

Análise de métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas raiz de pequeno e grande diâmetro em obras de Fortaleza

Alfran Sampaio Moura

D.Sc., UFC
alfransampaio@ufc.br

Antonio José Nóbrega Júnior

Engenheiro Civil,
GEOBRASIL Ltda
nobregajunior@terra.com.br

Marcos Fábio Porto de Aguiar

D.Sc., UNIFOR/ IFCE
marcosporto@unifor.br

Resumo

O objetivo do presente artigo é analisar alguns dos principais métodos semi-empíricos utilizados para o cálculo da capacidade de carga em estacas raiz de pequeno e de grande diâmetro, através de resultados de provas de carga estática em algumas obras em Fortaleza. Inicialmente, o artigo apresenta comparações entre os métodos de Lizzi (1982), Salioni (1985), Cabral (1986), Brasfond (1991), Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), com os resultados de três provas de carga estática realizadas em estacas raiz de pequeno diâmetro, cujos valores foram extrapolados através do método de Van der Veen (1953). Posteriormente, estimativas da capacidade de carga utilizando-se os métodos Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Cabral (1986), realizadas por Amancio et al. (2010) para estacas de grande diâmetro, foram comparadas com estimativas realizadas a partir do método de Salioni (1985). Para as estacas raiz de pequenos diâmetros analisadas, os métodos de Salioni (1985), de Cabral (1986) e de Décourt e Quaresma (1978), apresentaram os resultados mais concordantes. No entanto, para as estacas de grande diâmetro, o método de Salioni (1985) não apresentou resultados satisfatórios e o método de Cabral (1986) foi o único método que apresentou resultados concordantes.

Palavras-chave: Capacidade de carga. Estacas raiz. Provas de carga estática.

Abstract

This paper deals with the analysis between semi-empirical bearing capacity methods in root piles and the static load tests results, at imobiliary market building at Fortaleza. This paper presents comparison between Lizzi (1982), Salioni (1985), Cabral (1986), Brasfond (1991), Aoki and Velloso (1975) and Décourt and Quaresma (1978) results and three static load tests results which failure values were obtained from Van der Veen (1953) method. For root piles with small diameter, the Salioni (1985), Cabral (1986) and Décourt and Quaresma (1978) methods presents the best results. Subsequently, estimates of bearing capacity using the Aoki and Velloso (1975), Décourt and Quaresma (1978) and Cabral (1986) methods, performed by Amancio et al. (2010) for larger than 250mm diameter piles, were compared with estimates made using the Salioni (1985) method. For root piles with small diameter, the Salioni (1985), Cabral (1986) and Décourt and Quaresma (1978) methods presented more consistent results. However, for large diameter piles, the Salioni (1985) method didn't show satisfactory results and the Cabral (1986) method showed the best results.

Keywords: Bearing capacity. Root piles. Static load tests.

1 Introdução

As provas de carga estática, quando devidamente interpretadas, constituem a forma mais confiável para o cálculo da capacidade de carga e consistem, basicamente, em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e em registrar os deslocamentos correspondentes.

Uma grande vantagem da prova de carga estática é o fato de tratar-se de um ensaio que submete o complexo conjunto solo-fundação às condições reais de trabalho. A norma NBR – 6122 (ABNT, 1996) aconselha, na avaliação da carga admissível, que o fator de segurança contra a ruptura não deva ser inferior a 3,0 em fundações superficiais; 2,0 para estacas

ou tubulões sem provas de carga; e 1,6 para estacas ou tubulões submetidos a provas de carga, ratificando, dessa forma, a importância e a confiabilidade conferidas a estes ensaios.

O objetivo do presente artigo é analisar alguns métodos semi-empíricos utilizados para determinação da capacidade de carga em estacas raiz de pequeno e grande diâmetro através da avaliação dos resultados de provas de carga estática executadas em algumas obras no Município de Fortaleza/CE.

O artigo apresenta comparações entre os resultados de alguns dos principais métodos semiempíricos utilizados para determinação da capacidade de carga em estacas raiz. As estimativas são realizadas separando-se as estacas em estacas de pequeno (160, 200 e 250mm) diâmetro e de grande diâmetro (350 e 410mm). Para obtenção da carga de ruptura das estacas raiz, através dos resultados de prova de carga, utilizou-se o método de Van der Veen (1953).

2 Estacas Raiz

Segundo Lizzi (1977), inicialmente as estacas raiz destinavam-se ao reforço de fundações, aplicação à qual, até hoje, tem apresentado excelentes resultados. Diversas outras situações utilizam as estacas raiz, dentre as quais, podem-se citar as seguintes:

- Controle de recalques; reforço de fundações para acréscimo de pavimentos em edifícios; reforço de cais de atracação; fundações de difícil execução pelos métodos tradicionais, quer pela ocorrência de matacões no subsolo, quer pela exiguidade de espaço em superfície.

Dentre as principais vantagens desse tipo de estaca, tem-se as seguintes:

- Utiliza equipamentos de pequeno porte, capazes de perfurar em pé direito baixo, de até 3,00 metros;
- Atravessa, praticamente, qualquer tipo de formação (blocos de fundações, rocha, matacão, alvenaria, etc.);
- Resiste tanto à compressão como à tração, daí a sua grande utilização em torres de transmissão;
- Não causa perturbação em construções vizinhas no que se refere à vibração e ao nível de ruído;
- Pode ser construída em qualquer direção espacial;
- Reduz os distúrbios no terreno, evitando qualquer risco de descompressão do mesmo;

A estaca raiz é uma estaca de argamassa armada de fuste contínuo e dotado de rugosidades ao longo da profundidade, constituída por um aglomerado de areia e cimento eventualmente aditivado e injetado sob pressão.

As estacas raiz apresentam elevada capacidade de carga quando comparadas com outros tipos de estacas de mesmo diâmetro, principalmente, devido sua parcela de capacidade de carga relativa à resistência por atrito lateral, o qual pode ser proporcionado mesmo por um terreno de escassas características e, dessa forma, pode-se afirmar que qualquer terreno é adequado para as estacas raiz. Tal fato não exclui obviamente que na presença de rocha ou alteração de rocha, ou concreções lateríticas na base, não possam ser empregadas como estacas com resistência de ponta, mesmo porque a tecnologia executiva das estacas raiz permite seu engastamento em qualquer profundidade.

A nível regional, Moura et al. (2005) apresentou um estudo sobre a prática das fundações de edifícios em estacas raiz em Fortaleza.

3 Método Executivo

A execução de uma estaca raiz se procede segundo as seguintes fases principais e consecutivas, dadas a seguir:

- Perfuração do furo;
- Colocação da armadura;
- Injeção da estaca.

3.1 A perfuração do furo

A perfuração é executada por rotação ou rotoperfuração (no caso de maciço rochoso), com revestimento contínuo do fuste, no trecho em solo, sendo os detritos resultantes da perfuração eliminados por uma corrente fluida, geralmente água, podendo ser utilizada lama bentonítica ou ar comprimido que, introduzida através do tubo, refluí até a superfície pelo interstício anelar que se forma entre o tubo e o terreno. A tubulação de operação possui na base uma ferramenta especial chamada de coroa ou sapata, dotada de pastilhas de metal de dureza elevada, normalmente wídia ou tungstênio,

de diâmetro ligeiramente superior ao da tubulação. Isso determina que o diâmetro acabado da estaca seja sempre maior que o diâmetro nominal da bateria de perfuração.

Para solos granulares, é comumente usada broca ou coroa de tungstênio, e para solos coesivos, broca de corte. No caso de terreno rochoso, coroas de diamantes são empregadas. À medida que a tubulação penetra no terreno, os segmentos vão sendo ligados entre si por juntas rosqueadas.

A “Tabela (1)” mostra as características dos tubos de revestimento usados nas estacas raiz.

Tabela 1: Características dos tubos de revestimento usados em estacas raiz (Hachich et al., 1996).

Diâmetro final da estaca (mm)	100	120	150	160	200	250	310	410
Diâmetro interno do tubo (")	3	3.1/2	4.1/2	5	6	8	10	14
Diâmetro externo do tubo (mm)	89	102	127	141	168	220	273	356
Espessura da parede (mm)	8	8	9	9,5	11	13	13	13
Peso por metro linear (kg/m)	15	19	28	31	43	65	81	107

3.2 Colocação da armadura

Terminada a perfuração, é colocada a armadura metálica no interior do tubo de perfuração. Segundo Lizzi (1982), esta pode ser constituída de uma ou mais barras de aço de aderência melhorada ou, para as estacas de maior diâmetro, de várias barras montadas em gaiola, ou ainda, de um tubo.

Outros tipos de armadura, como perfis metálicos (U, I, H, T, L) de dimensões convencionais e combinações de barras, tubos e perfis podem ser usados.

Os diversos segmentos de armadura são ligados entre si por simples sobreposição, no caso de estacas a compressão, ou mediante solda ou luvas rosqueadas, no caso de estacas a tração.

3.3 Injeção da estaca

Após a introdução da armadura da estaca, coloca-se no interior do tubo de perfuração um tubo de injeção, que é introduzido até o fundo. Através deste tubo é lançada a argamassa dosada de 500 a 600 kg de cimento por metro cúbico de areia grossa peneirada, com uma relação média água/cimento variando de 0,4 a 0,6, dependendo do tipo de areia utilizada, e com o uso de eventuais aditivos fluidificantes.

Geralmente, em lugar dos aditivos, pode-se utilizar argamassa com maior dosagem de água, a qual será absorvida pelo terreno ou expulsa por efeito da pressão de ar aplicada; esse aspecto deve ser levado em conta ao retirar os corpos de prova da estaca para submeter a ensaio de compressão axial simples.

A argamassa de cimento, lançada de baixo para cima, garante que a água (ou lama de perfuração) seja deslocada para fora e seja substituída pela própria argamassa. Durante esta operação, o furo permanece sempre revestido e, portanto, a operação se realiza com o máximo de segurança. Uma vez que o tubo de perfuração seja preenchido com argamassa, em sua extremidade superior, é montado um tampão e se procede a extração da coluna de perfuração com ferramenta adequada, quando, simultaneamente, aplica-se ar comprimido.

Nesses casos a compressão da argamassa é procedida várias vezes até a total execução da estaca, acrescentando-se, a cada vez, uma quantidade de argamassa necessária ao completo preenchimento da tubulação e fazendo com que a argamassa colocada no interior do tubo, durante a extração da tubulação, não fique nunca abaixo da coroa de perfuração. Dessa forma, conforme as características do terreno em cada certo número de tubos de perfuração retirados, coloca-se um tampão superior e aplica-se ar comprimido à pressão rigorosamente controlada e moderada, evitando possíveis deformações no terreno. A pressão do ar é aplicada por duas ou três vezes no curso da injeção e geralmente não supera 400 kPa; o seu valor máximo é determinado pela absorção do terreno e deve, não obstante, ser tal que evite a laminação da argamassa (clacagem).

Características como relação água/cimento, estabilidade, fluidez, aderência armadura/cimento e qualidade da água influem nas propriedades da argamassa utilizada no preenchimento da estaca e, portanto, devem ser adequadamente empregadas.

4 Métodos semi-empíricos para cálculo da capacidade de carga em estacas raiz

Várias têm sido as formulações semi-empíricas empregadas na previsão da capacidade de carga em estacas em todo Brasil. Estas fórmulas utilizam, em sua maioria, valores de resistência à penetração estática, fornecidos pelo ensaio de cone (CPT), ou valores de resistência à penetração dinâmica, medidos nas sondagens à percussão (SPT).

Segundo Milititsky & Schnaid (1996), a origem de correlações de natureza empírica, geralmente obtida em condições particulares e específicas, com expressa limitação por parte dos autores, acabam sendo extrapoladas muitas vezes de forma não apropriada. No Brasil, difundiu-se a prática de relacionarem diretamente medidas do ensaio de SPT com a capacidade de carga das estacas. Esses métodos constituem-se em ferramentas valiosas à engenharia de fundações. É importante reconhecer que a validade dos métodos é limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento.

Os coeficientes determinados estatisticamente e aplicados no estabelecimento de um modelo são afetados pelos procedimentos de ensaio, tipo de prova de carga, bem como a definição da carga de ruptura da mesma, procedimentos construtivos e seus efeitos nas propriedades e condições do subsolo. A utilização de métodos de estimativa de capacidade de carga, estabelecidos em condições diferentes, como a transposição para a América do Sul de métodos europeus ou norte americanos, baseados no SPT ou CPT, devem ser validados localmente, segundo Milititsky & Schnaid (1996), por provas de carga com resultados conclusivos. Neste sentido, Moura (1997) utilizou resultados de provas de carga em estacas metálicas e pré-moldadas para avaliar métodos semi-empíricos utilizados correntemente para o cálculo da capacidade de carga em Fortaleza.

A seguir, descrevem-se os métodos de previsão de capacidade de carga que serão utilizados no desenvolvimento do trabalho. Os métodos dividem-se entre os tradicionais, utilizados para estacas escavadas e cravadas, e àqueles especificamente empregados para estacas raiz.

4.1 Salioni (1985)

Salioni (1985) sugere fórmulas para a previsão da carga última de estacas injetadas sob alta pressão (micro-estacas) e de estacas injetadas sob baixa pressão aplicada no topo (estacas raiz), baseadas em ensaios realizados em outros países e verificadas para poucos casos de obras brasileiras. As expressões propostas por Salioni não levam em consideração a resistência de ponta das estacas, baseando-se exclusivamente na resistência lateral.

Para estacas injetadas sob baixa pressão em solos argilosos, a capacidade de carga é dada por:

$$Q_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot \sigma_c \quad (1)$$

onde:

d - Diâmetro nominal da estaca, isto é, o diâmetro de perfuração.

L - Comprimento da estaca.

σ_c - Resistência à compressão simples (Tabela 2).

Vale observar que, durante a execução da estaca, deverá sempre ser aplicada pressão no topo da mesma, através de bomba ou ar comprimido, pressão esta variando de 300 a 1000 kPa, e que os volumes injetados devem ser, no mínimo, de forma a se obter um diâmetro equivalente $D \geq 1,1 \cdot d$.

Para estacas injetadas sob baixa pressão em solos arenosos, a capacidade de carga é dada por:

$$Q_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot \sigma_s' \cdot \tan \phi' \quad (2)$$

onde:

D - Diâmetro equivalente, considerando o volume utilizado para execução da estaca, $1,1 \cdot d < D < 1,5 \cdot d$.

σ_s' - Tensão vertical efetiva ao longo do fuste.

ϕ' - Ângulo de atrito efetivo do solo.

A "Tabela (2)" apresenta a resistência à compressão simples (σ_c) em função da consistência da argila.

Tabela 2: Valores da resistência à compressão simples em função da consistência da argila (Salioni, 1985).

Consistência da argila	Resistência à compressão simples - σ_c (kPa)
Média	$50 < \sigma_c < 100$
Rija	$100 < \sigma_c < 400$
Dura	$\sigma_c > 400$

4.2 Lizzi (1982)

A proposta de Lizzi (1982) também despreza a resistência de ponta das estacas e atribui a resposta ao carregamento aplicado ao atrito lateral. Em 1982, o autor propõe que a capacidade de carga última das estacas raiz é dada por:

$$Q_f = \pi \cdot d \cdot L \cdot K \cdot I \quad (3)$$

onde:

d - Diâmetro nominal da estaca, isto é, o diâmetro de perfuração.

K - Coeficiente que representa a interação média entre a estaca e o solo, ou seja, a aderência solo-estaca, ou as tensões induzidas no solo pela estaca, ou a coesão do solo, etc (Tabela 3).

I - Coeficiente adimensional de forma, que depende do diâmetro nominal da estaca (Tabela 4).

A “Tabela (3)” correlaciona o coeficiente que representa a interação média entre a estaca e o solo (K), com a classificação do solo. A “Tabela (4)” correlaciona o coeficiente adimensional de forma (I) com o diâmetro das estacas.

Tabela 3: Valores de K em função das características do solo.

Características do solo	K (kPa)
Mole	50
Solto	100
Medianamente compacto	150
Muito compacto, pedregulho e areia.	200

Tabela 4: Valores de I em função do diâmetro nominal da estaca.

Diâmetro nominal da estaca (mm)	I
100	1,00
150	0,90
200	0,85
250	0,80

4.3 Cabral (1986)

A formulação proposta por Cabral (1986) leva em conta, para o cálculo da carga de ruptura, as parcelas de ponta e atrito lateral. Segundo Cabral, a capacidade de carga à compressão de uma estaca raiz, com um diâmetro equivalente $D \leq 45$ cm e injetada com uma pressão $p \leq 400$ kPa, pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$Q_f = Q_p + Q_s \quad (4)$$

onde:

Q_f - Carga de ruptura.

Q_s - Carga resistida pelo atrito lateral na ruptura.

Q_p - Carga resistida pela ponta na ruptura.

A parcela, devido ao atrito lateral (Q_s), é representada pela seguinte expressão:

$$Q_s = \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \cdot U \cdot \Delta L \quad (5)$$

onde:

N - É a soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm do amostrador padrão, de um total de 45 cm.

U - Perímetro do fuste da estaca calculado com o diâmetro equivalente da mesma.

ΔL - Comprimento unitário.

$$\beta_0 = 1 + 0,10 \cdot p - 0,01 \cdot D \quad (6)$$

onde, por sua vez:

D - Diâmetro final ou equivalente da estaca em centímetros.

p - Pressão de injeção em kgf/cm².

Já a parcela de ponta é dada por:

$$Q_p = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N \cdot A_p \quad (7)$$

onde:

A_p - Área da ponta da estaca.

β_1, β_2 - Fatores de correção determinados em função do tipo de solo (Tabela 6).

$$\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \leq 0,2 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$\beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N \leq 5,0 \text{ MPa} \quad (9)$$

A “Tabela (5)” correlaciona o valor de β_0 em função do diâmetro final das estacas e da pressão de injeção.

Tabela 5: Valores de β_0 em função do diâmetro final das estacas e da pressão de injeção.

D (mm)	p = 0 kPa	p = 100 kPa	p = 200 kPa	p = 300 kPa
100	0,90	1,01	1,12	1,23
120	0,88	0,99	1,10	1,21
150	0,85	0,96	1,07	1,18
160	0,84	0,95	1,06	1,17
200	0,80	0,91	1,02	1,13
250	0,75	0,86	0,97	1,08
310	0,69	0,80	0,91	1,02
410	0,59	0,70	0,81	0,92

A “Tabela (6)” apresenta os valores dos fatores de correção (β_1 e β_2), determinados em função do tipo de solo.

Tabela 6: Valores de β_1 e β_2 em função do tipo de solo.

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	7,0	3,0
Areia siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila siltosa	4,0	1,0

4.4 Brasfond (1991)

Segundo publicação da empresa Brasfond (1991), a capacidade de carga pode ser obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$Q_f = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_s \cdot U \cdot \Delta L \quad (10)$$

onde:

α - Coeficiente que depende do tipo de solo onde se encontra a ponta da estaca (Tabela 7).

N_p - Média dos valores de SPT determinados a um metro acima e a um metro abaixo da ponta da estaca. Os valores de SPT superiores a 40 devem ser adotados iguais a 40.

A_p - Área da ponta da estaca.

β - Índice de atrito lateral (Tabela 7).

N_s - Média dos valores de SPT medidos ao longo do fuste da estaca. Os valores de SPT superiores a 40 devem ser adotados iguais a 40.

U - Perímetro do fuste da estaca calculado com o diâmetro equivalente da mesma.

ΔL - Comprimento unitário.

A “Tabela (7)” apresenta os valores dos coeficientes (α e β), determinados em função do tipo de solo.

Tabela 7: Valores de α e β em função do tipo de solo.

Solo	α (kPa)	β (kPa)
Argila siltosa	80	5,0
Silte argiloso	100	5,0
Argila arenosa	120	5,0
Silte arenoso	150	5,0
Areia argilosa	180	5,0
Areia siltosa	210	5,0
Areia	270	5,0
Areia com pedregulhos	300	5,0

4.5 Aoki e Velloso (1975)

Pelo método Aoki e Velloso (1975), tanto a tensão de ruptura de ponta quanto a de atrito lateral são avaliadas em função da tensão de ponta q_c do ensaio de penetração do cone (CPT). Na ausência do ensaio de penetração estática, são utilizados os ensaios SPT segundo a seguinte correlação:

$$q_c = K \cdot N \quad (11)$$

Segundo Aoki e Velloso (1975), a carga de ruptura da estaca é a soma das parcelas laterais e de ponta. Dessa forma:

$$Q_f = Q_p + Q_s \quad (12)$$

onde:

Q_f - Carga de ruptura.

Q_s - Carga resistida pelo atrito lateral na ruptura.

Q_p - Carga resistida pela ponta na ruptura.

A carga de ruptura na ponta da estaca é dada pela seguinte expressão:

$$Q_p = A_p \cdot \frac{K \cdot N}{F_1} \quad (13)$$

A carga de ruptura referente ao atrito lateral é dada pela seguinte expressão:

$$Q_s = U \cdot D_l \cdot \frac{a \cdot K \cdot N}{F_2} \quad (14)$$

onde:

A_p - Área da ponta da estaca.

K - Coeficiente função do tipo de solo, que relaciona o ensaio SPT com o CPT (Tabela 9).

U - Perímetro do fuste da estaca calculado com o diâmetro equivalente da mesma.

ΔL - Comprimento unitário.

α - Coeficiente função do tipo de solo, que relaciona o ensaio SPT com o CPT (Tabela 9).

F_1 e F_2 – Fatores adimensionais que levam em conta as diferenças entre as resistências apresentadas pelo solo à penetração do amostrador padrão e, apresentadas pela estaca sob um carregamento estático. Levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Seus valores podem ser obtidos na Tabela 8.

A “Tabela (8)” fornece os valores de F_1 e F_2 em função do tipo de solo.

Tabela 8: Valores dos fatores F_1 e F_2 em função do tipo de estaca.

Tipo de Estacas	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Pré-moldadas de concreto ou metálicas	1,75	3,50
Escavadas	3,50	7,00
Raiz	2,20	2,40

A “Tabela (9)” fornece os valores de K e α em função do tipo de solo.

4.6 Décourt e Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um processo de avaliação de capacidade de carga de estacas com base nos valores N do ensaio SPT. O método de Décourt e Quaresma também leva em conta a soma das parcelas laterais e de ponta. Dessa forma:

$$Q_f = Q_p + Q_s \quad (15)$$

onde:

Q_f - Carga de ruptura.

Q_s - Carga resistida pelo atrito lateral na ruptura.

Q_p - Carga resistida pela ponta na ruptura.

A carga de ruptura na ponta é dada por:

$$Q_p = \alpha \cdot A_p \cdot K \cdot N_p \quad (16)$$

Tabela 9: Valores de K e α em função do tipo de solo.

Solo	K (kPa)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,0

Silte areno argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto arenosa	330	3,0

A carga de ruptura mobilizada pelo atrito lateral é dada pela expressão:

$$Q_s = 10. \beta. [(N_s / 3) + 1]. A_s \quad (17)$$

onde:

A_p - Área da ponta da estaca.

K - Coeficiente que representa a interação média entre a estaca e o solo, ou seja, a aderência solo-estaca, ou as tensões induzidas no solo pela estaca, ou a coesão do solo, etc (Tabela 10).

N_p - Média dos valores de SPT, determinados de um diâmetro acima e de um diâmetro abaixo da ponta da estaca.

α e β - Coeficientes que permitem relacionar a formulação, originalmente proposta para estacas de deslocamento, para um outro tipo qualquer de estaca (Tabelas 11 e 12).

N_s - Média dos valores de SPT medidos ao longo do fuste da estaca.

A_s - Área lateral da estaca por metro de profundidade.

Segundo Hachich et al. (1996), para estacas tipo raiz e para solos ditos intermediários, aqueles situados entre os limites extremos de areias e argilas saturadas, os valores dos coeficientes α e β são, respectivamente, 0,6 e 1,5.

As “Tabelas (10), (11) e (12)” fornecem os valores de K , α e β , em função do tipo de solo e do tipo de estaca.

Tabela 10: Valores do coeficiente K em função do tipo de solo.

Tipo de solo	K (kPa)
Argila	120
Silte argiloso (solo residual)	200
Silte arenoso (solo residual)	250
Areia	400

Tabela 11: Valores do coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabela 12 - Valores do coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Hachich et al., 1996).

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

5 Características Geológicas e Geotécnicas da Região Metropolitana de Fortaleza/CE

5.1 Geologia da Região Metropolitana de Fortaleza/CE

A Região Metropolitana de Fortaleza é caracterizada por apresentar as seguintes feições geológicas: rochas cristalinas, dos tipos metamórficas e ígneas, do Complexo Nordestino, sedimentos terciários do Grupo Barreiras e dunas do tipo edafizadas e móveis. Todas essas feições são cortadas por cursos d'água do sistema fluvial, com depósito dos sedimentos recentes.

As rochas cristalinas do Complexo Nordestino são compostas de metassedimentos, gnaisses, xistos, quartzitos e calcários, com rochas graníticas associadas ao período Pré-Cambriano. Os gnaisses de coloração cinza claro, constituídos de quartzo, feldspato e mica, são comuns na RMF e estão presentes na região que compreende as cidades de Maracanaú, Maranguape e Caucaia, sendo que, na região próxima ao litoral de Fortaleza, encontram-se abaixo do Grupo ou Formação Barreiras. Nas serras de Maranguape, Aratanha e Câmara, estão localizadas pedreiras industriais que fornecem pedras britadas ou em blocos para o setor da construção civil.

O Grupo ou Formação Barreiras distribui-se como uma faixa sedimentar de largura variável (até 30km), acompanhando a linha da costa, sendo parcialmente recoberta junto ao litoral por dunas e areias marinhas. Consistem de argilas variegadas e arenitos avermelhados, ricos em cascalho, apresentando camadas laterizadas e conglomerados grosseiros com cimento ferruginoso (óxidos de ferro).

As dunas edafizadas ou páleo-dunas e as dunas móveis consistem de areias bem selecionadas de graduação fina a média, às vezes siltosas, quartzosas e quartzo-feldspáticas, com coloração amarela, laranja ou acinzentada. Encontram-se sobre o Grupo ou Formação Barreiras e, na RMF, as dunas estão quase completamente descaracterizadas por conta do avanço da urbanização.

5.2 Características Geotécnicas da Região Metropolitana de Fortaleza/CE

A região das rochas cristalinas apresenta-se recoberta por um manto de solo resultante da alteração da rocha local em três níveis horizontais distintos. O primeiro, superficial, apresenta-se como areno-argiloso com pedregulhos, marrom, com presença de raízes e de matérias orgânicas. O segundo horizonte é chamado de solo residual maduro e apresenta-se como areia argilosa com pedregulhos, de cor vermelha ou amarela. O terceiro horizonte é chamado de solo residual jovem (saprólito) e apresenta-se com a aparência de rocha gnáissica com frações de areia, silte e argila.

Na região do Grupo ou Formação Barreiras, os solos são constituídos por areia, silte e argila em variadas proporções com presença de cascalho. Existem, ainda, camadas conglomeráticas e laterizadas formando arenitos de cimento ferruginoso, presentes em cotas próximas ao nível do mar e que influenciarão os projetos de fundações para edifícios à beira-mar.

Na região de dunas edafizadas ou páleo-dunas, os solos são constituídos por areias finas e médias, algumas vezes siltosas, com espessuras de até 15 metros e compacidade crescente.

Quanto aos depósitos de sedimentos aluvionares, estes são constituídos por areias grossas e pedregulhos nas calhas dos rios das regiões cristalinas. Nas regiões das planícies de inundação, os solos aluvionares são constituídos por areias finas, siltes e argilas, quase sempre com argila orgânica. De maneira similar, os solos aluvionares da região de rios, mangues e lagoas sobre as regiões do Grupo ou Formação Barreiras e das dunas edafizadas ou páleo-dunas apresentam, também, granulometria fina com matéria orgânica.

6 Coleta de dados

Com relação as estacas de pequeno diâmetro, os dados que utilizados para essa parte da pesquisa foram os seguintes: Relatórios de sondagens a percussão (SP03, SP04 e SP09) do subsolo de uma obra, coletados de uma empresa local; Relatórios de execução das estacas raiz da referida obra; Relatórios de três provas de carga estática, executadas em estacas raiz e o Projeto estrutural e geotécnico, também de autoria de uma empresa local.

A "Tabela (13)" mostra as cargas de trabalho adotadas para as estacas raiz de 160mm, 200mm e 250mm de diâmetro analisadas.

Tabela 13: Cargas de trabalho adotadas para as estacas raiz de pequeno diâmetro.

Diâmetro das estacas (Φ) – mm	160	200	250
Carga de trabalho (Q_{adm}) – kN	250	400	600

A partir dos perfis de sondagem a percussão, observa-se que o subsolo local é constituído inicialmente por delgada camada de aterro, constituída de areia fina a média, muito argilosa, com matéria orgânica, com espessura entre 0,20m e 0,30m. Em seguida, o subsolo é constituído por argila arenosa muito mole a dura, vermelha e amarela, variegada, com presença de pedregulhos, apresentando um horizonte bastante resistente com impenetrável caracterizado entre 8,00m e 9,20m. A resistência à penetração do amostrador padrão (SPT) é crescente com a profundidade, conforme ilustração da “Fig. 1”.

As três provas de carga estática executadas foram do tipo carregamento lento. As cargas foram aplicadas em dez estágios sucessivos, por meio de um macaco hidráulico com capacidade para aplicar cargas até 2.000kN, reagindo sobre um conjunto de perfis metálicos apoiados sobre 04 estacas executadas como sistema de reação.

Para as estacas raiz de 160mm e 200mm de diâmetro, o último incremento de carga corresponde ao dobro da carga admissível adotada em projeto, ou seja, 500kN e 800kN, respectivamente. Para a estaca de 250mm de diâmetro, o último incremento de carga corresponde apenas à carga de 1.000kN.

Nas três provas de carga estáticas executadas, o comportamento dos gráficos é bastante semelhante, aproximando-se do regime elástico linear em função dos pequenos recalques. Para a estaca raiz de 160mm diâmetro, o recalque total para o máximo carregamento aplicado foi de 4,23mm e recalque residual, após descarregamento, de 2,51mm. Para a estaca raiz de 200mm de diâmetro, o recalque total para o máximo carregamento aplicado foi de 2,01mm e recalque residual, após descarregamento, de 1,25mm. Finalmente, para a estaca de 250mm de diâmetro, o recalque total para o máximo carregamento aplicado foi de 6,88mm e recalque residual, após descarregamento, de 4,18mm.

A “Tabela (14)” apresenta, para as estacas raiz de 160mm, 200mm e 250mm de diâmetro, as capacidade de carga, obtidas através da extrapolação pelo método de Van der Veen (1953) dos gráficos carga x recalque, provenientes dos ensaios de provas de carga estática.

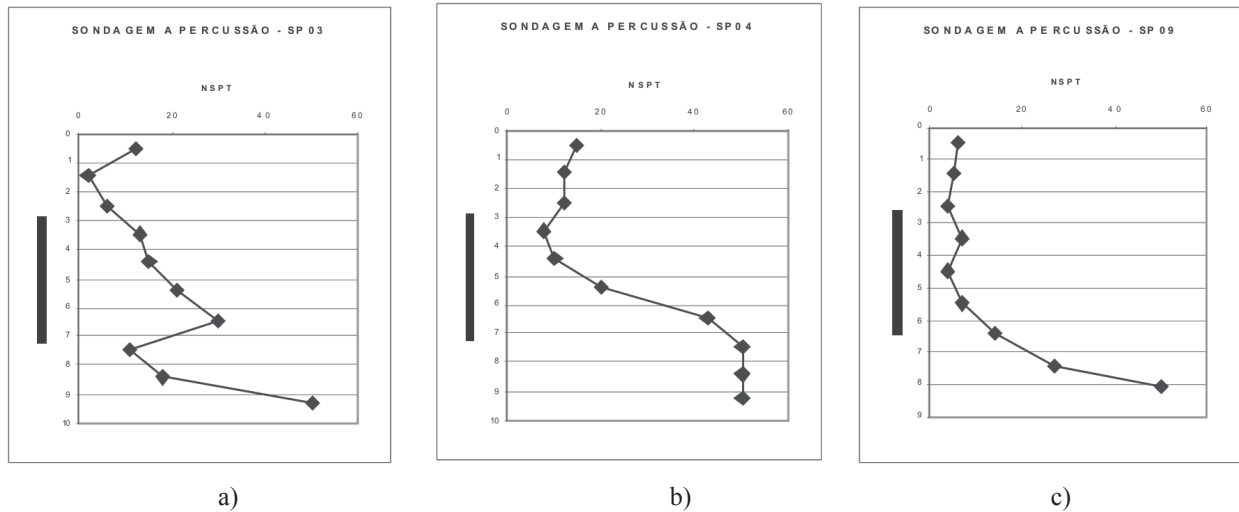


Figura 1: Perfis de sondagem a percussão: a) SP-03, b) SP-04 e c) SP-09.

As “Figuras 2 e 3” apresentam os resultados dos ensaios de provas de carga estáticas para estacas raiz de 160mm e 200mm e 250mm de diâmetro, respectivamente.

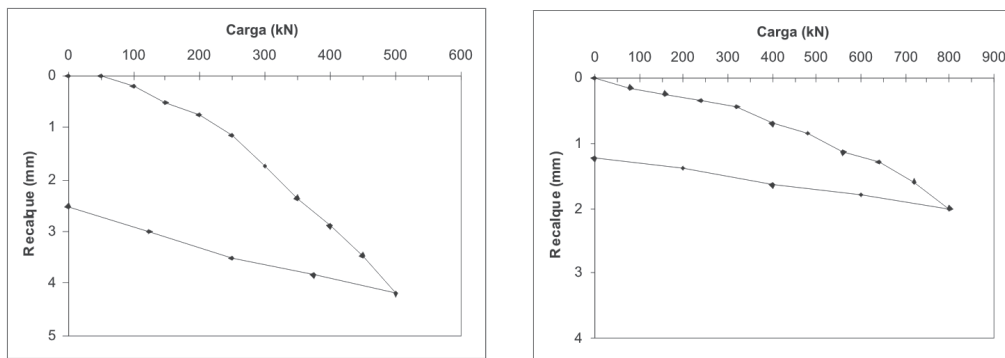


Figura 2: Gráficos carga x recalque, referente aos ensaio das provas de carga em estaca raiz a) Φ 160mm b) Φ 200mm.

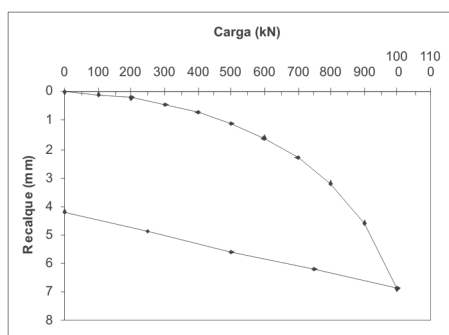


Figura 3: Gráfico carga x recalque, referente ao ensaio de prova de carga em estaca raiz Φ 250mm.

Tabela 14: Resultados das extrapolações da capacidade de carga das estacas raiz de pequeno diâmetro, através do método de Van der Veen (1953).

Diâmetro das estacas (Φ) – mm	160	200	250
Capacidade de carga (Q_p) – kN	680	1.050	1.051

Com relação as estacas de grande diâmetro, obtive a partir de Amancio (2010), para duas obras situadas em Fortaleza, os resultados de dois furos de sondagens à percussão (SPT) e de duas provas de carga. Os locais das referidas obras situam-se nos bairros da Praia do Futuro e no Meireles e as provas de carga foram realizadas em estacas do tipo raiz com diâmetros de 410 e 350mm, respectivamente, ambas assentes a 8,0m de profundidade. As cargas trabalho adotadas para as estacas das obras da Praia do Futuro e do Meireles são 1100 kN e 1000kN, respectivamente. A “Figura 4” mostra os resultados das sondagens à percussão (SPT) coletadas e na “Figura 5” mostra-se os resultados das provas de carga.

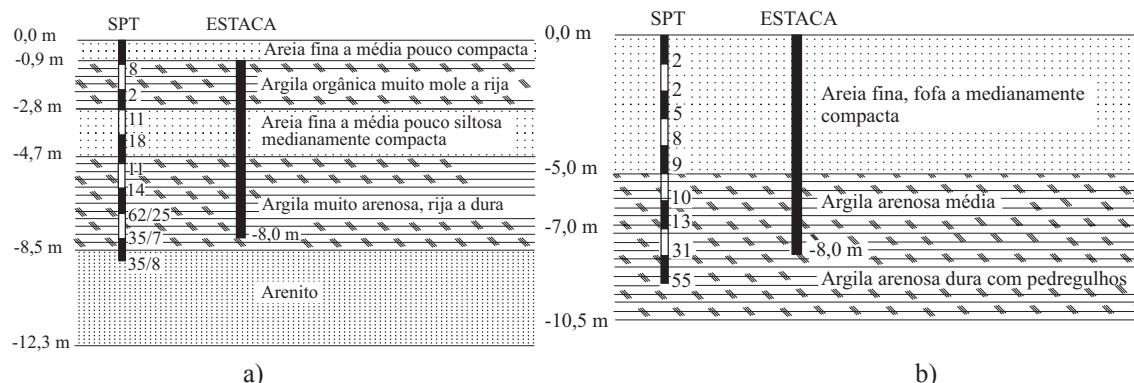


Figura 4: Resultados das sondagens à percussão realizadas nas obras das estacas de grande diâmetro a) Obra da Praia do Futuro b) Obra do Meireles.

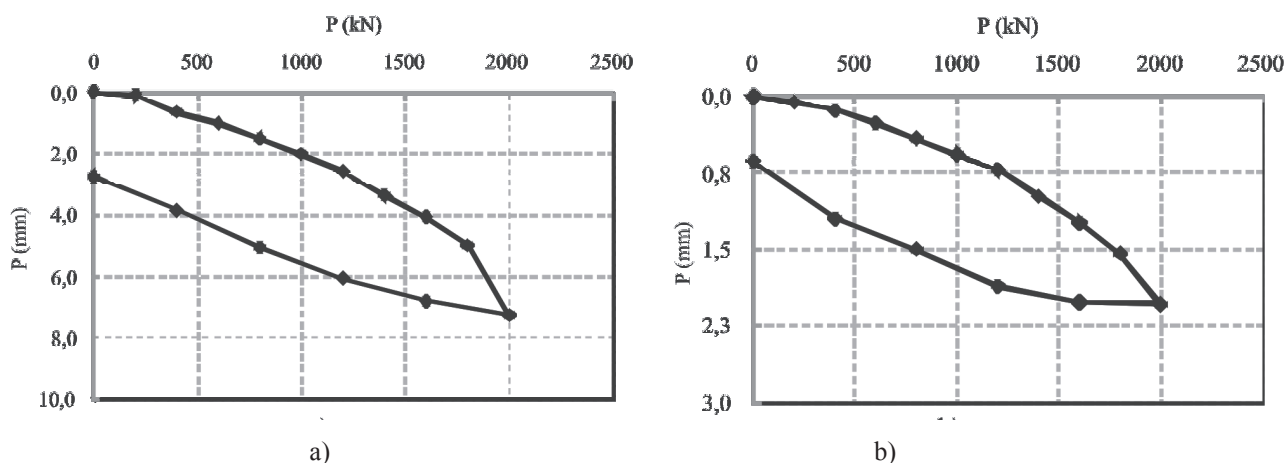


Figura 5: Resultados das provas de carga realizadas nas obras das estacas de grande diâmetro a) Obra da Praia do Futuro b) Obra do Meireles.

7 Estimativa da capacidade de carga das estacas de pequeno diâmetro por métodos semi-empíricos

A determinação da capacidade de carga das estacas raiz de pequeno diâmetro foi feita, inicialmente, considerando-se os perfis de sondagem a percussão SP03, SP04 e SP09. Em seguida, para cada método adotado, determinou-se o valor médio entre os perfis de sondagem. Adotou-se a profundidade de 8,45m para o cálculo de capacidade de carga das estacas, pois essa profundidade coincide com a média executada em campo, no canteiro de obras, e, também, com a profundidade das estacas ensaiadas nas provas de carga estática. A “Tabela (15) fornece os resultados da capacidade de carga das estacas raiz de 160mm, 200mm e 250mm de diâmetro, através dos diferentes métodos semiempíricos propostos na avaliação.

Tabela 15: Estimativa da capacidade de carga das estacas raiz de pequeno diâmetro, calculada por métodos semi-empíricos, considerando-se a média dos valores obtidos entre os perfis de sondagem a percussão SP03, SP04 e SP09.

Diâmetro das estacas (mm)	Carga de ruptura (Q_r) em estacas raiz, através de métodos semi-empíricos (kN)							Média Entre os Métodos Avaliados
	Lizzi	Salioni	Cabral	Brasfond	Aoki e Velloso (F1=1,75 e F2=3,5)	Aoki e Velloso (F1=2,3 e F2=2,6)	Décourt e Quaresma	
160	481,61	645,07	620,84	453,28	360,87	392,63	632,28	512,37
200	584,81	829,38	791,41	591,32	500,70	528,57	843,02	667,03
250	672,72	1.013,69	1.008,05	778,02	703,76	720,03	1.136,61	861,84

Verifica-se que para as estacas raiz com 160mm e 200mm de diâmetro, a metodologia proposta por Aoki e Velloso (1975), com a adoção de seus parâmetros inicialmente propostos para estacas pré-moldadas de concreto, apresenta a menor carga de ruptura. O método proposto por Décourt e Quaresma (1978) apresenta a maior carga de ruptura para as estacas raiz com 200mm e 250mm de diâmetro e valor muito próximo ao proposto pelo método de Salioni (1985) para as estacas raiz com 160mm de diâmetro, o qual apresentou a maior carga de ruptura para aquela seção. Quando se avalia a carga admissível para todas as seções das estacas, o exposto acima se confirma, exceto, pelo fato de que a metodologia proposta por Décourt e Quaresma (1978) apresenta a maior carga admissível para todas as seções avaliadas.

A utilização da metodologia da Brasfond (1991) foi a que proporcionou os valores mais próximos da média de todos os métodos semiempíricos utilizados. Vale comentar que isso se repetiu para todas as seções das estacas estudadas.

Estima-se que os valores encontrados pela metodologia da Brasfond (1991) sejam cerca de 10% menores que a média de todos os métodos semiempíricos.

Como os ensaios de provas de carga estáticas realizados, “Fig. 3, 4 e 5”, não apresentaram ruptura, utilizou-se o consagrado método de Van der Veen (1953) para a extrapolação da carga de ruptura. Dessa forma, estima-se que as cargas de ruptura para as estacas raiz de 160mm, 200mm e 250mm de diâmetro sejam 680kN, 1.050kN e 1.051kN, respectivamente. No entanto, verifica-se que para os três casos estudados, as propostas de Salioni (1985), Cabral (1986) e Décourt e Quaresma (1978) apresentaram estimativas concordantes com os valores de referência obtidos a partir dos ensaios de provas de carga estática.

Vale comentar, ainda, que as estimativas realizadas, a partir da média de todos os métodos avaliados, apresentaram valores da carga de ruptura abaixo dos valores de referência. A exceção ocorreu para a estaca de 250mm de diâmetro em que, apenas pelo método de Décourt e Quaresma (1978), o valor estimado superou em cerca de 8% o valor de referência. As “Figuras 6, 7 e 8” apresentam comparação entre a carga de ruptura, obtida através dos métodos semiempíricos, e os valores extrapolados pelo método de Van der Veen (1953), através dos ensaios de provas de carga estática para as estacas raiz de 160, 200 e 250mm de diâmetro, respectivamente.

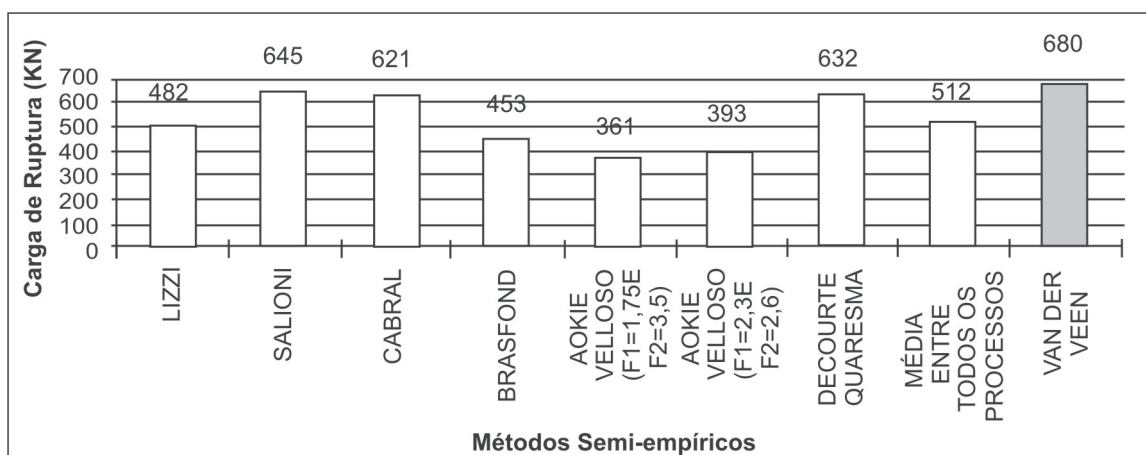


Figura 6: Comparação dos valores da carga de ruptura para a estaca raiz de 160mm de diâmetro, através de métodos semi-empíricos.

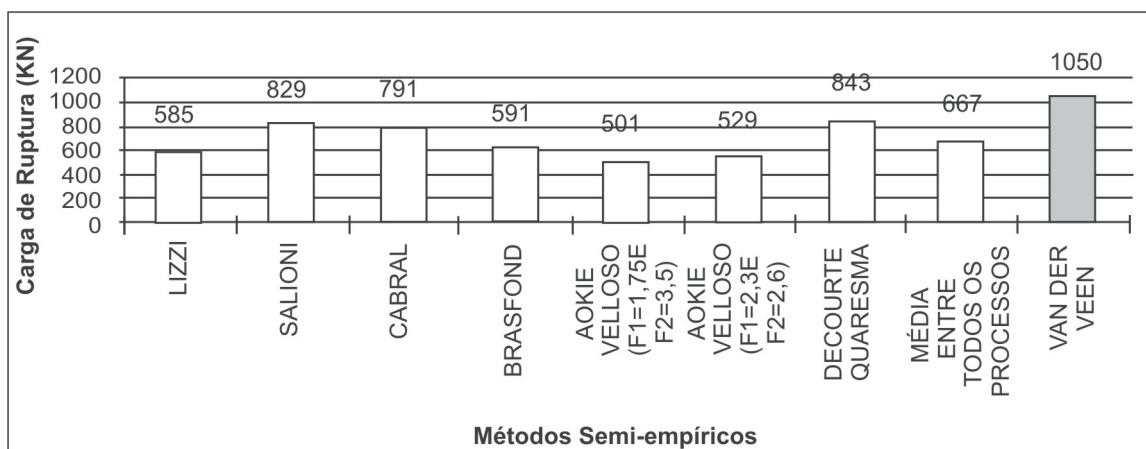


Figura 7: Comparação dos valores da carga de ruptura para a estaca raiz de 200mm de diâmetro, através de métodos semi-empíricos.

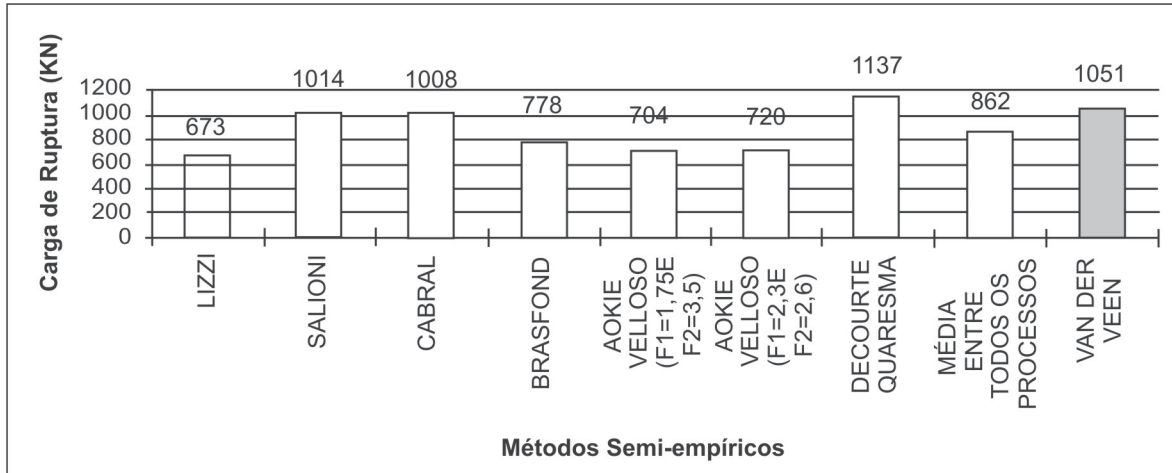


Figura 8: Comparação dos valores da carga de ruptura para a estaca raiz de 250mm de diâmetro, através de métodos semi-empíricos.

Os métodos semi-empíricos de Salioni (1985) e Décourt e Quaresma (1978), utilizados para determinação da carga de ruptura das estacas, apresentaram resultados mais concordantes, quando comparados com aqueles obtidos através das extrapolações das curvas carga x recalque pelo método de Van der Veen (1953).

8 Estimativa da capacidade de carga das estacas de grande diâmetro por métodos semi-empíricos

Com relação as estacas de grande diâmetro avaliadas neste trabalho, Amancio et al. (2010) determinou a capacidade de carga pelos seguintes métodos semiempíricos: Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Cabral (1986). Os resultados dessas estimativas foram comparados com os resultados de extrapolações das provas de carga realizadas a partir da utilização do método de Van Der Veen (1953). A “Figura 9” mostra os resultados obtidos por Amancio et al. (2010) para a capacidade de carga das estacas do tipo raiz de grande diâmetro.

A partir da “Figura 9” observa-se que, para as estacas raiz de grande diâmetro analisadas, os métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Cabral (1986), apresentaram da mesma forma que para as estacas de pequeno diâmetro os resultados mais concordantes. No entanto, ao contrário das estacas de pequeno diâmetro, as estimativas proporcionadas por Cabral (1986) para estacas de grande diâmetros foram mais precisas do que àquelas obtidas por Décourt e Quaresma (1978).

Com o objetivo de verificar se o método de Salioni (1985) também é capaz de prever adequadamente a capacidade de carga de estacas de grande diâmetro (350 e 410mm), determinou-se ainda, por este método, a capacidade de carga das estacas das obras da Praia do Futuro e do Meireles. A Tabela 16 mostra uma comparação das estimativas da capacidade de carga das estacas de grande diâmetro realizadas a partir dos métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Cabral (1986) com valores obtidos com o método de Salioni (1985).

A partir da “Tabela 16”, verifica-se que para as estacas raiz de grande diâmetro (350 e 410 mm) o método de Salioni (1985) não apresentou resultados satisfatórios em nenhum dos casos analisados. As estimativas obtidas com a utilização do método chegaram a atingir no máximo 76% do valor de referência obtido pelas provas de carga. Por outro lado, o método de Cabral (1986) apresentou resultados satisfatórios apenas com relação à prova de carga da obra da Praia do Futuro.

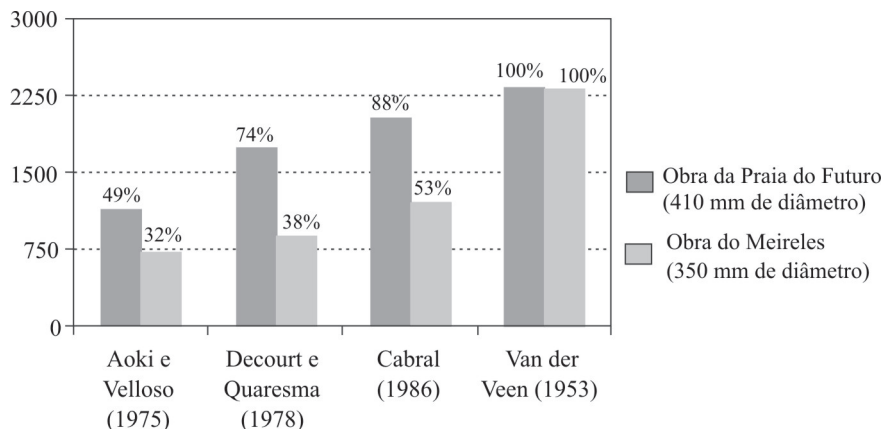


Figura 9: Comparação dos valores da capacidade de carga das estacas raiz de 410mm (Obra da Praia do Futuro) e de 350mm de diâmetro (Obra do Meireles), através de métodos semi-empíricos obtidos por Amâncio et al. (2010).

Tabela 16: Comparação das estimativas da capacidade de carga das estacas raiz de grande diâmetro a partir dos métodos de Décourt e Quaresma (1978), Cabral (1986) e Salioni (1985).

Obra	Capacidade de carga (kN)			
	Décourt e Quaresma (1978)	Salioni (1985)	Cabral (1986)	Van Der Veen (1953)
Praia do Futuro – 410mm	1702	1758	2024	2300
Meireles – 350mm	736	1480	1219	2300

9 Conclusões

Conclui-se que, a partir das análises realizadas para as estacas raiz de pequeno diâmetro, os métodos semi-empíricos de Cabral (1986), Salioni (1985) e Décourt e Quaresma (1978) apresentaram resultados mais concordantes quando comparados com aqueles obtidos através das extrapolações das curvas carga x recalque pelo método de Van der Veen (1953).

Para as mesmas estacas de pequeno diâmetro, o método de Salioni (1985) foi o que proporcionou os resultados mais próximos dos valores obtidos pelas provas de carga. Isto ocorreu em função do pequeno diâmetro dessas estacas e, conseqüentemente, reduzida área da seção transversal que fez com que a parcela de carga resistida pela ponta fosse pequena em detrimento a parcela resistida pelo atrito lateral.

Com relação as estacas de grande diâmetro analisadas, o único método que apresentou estimativa concordante foi o de Cabral (1986), chegando a precisão de 88% do valor de referência para a obra da Praia do Futuro. Na obra do Meireles todos os métodos apresentaram resultados insatisfatórios. Atribui-se isso a má formação da curva carga x recalque obtida com a prova de carga da mencionada obra.

Os resultados inadequados obtidos com método de Salioni (1985), para estacas de grande diâmetro, são atribuídos ao fato de que, nestes casos, a parcela resistida pela ponta apresentou magnitudes tão elevadas que não poderiam ter sido desconsideradas.

Referências

AMANCIO, L. B.; DANTAS NETO, S. A.; MOURA, A. S. Avaliação da capacidade de carga e recalque em fundações profundas do tipo estaca raiz na cidade de Fortaleza-CE. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2010, Gramado. *Anais...* Gramado: COBRAMSEG, 2010. p. 1-9.

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, 5., 1975, Buenos Aires. *Proceedings...* Buenos Aires: ISSMGE, 1975. v. 1, p. 215-218.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122*: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

CABRAL, D. A. O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: ABMS, 1986. v. 6, p. 71-82.

CABRAL, D. A.; FEITOSA, G. O.; GOTLIEB, M. Um caso de reformulação de fundações com emprego de estacas raiz. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2., 1991, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABEF/ABMS, 1991. v. 1, p. 58-68.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-53.

HACHICH, W. et al. *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1996.

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. *Proceedings...* Bangkok: Asian Institute of Technology, 1982. v. 1, p. 417-432.

LIZZI, F. Practical engineering in structurally complex formations (the “in-situ reinforced earth”). In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE GEOTECHNICS OF STRUCTURALLY COMPLEX FORMATIONS, 1977, Capri, Italy. *Proceedings...* Capri: Italian Society of Geotechnical Engineering, 1977. v. 1, p. 327-333.

LIZZI, F. The static restoration of monuments: basic criteria-case histories strengthening of buildings damaged by earthquakes. Genova: Sagep, 1982.

MILITITSKY, J.; SCHNAID, F. Avaliação crítica do uso do SPT em fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. v. 2, p. 169-182.

MIRANDA, A. N. Prática de fundações no Ceará. In: *GEOTECNIA no Nordeste*. Recife: Universidade Federal de Pernambuco, 2005.

MOURA, A. S. Caracterização geotécnica para projetos de fundações de edifícios em Fortaleza-CE. 1997. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Universidade Federal de Brasília, Brasília, DF, 1997.

MOURA, A. S.; MACHADO, P. P.; COELHO, T. B. Avaliação da aplicabilidade de estaca raiz como fundação de edifícios em Fortaleza-CE. *Revista Tecnologia*, Fortaleza, v. 26, n. 2, p. 145-154, 2005.

SALIONI, C. Capacidade de carga de estacas injetadas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 1., 1985, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABEF/ABMS, 1985, v. 1, p. 13-27. Separata.

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

VELLOSO, D. A. Capacidade de carga por meio do SPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2., 1991, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABEF/ABMS, 1991. v. 2, p. 293-312.