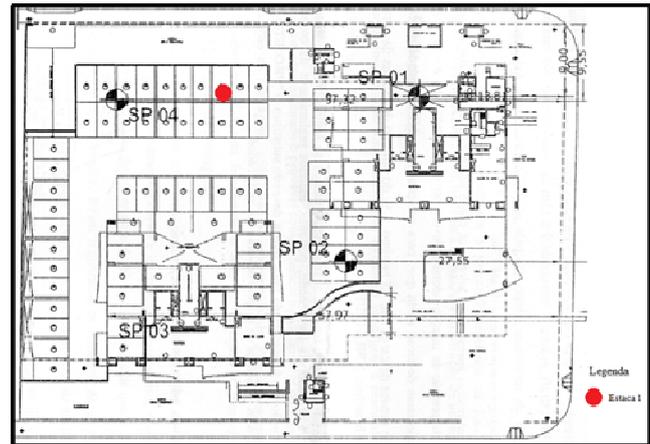
4.1.1 Sondagens à percussão

As localizações das sondagens referentes às Obras 1 e 2 estão apresentadas nas Figuras 5 e 6, respectivamente, assim como a localização das estacas monitoradas para a realização da presente pesquisa.

Na obra 1, a execução de uma estaca raiz, Estaca 1, foi acompanhada e monitorada. A referida estaca apresenta as seguintes características: diâmetro nominal de 350 mm; comprimento de 12,0 m; pressão de injeção da argamassa no valor de 300 kPa e carga de trabalho de 800 kN.

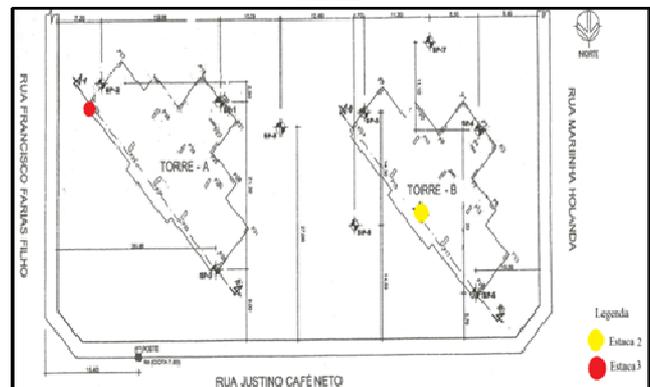
Na obra 2 foram acompanhadas as execuções de duas estacas raiz, Estacas 2 e 3, que apresentam as seguintes características: diâmetro nominal de 410 mm; comprimentos de 12,0 m e de 16,0 m; pressão de injeção da argamassa no valor de 300 kPa e carga de trabalho é de 1.200 kN.

Figura 5 – Localização das sondagens e da estaca monitorada na Obra 1



Fonte: ROCHA BRASIL (2012).

Figura 6 – Localização das sondagens e das estacas monitoradas na Obra 2



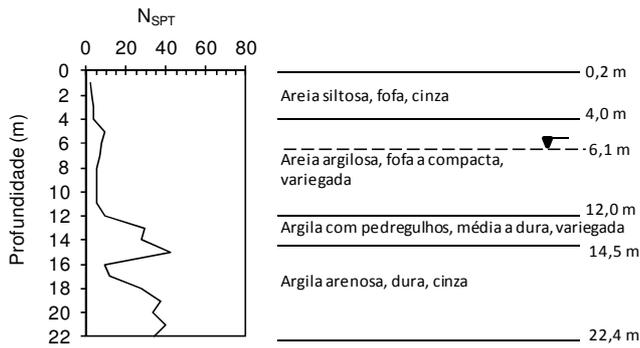
Fonte: TECNORD (2012).

Na Figura 7 são mostrados os resultados da sondagem SP 04, realizada na Obra 1, enquanto na Figura 8 é mostrada a variação do índice de resistência ao longo da profundidade das quatro sondagens realizadas na Obra 1.

Conforme pode ser observado no perfil de sondagem SP 04 (Figura 7), o índice de resistência (N_{SPT}) variou de 2 a 42 golpes/30 cm, alcançando o valor máximo aos 15,0 m e o impenetrável aos 22,4 m. A estratigrafia é composta pelos seguintes materiais: areia siltosa, areia argilosa, argila silto-arenosa com pedregulhos, argila com pedregulhos e argila arenosa, sendo esta a camada mais espessa. O nível da água foi identificado na profundidade de 6,7 m.

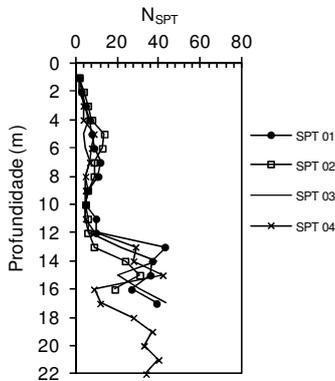
Na Figura 8 é mostrada a variação dos índices de resistência (N_{SPT}) ao longo da profundidade de todas as sondagens realizadas na Obra 1, que mostra uma certa homogeneidade de resultados.

Figura 7 – Resultado da sondagem SP 04 realizada na Obra 1



Fonte: Fonte: ROCHA BRASIL (2012), com modificações.

Figura 8 – Índices de resistência (N_{SPT}) ao longo da profundidade das sondagens realizadas na Obra 1

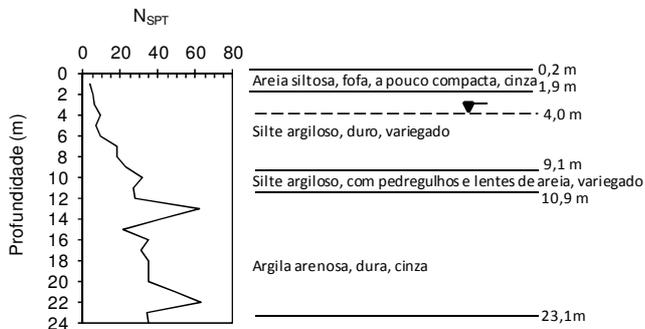


Fonte: Fonte: ROCHA BRASIL (2012), com modificações.

Na Figura 8 observa-se que os índices de resistência variam pouco até a profundidade de 4,0 m, com valor médio em torno de 4 golpes/30 cm. A partir daí há um aumento progressivo até 8,0 m, voltando a reduzir a cerca de 10,0 m. Depois essa profundidade há uma elevação no índice de resistência até atingir a profundidade máxima da sondagem.

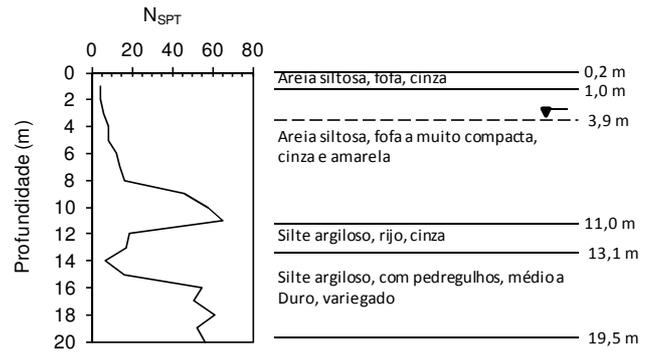
Nas Figuras 9 e 10 são apresentados os resultados das sondagens dos furos SP 02 e SP 06, da Obra 2, respectivamente.

Figura 9 – Resultado da sondagem SP 02 realizada na Obra 2



Fonte: TECNORD (2012), com modificações.

Figura 10 – Resultado da sondagem SP 06 realizada na Obra 2



Fonte: TECNORD (2012), com modificações.

Conforme apresentado no perfil de sondagem SP 02 (Figura 9) observa-se que o N_{SPT} variou de 4 a 63 golpes/30 cm, alcançando o valor máximo a 22,0 m de profundidade, com impenetrável aos 23,1 m. A estratigrafia é composta por camadas de areia, silte argiloso e argila arenosa, sendo esta camada a mais espessa dentre todas. O nível d'água foi identificado à profundidade de 4,0 m

Pela sondagem SP 06 (Figura 10), observa-se que o N_{SPT} variou de 4 a 65 golpes/30 cm, com valor máximo a 11,0 m de profundidade. Neste caso, a estratigrafia é composta por camadas de areia pouco siltosa, silte argiloso e silte argiloso com pedregulhos, sendo a camada de areia pouco siltosa a mais espessa. O nível da água foi identificado à profundidade de 3,9 m.

4.1.2 Previsão da carga de ruptura

Inicialmente foram efetuadas previsões da capacidade carga de ruptura das três estacas monitoradas nesta pesquisa a partir dos métodos propostos por: Aoki e Velloso (1975), Lizzi (1982), Salioni (1985), Cabral (1986), Brasfond (1991) e Aoki e Velloso modificado por Monteiro (1997). A escolha dos métodos mencionados decorre do fato de alguns serem específicos para estacas raiz e outros por serem métodos amplamente conhecidos e utilizados por projetistas de fundações.

Os resultados das previsões das cargas de ruptura das mencionadas estacas estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Previsão da carga de ruptura das Estacas 1, 2 e 3 por meio de métodos semiempíricos

Método	Q_{ult} (kN)		
	Estaca 1	Estaca 2	Estaca 3
Aoki; Velloso (1975)	589,6	2.537,9	1.233,0
Aoki; Velloso (Monteiro, 1997)	502,8	2.694,9	1.701,0
Cabral (1986)	599,5	2.134,6	1.205,2
Salioni (1985)	722,0	2.697,1	3.688,8
Lizzi (1982)	1314,8	2.498,2	1.795,6
Brasfond (1991)	434,6	2.405,8	3.338,5

Vale mencionar que se utilizou a sondagem SP 04 (Figura 7) nas previsões realizadas para a estaca 1, Obra 1. Para as Estacas 2 e 3, Obra 2, foram utilizadas as

sondagens SP 02 (Figura 9) e 06 (Figura 10), respectivamente.

Conforme apresentado na Tabela 2, com exceção das previsões realizadas a partir do método de Lizzi (1982), as estimativas efetuadas para a Estaca 1 apresentaram valores bastante concordantes, com valor médio, entre as previsões realizadas, de 693,8 kN.

Para a Estaca 2, as previsões para a carga de ruptura variaram de 2.134,7 kN a 2.697,1 kN, com média, também, entre as previsões realizadas, de 2.494,8 kN. Neste caso, os valores previstos a partir da utilização de todos os métodos foram bastante próximos, em que o método de Cabral (1986) o que proporcionou a previsão de menor valor.

Para a Estaca 3, a carga de ruptura variou amplamente, de 1.205,2 kN a 3.688,9 kN, sendo que, analogamente ao ocorrido nas previsões para a Estaca 2, o menor valor previsto foi obtido a partir da utilização do método de Cabral (1986).

Vale mencionar que as variações nos resultados obtidos nas previsões realizadas nas Estacas 2 e 3 decorrem da variação dos perfis de resistência utilizados para as previsões de cada uma.

4.2 Determinação da carga de ruptura por meio de provas de carga estática

A seguir são apresentados os resultados das provas de carga realizadas nas estacas 1, 2 e 3 e as correspondentes determinações da carga de ruptura.

4.2.1 Provas de carga estática

Nas Figuras 11 a 13 são apresentados os resultados das provas de carga estática realizadas nas Estacas 1, 2 e 3.

De acordo com o gráfico da Figura 11 observa-se que a carga máxima aplicada na prova de carga realizada na Estaca 1 foi de 1.620 kN, aplicada em 9 estágios de carregamento, apresentando um recalque máximo de 15,1 mm. O recalque residual foi de 10,1 mm. Devido a iminência de ruptura o décimo estágio de carga, que corresponderia ao dobro da carga de trabalho, não foi aplicado à estaca.

Figura 11 – Resultado da prova de carga estática realizada na Estaca 1

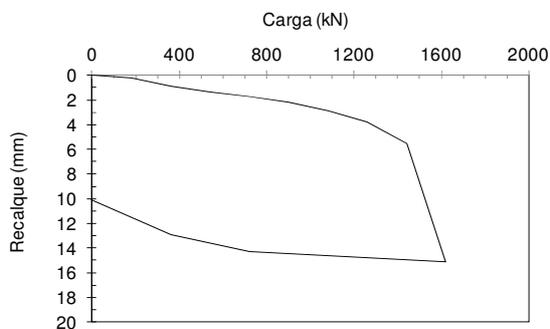


Figura 12 – Resultado da prova de carga estática realizada na Estaca 2

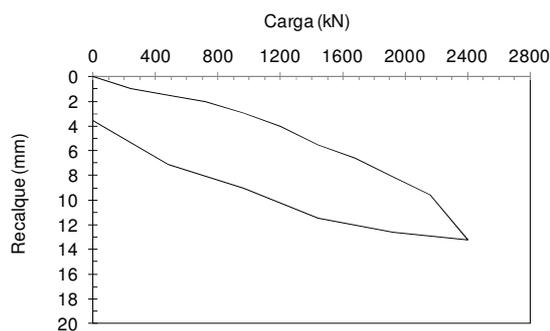
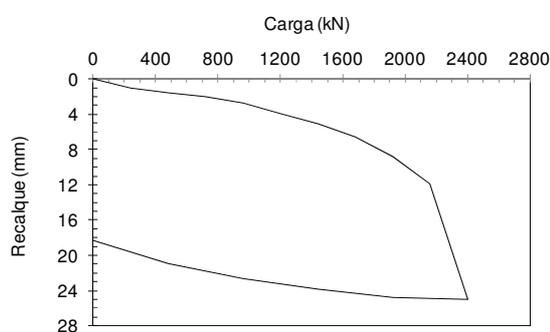


Figura 13 – Resultado da prova de carga estática realizada na Estaca 3



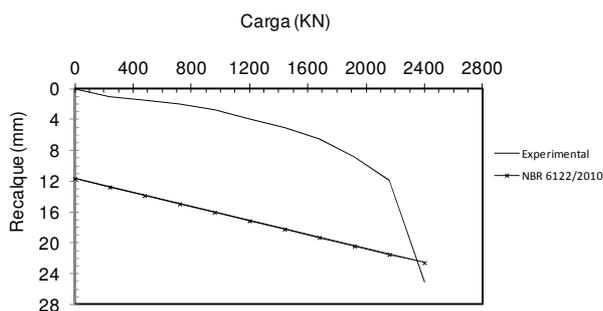
A prova de carga realizada na Estaca 2 foi realizada até a carga máxima de 2.400 kN, que foi aplicada em 10 estágios de carregamento, provocando um recalque máximo de 13,2 mm. Nesse caso, o recalque residual foi de 3,5 mm (Figura 12).

Conforme se observa no gráfico da Figura 13, a prova de carga da Estaca 3 foi realizada até a carga máxima de 2.400 kN, aplicada em 10 estágios de carregamento, com um recalque máximo de 25,0 mm. Depois do descarregamento foi obtido um recalque residual no valor de 18,3 mm.

4.2.2 Determinação da carga de ruptura

Para a estimativa da carga de ruptura de cada uma das estacas ensaiadas, a partir dos resultados das provas de carga estáticas, inicialmente foi utilizado o método descrito na norma ABNT NBR 6122:2010. Na Figura 14 é ilustrada a utilização do referido método para a Estaca 3. Para as Estacas 1 e 2 o método não foi aplicável, não havendo interseção entre a reta definida na referida Norma e a curva experimental. Vale observar que o valor considerado para o módulo de elasticidade (E) das estacas raiz ensaiadas foi de 20 GPa. Para a adoção desse valor considerou-se as indicações de Velloso e Lopes (2010) e a proposta de Hayes e Simmonds (2002).

Figura 14 – Determinação da carga de ruptura da Estaca 3 a partir do método da norma ABNT NBR 6122:2010



Pelo gráfico da Figura 14 observa-se que a interseção da reta da Norma com a curva experimental implica em uma carga de ruptura de 2.350 kN para a Estaca 3.

Sabe-se que o método da norma ABNT NBR 6122:2010 possibilita a determinação da carga de ruptura do tipo convencional. Visando considerar ruptura do tipo física, aplicou-se então o consagrado método de Van der Veen (1953) para a estimativa da carga de ruptura das Estacas 1, 2 e 3. Os resultados das referidas estimativas estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Estimativa da carga de ruptura física pelo método de Van der Veen (1953)

Método	Q _{ult} (kN)		
	Estaca 1	Estaca 2	Estaca 3
Van der Veen (1953)	1.626,0	2.400,0	2.430,0

Tabela 4 – Resultado do monitoramento realizado nas Estacas 1, 2 e 3

Estaca	Penetração (m)	Tempo (s)	Rotação (rpm)	Frequência (Hz)	Velocidade angular (rad/s)	Velocidade de avanço (m/s)
1	0,15	29	109	1,82	25,10	0,0052
1	0,20	43	129	2,15	25,48	0,0047
2	0,30	30	152	2,53	12,86	0,0100
2	0,20	27	161	2,68	15,32	0,0074
3	0,30	38	123	2,05	10,14	0,0079
3	0,20	44	101	1,69	27,52	0,0045

Conforme observado na Tabela 4, na execução da Estaca 1, observa-se um aumento da rotação mediante à evolução da penetração, que ocorre devido ao esforço que a máquina perfuratriz aplicou ao solo, superando a resistência oferecida pelo mesmo; de forma a gerar um esforço resultante positivo, provocando na broca uma aceleração angular. Na escavação da Estaca 2, o aumento da rotação mediante diminuição da penetração evidencia que a resistência de ponta administra o processo de escavação, uma vez que o atrito lateral é menor, permitindo a elevação no número de rotações, sem haver, porém, acréscimo de penetração. Na escavação da Estaca 3, o maior no tempo de penetração é explicado pelo elevado índice de resistência na ponta da perfuração. Enquanto isso, o número de rotações diminuiu, pois o atrito lateral foi mobilizado totalmente durante o processo

4.3 Resultados do monitoramento e análises

Inicialmente foram registradas as informações usualmente obtidas durante a execução de estacas raiz: comprimento executado da estaca, tempo de execução, pressão de injeção de ar, número de golpes de ar aplicados, e consumo de cimento. Tais informações estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Informações registradas de execução das estacas raiz

Estaca	Compr. (m)	Tempo execução (min)	Pressão de injeção (kPa)	Nº. de golpes	Cons. cim. (kg)
1	12	155	300	4	850
2	16	320	300	7	1.600
3	12	280	300	6	1.150

Conforme a Tabela 3 observa-se que a variável tempo de execução das Estacas 1 e 3, ambas com 12,0 m de comprimento, apresentou valores bastante diferentes, bem como a variável consumo de cimento. Isso se deve a dois fatores principais: paralisação da execução das estacas para solucionar problemas mecânicos no equipamento, tal como rompimento da mangueira condutora de argamassa, no caso da Estaca 3; e diferenças entre os perfis de solo. Além das informações constantes na Tabela 3 foi realizado, também, o monitoramento durante a execução das estacas. Os resultados do monitoramento estão apresentados na Tabela 4.

executivo, fato este que não ocorreu na ponta. Assim, houve uma aceleração negativa, culminando na redução da velocidade angular.

A carga de ruptura, de cada uma das três estacas estudadas, foi, então, relacionada com as variáveis do monitoramento de forma a buscar uma expressão empírica que seja capaz de auxiliar o controle executivo das estacas raiz. Dessa forma, foram selecionadas duas variáveis: rotação e velocidade de avanço, uma vez que a primeira está associada ao atrito lateral e a segunda à resistência de ponta, conforme análises prévias. Além das variáveis rotação e velocidade de avanço, foram utilizadas na previsão experimental da carga de ruptura, por meio de uma análise em função da profundidade as seguintes variáveis: índice de resistência na ponta ($N_{SPT, \text{ponta}}$), índice de resistência lateral médio ($N_{SPT, \text{lat}}$), diâmetro da

estaca (D), comprimento unitário (Δl) e comprimento da estaca (L).

4.4 Proposta preliminar para o controle executivo de estacas raiz

No desenvolvimento da formulação para o controle executivo de estacas raiz, considerou-se que:

$$Q_{ult} = Q_{lat} + Q_p \quad (1)$$

Em que: Q_{ult} é a carga de ruptura, Q_{lat} parcela da carga de ruptura resistida pela lateral e Q_p parcela resistida pela ponta da estaca.

Diversas combinações entre Q_p , Q_{lat} e as variáveis descritas na Seção 4.3 foram testadas utilizando os programas de computador Excel e Maple. Para isso, foi buscada a previsão da carga de ruptura das Estacas 1, 2 e 3, tendo como referência o valor estimado pelo método de Van der Veen (1953) como uma função das variáveis monitoradas, segundo relações do tipo polinomial, exponencial, logarítmica e combinação linear. A partir das análises realizadas foi possível assumir que a parcela relativa à resistência de ponta, Q_p deveria ser composta pelas variáveis área da ponta (A_p), velocidade de avanço (v_a) e índice de resistência de ponta ($N_{SPT,ponta}$); enquanto a parcela relativa ao atrito lateral Q_{lat} será composta pelas seguintes variáveis: rotação (r), perímetro da estaca ($U = \pi D$), comprimento unitário da estaca (ΔL), comprimento total da estaca (L) e índice de resistência lateral ($N_{SPT,lat}$).

As constantes envolvidas na formulação foram determinadas por meio de análises numéricas triviais utilizando-se os programas computacionais Excel e Maple. De acordo com a expressão em teste, sistemas de equações eram elaborados e, conforme a discussão e solução do sistema, as constantes eram calculadas.

Posteriormente, a solução encontrada nos sistemas lineares foi submetida a um procedimento de ajuste, com base no método dos mínimos quadrados, de forma que, para as três estacas, o somatório do quadrado da diferença dos valores da capacidade de carga de referência e prevista apresentasse o menor valor. Dessa forma, obteve-se a Equação 2 para a parcela de ponta, cujo coeficiente α é obtido na Tabela 5 em função do diâmetro da estaca, e a Equação 3, para a parcela lateral. Assim, tem-se que:

$$Q_p = \alpha \cdot A_p \cdot v_a \cdot N_{SPT,ponta}^{0,7} \quad (2)$$

$$Q_{lat} = \frac{2,09 \cdot \gamma \cdot N_{SPT,lat}^{1,22}}{U \cdot L} \quad (3)$$

Tabela 5 – Valores propostos de α

Diâmetro (mm)	350	410
α (%)	10,40	0,76

Os valores da previsão da carga de ruptura, das Estacas 1, 2 e 3 utilizando-se as equações propostas estão apresentados na Tabela 6.

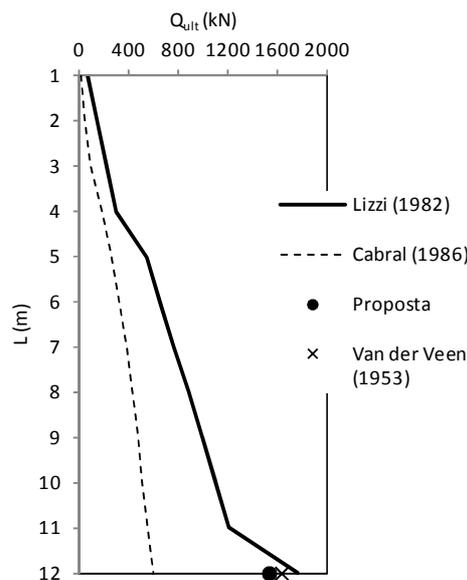
Tabela 6 – Previsão da carga de ruptura pelas equações propostas

Método	Q_{ult} (kN)		
Proposto	1.526,0	2.455,0	2.428,0
Referência	1.626,0	2.900,0	2.430,0

De acordo com a Tabela 6 observa-se que o erro percentual entre os valores estimados e os valores de referência foi, no máximo, de 15%.

Nas Figuras 15 a 17 são apresentadas, para diferentes comprimentos de estacas, comparações entre os valores da carga de ruptura, estimados pelos métodos semi-empíricos de Lizzi (1982) e de Cabral (1986) e pelo método proposto, para as Estacas 1, 2 e 3, respectivamente. Vale comentar que o método semiempírico de Lizzi (1982) foi utilizado por ter apresentado os resultados mais concordantes (Tabela 1) e o método de Cabral (1986) por ser um dos métodos específicos mais utilizado para estaca raiz.

Figura 15 – Comparação entre previsões efetuadas pela equação proposta e por métodos semiempíricos para diferentes comprimentos da Estaca 1



Conforme o gráfico da Figura 15 observa-se que os valores estimados da carga de ruptura da Estaca 1, para diferentes comprimentos, obtidos pelos métodos semi-empíricos de Lizzi (1982) e de Cabral (1986) são praticamente coincidentes até comprimentos de estacas de 4 m. A partir desse comprimento, a previsão efetuada a partir do método de Cabral torna-se superior ao longo de todos os comprimentos de estaca avaliados.

Ainda para a Estaca 1, para o comprimento de 12 m, a estimativa de Q_{ult} por meio do método proposto apresentou bastante concordância com o valor de referência. Neste caso a estimativa de Q_{ult} realizada por meio do método de Cabral apresentou valor ligeiramente superior ao valor de referência.

Para a Estaca 2, conforme Figura 16, observa-se que os resultados estimados pelo método de Lizzi (1982) foram ligeiramente superiores aos estimados pelo método de Cabral (1986) até estacas de 11 m de comprimento. Para o comprimento de estaca de 12 m o método de Cabral (1986) apresentou um pico na capacidade de carga (Q_{ult}) estimada. Observa-se novamente, dentre os métodos utilizados, uma melhor concordância entre o valor de Q_{ult} estimado pelo método proposto e o valor de referência.

De acordo com o gráfico da Figura 17 observa-se que, para a Estaca 3, os resultados estimados pelo método de Lizzi (1982) foram superiores aos estimados pelo método de Cabral (1986) até estacas de 10 m de comprimento. Para o comprimento de 12 m, o valor da Q_{ult} estimada pelo método proposto praticamente coincidiu com o valor de referência.

Figura 16 – Comparação entre previsões efetuadas pela equação proposta e por métodos semiempíricos para diferentes comprimentos da Estaca 2

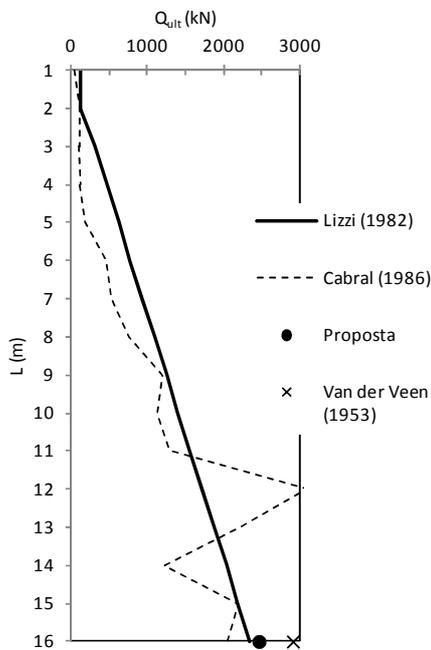
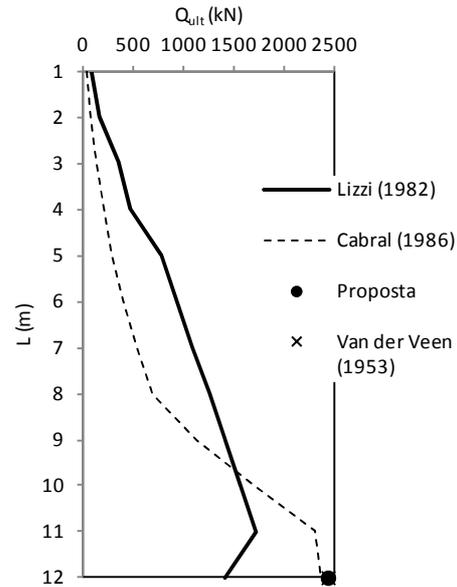


Figura 17 – Comparação entre previsões efetuadas pela equação proposta e por métodos semiempíricos para diferentes comprimentos da Estaca 3



CONSIDERAÇÕES FINAIS

As previsões da carga de ruptura, realizadas a partir de métodos semiempíricos, para as Estacas 1 e 3 apresentaram estimativas mais concordantes entre si para estacas mais curtas.

As variáveis monitoradas nesta pesquisa apresentaram tendências com as cargas resistidas pela ponta e pelo atrito lateral. Dessa forma, verifica-se que há correlação entre a carga de ruptura e as variáveis monitoradas.

As estimativas efetuadas da carga de ruptura a partir das equações propostas foram concordantes com os valores de referência, para as estacas monitoradas.

Observa-se, ainda, que de forma preliminar, que a metodologia desenvolvida a partir da realização deste trabalho apresenta-se como uma alternativa viável para o controle executivo de estacas raiz.

AGRADECIMENTOS

A primeira autora, em particular, agradece ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq pelo apoio para a realização do trabalho. Os autores agradecem à Fundação Cearense de Amparo à Pesquisa - FUNCAP, à empresa GEOBRASIL/Fundações Ltda., à Universidade Federal do Ceará - UFC e à Universidade Federal do Cariri - UFCA pelo apoio para a realização do trabalho.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

- _____. **NBR 12131**: Estacas – Prova de Carga estática. Rio de Janeiro, 2006.
- _____. **NBR 13208**: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In*: Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires, Argentina. **Proceedings...** Buenos Aires: ISSMGE, v. 1, p. 215-218, 1975.
- BRASFOND. **Catálogo Técnico sobre Estacas Raiz**. 1991.
- CABRAL, D. A. O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. *In*: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, v. 6, p. 71-82, 1986.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, C. M.; PAOLUCCI, H. V. N.; GONZÁLEZ, Y. V.; VALENCIA, L. A. L. Considerações sobre a análise dos resultados de provas de carga estáticas. *In*: VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE VI. **Anais...** São Paulo, SP, 1: 355-369, 2008.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, C. M.; AQUINO, F. R.; AGUIAR, L. A.; MOTA, N. M. B.; ALBUQUERQUE, P. J. R. Análises dos Resultados de Provas de Carga Estáticas sobre Fundações Profundas. *In*: COBRAMSEG 2010, Gramado, RS. **Anais...** Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento: Inovação e Sustentabilidade. São Paulo: ABMS, 1: 1-8, 2010.
- CAMBEFORT, H. Essai sur le comportement em terrain homogéne des pieux isolés et des groupes de pieux. *In*: Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, 1964. Paris, **Annales...** Paris, 1964, n. 204, p. 1478-1517, 1964.
- DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. *In*: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – III SEFE, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, v. 1, p. 215-224, 1996.
- HAYES, J.; SIMMONDS, T. Interpreting strain measurements from load test in bored piles. *In*: 9th International Conference on Piling and Deep Foundations, **Proceedings...** Nice, 2002.
- LIMA, D. R. **Contribuição ao estudo do desempenho de estacas do tipo raiz**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2014.
- LIZZI, F. The “pali radice” (root piles) – A state of the art report. *In*: International Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, 1982, Bangkok, Thailand. **Proceedings...** Bangkok: Asian Institute of Technology, v. 1, p. 417-432, 1982.
- MELO, B. N. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez**. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas. Campinas, SP, 2009.
- MONTEIRO, P. F. **Capacidade de carga de estaca – Método de AokiVelloso**, Relatório interno de estacas Franki Ltda. 1997.
- NOGUEIRA, R. C. Ribeiro. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas. Campinas, SP, 2004.
- ROCHA BRASIL. **Relatório de Sondagem**. Fortaleza, CE, 2012.
- SALIONI, C. Capacidade de carga de estacas injetadas. *In*: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE 1, São Paulo, Brasil. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1985, separata, v. 1, p. 13-27, 1985.
- SILVA, C. M.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. Metodologia para o controle de qualidade dos estaqueamentos tipo hélice contínua - A rotina SCCAP. **Revista Fundações e Obras Geotécnicas**, v. 1, p. 50-57, 2010.
- SILVA, C. M. **Energia e Confiabilidade aplicada aos estaqueamentos tipo hélice contínua**. Tese (Doutorado), Universidade de Brasília. Brasília, DF, 2011.
- TECNORD. **Relatório de Sondagem**. Fortaleza, 2012.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. *In*: International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich, Switzerland. **Proceedings**. Zurich: ICOSOMEF, v. 2. p. 84-90, 1953.
- VELLOSO, D.; LOPES, F. A. **Fundações**, vol. único. Oficina de Textos. Rio de Janeiro, 2010.