

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – Introdução e justificativa

A Europa foi o berço de grande parte das tecnologias empregadas nos dias de hoje pela Engenharia Civil. Uma dessas tecnologias pioneiras teve origem na Itália, em Nápoles, no início dos anos 50, sob a denominação de “Pali Radice” (Estaca Raiz).

O número de informações existentes sobre a aplicabilidade das fórmulas empíricas para prever carga última, recalque e curva carga x recalque de estacas raiz ainda é escasso, necessitando de um aprofundamento do conhecimento dessa técnica.

Originalmente, “Pali Radice” foi idealizado como sendo um reticulado onde as estacas estariam inclinadas em várias direções, transformando o solo em “terreno armado” (ao qual as cargas seriam transmitidas através de blocos dimensionados como fundações diretas).

Esse conceito foi sendo alterado, passando as estacas escavadas injetadas a serem consideradas estacas normais, apenas previstas com comprimentos maiores nos quais se conta fundamentalmente só com o atrito lateral, ou praticamente com a mesma carga de trabalho a tração e a compressão.

Sendo o primeiro modelo de estaca injetada de pequeno diâmetro, a estaca raiz foi concebida pelo Diretor Técnico da empresa FONDEDILE S.A., Engenheiro Fernando Lizzi, o qual requereu as primeiras patentes em 11/03/1952 (nº 497736) e em 29/12/1952 (nº 502416). (Alonso, 1998).

Essa técnica construtiva, originalmente desenvolvida objetivando sua utilização em reforço de fundações, promoveu uma completa mudança e grande ascensão desse campo de atuação da Engenharia Civil, solucionando diversos problemas não resolvidos satisfatoriamente no passado, tendo sido apresentada internacionalmente em 1970 por ocasião do *X Convegno di Geotecnica*, realizado em Bari, na Itália. (Lizzi, 1982).

Depois de alguns anos, a prática e os resultados de provas de carga forneceram provas convincentes e definitivas da eficiência desse sistema construtivo, o que induziu inevitavelmente, a ampliação do seu campo de aplicação.

Inicialmente, este clássico procedimento italiano foi bastante empregado na Europa, onde vários estudos e o desenvolvimento do seu processo construtivo têm sido freqüentemente apresentados.

Extrapolando as fronteiras européias, espalhou-se pelo mundo inteiro.

No Brasil, a tecnologia da estaca raiz foi introduzida na década de 70 pela empresa de engenharia BRASFOND S.A., que desde então vem aplicando-a num grande número de obras. (Sodré, 1994).

A partir da década de 70, quando expiraram as primeiras patentes da estaca raiz, várias outras estacas similares, genericamente denominadas microestacas, foram largamente empregadas. Outros termos como miniestacas, estacas-ancoragens, estacas de pequeno diâmetro injetadas sob pressão, escavada-injetada, estacas injetadas ou uma combinação destes tem sido comumente usados para referenciá-las.

As microestacas injetadas, desenvolvidas principalmente pelos países europeus (Alemanha, França e Inglaterra), surgiram, sob as mais diversas denominações: Gewi Pile, Needle Piles, Tubex, Pin Pile, Ropress Pile, Tubfix Pile, Pieux Aiguilles, etc.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

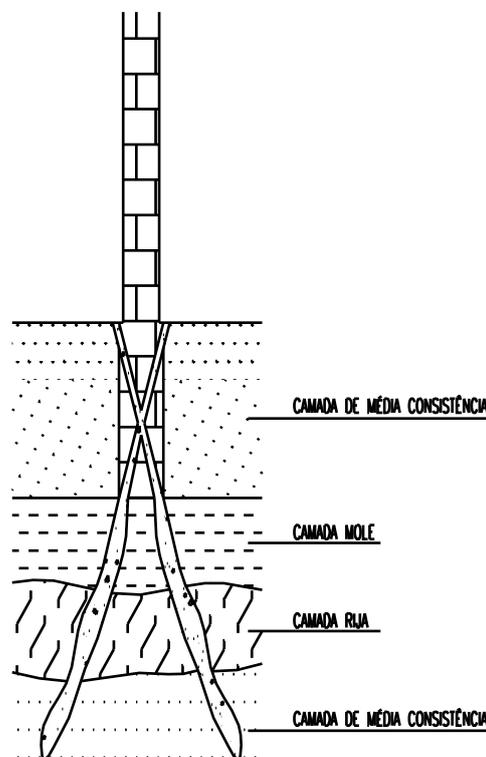


Fig. 1 – Esquema típico de aplicação da Estaca Raiz (LIZZI, 1982).

1.2 – Objetivo Principal

O objetivo principal deste trabalho é dar uma contribuição ao estudo de estacas raiz para a identificação do método de capacidade de carga e de determinação de recalque mais adequados à sua aplicação, bem como apresentar as comunidades técnica e científica, envolvidas na área de fundações, um aprofundamento sobre esse elemento de fundação ainda pouco conhecido, ou ao menos pouco utilizado nos dias atuais.

Estudos nessa área já foram desenvolvidos, especialmente por Sodré (1994) e Amann (2000). Procurou-se aqui dar uma contribuição e uma complementação aos estudos realizados por eles. Para isso trabalhou-se com um banco de dados de provas de carga elaborado pela Coppe/UFRJ. Trata-se de 21 provas de carga em estacas raiz, sendo 13 realizadas em São Paulo e 8 no Rio de Janeiro.

Com base no banco de dados será feita uma análise dos métodos semi-empíricos de capacidade de carga, sendo eles: Décourt-Quaresma, Aoki-Velloso, Lizzi, Cabral e Brasfond.

Procurar-se-á também, fazer uma previsão do recalque de estacas raiz através do método de Poulos e Davis (1968).

1.3 – Objetivos Específicos

- Apresentação das principais características das estacas raiz;
- Apresentação, através de levantamentos estatísticos, a pouca aplicabilidade de estacas raiz na execução de fundações de obras civis;
- Aplicação de cada um dos cinco métodos de capacidade de carga selecionados às estacas submetidas às provas de carga estáticas nos estados do Rio de Janeiro e São Paulo;
- Apresentação de métodos de previsão de recalque de estacas raiz e aplicação do Método de Poulos e Davis (1968) às provas de carga em estudo;
- Acompanhamento de uma obra no bairro Córrego Grande, em Florianópolis, onde estacas raiz foram utilizadas, como elementos de fundação, com sucesso.

1.4 – Estrutura do trabalho

O trabalho está estruturado em nove capítulos, sendo complementados pelos anexos.

Neste primeiro capítulo é apresentada a justificativa do trabalho bem como os objetivos geral e específicos.

No capítulo seguinte é feita uma revisão bibliográfica sobre estacas raiz, com um histórico de sua existência, estatísticas de seu uso, equipamentos e pessoal necessários a sua execução e suas etapas executivas.

O terceiro capítulo descreve os métodos de previsão de capacidade de carga aplicados às estacas raiz.

No quarto capítulo são apresentados os métodos de extrapolação da curva carga recalque.

No quinto capítulo é feita uma análise dos métodos de previsão de recalque aplicados a estacas raiz.

No sexto capítulo apresentam-se métodos teóricos que possibilitam a separação das cargas de atrito lateral e de ponta, onde fez-se apenas uma citação desses métodos, uma vez que não se pode dar garantias sobre a veracidade dos resultados obtidos.

O sétimo capítulo apresenta, através de um relatório fotográfico, o acompanhamento da execução de estacas raiz empregadas como elementos de fundação em uma obra em Florianópolis.

O capítulo oito apresenta as provas de carga estudadas, bem como os resultados da aplicação de métodos de previsão de capacidade de carga e recalque.

O nono capítulo apresenta a síntese do trabalho, com as conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

Finalmente, em anexo apresentam-se informações como: fotos, banco de dados das provas de carga, fluxograma de execução das estacas raiz, aplicação dos métodos de capacidade de carga e recalque.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – ESTACAS RAIZ

2.1 – Considerações gerais

A estaca raiz caracteriza-se como sendo aquela em que se aplicam injeções de ar comprimido imediatamente após a moldagem do fuste e no topo do mesmo, concomitantemente com a remoção do revestimento. Usam-se baixas pressões (inferiores a 0,5MPa), que visam apenas garantir a integridade da estaca. Entre suas principais características podemos destacar:

- pequeno diâmetro;
- perfuração por processos rotativos revestidos com circulação de água, lama bentonítica;
- sem base alargada;

– após concretagem o revestimento é retirado.

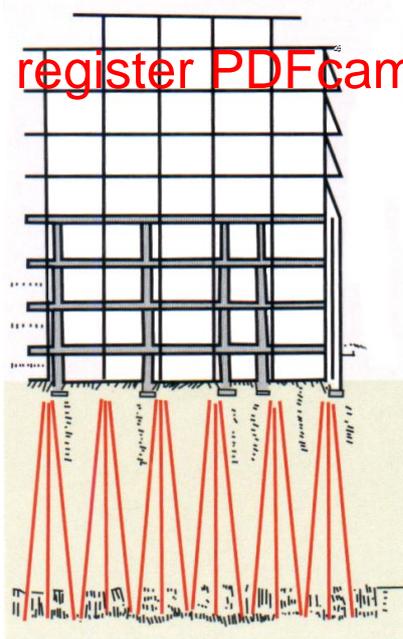
Diversas são as vantagens a ela associadas, dentre as quais destacam-se:

- as dimensões reduzidas do equipamento permitindo o trabalho em locais de difícil acesso tais como: encostas, edificações com limitação de pé direito, etc.;
- o processo rotativo de perfuração que evita vibrações diminuindo a possibilidade de danos em construções próximas;
- o fato de serem adequadas a quaisquer tipos de terrenos, pois mesmo naqueles com características precárias geram capacidade de cargas elevadas, com comprimentos não maiores do que 30,0m;
- o fato de resistirem de forma quase equivalente tanto os esforços de compressão como os de tração o que facilita a sua utilização em estruturas sujeitas a esforços alternados, tais como: torres de transmissão, pilares de pontes rolantes, etc.;
- a possibilidade de execução, sem maiores transtornos de estacas inclinadas permitindo a absorção de esforços horizontais.

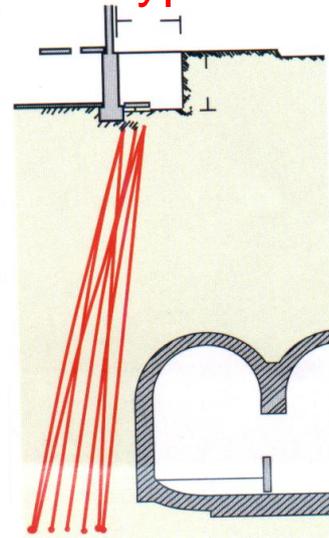
Assim, a estaca raiz confirmou-se como técnica moderna de fundações especiais e uma eficaz ferramenta na solução dos mais diversos e complexos problemas geotécnicos, sendo empregada em:

- paredes de contenção para proteção de escavações nas imediatas vizinhanças de construções existentes (estacas justapostas);
- contenção de taludes;
- ancoragens de muro de arrimo e paredes diafragma;
- tirante-raiz;
- proteção para escavação de galerias de metrô em centros habitados;
- fundações de máquinas sujeitas à vibração;
- fundações de pontes;
- fundação de bases de equipamentos em unidades industriais em operação;
- reforço de cais de atracação;
- fundações de difícil execução pelos métodos tradicionais quer pela ocorrência de matacões no subsolo, quer pela exigüidade de espaço em superfície e pé direito;

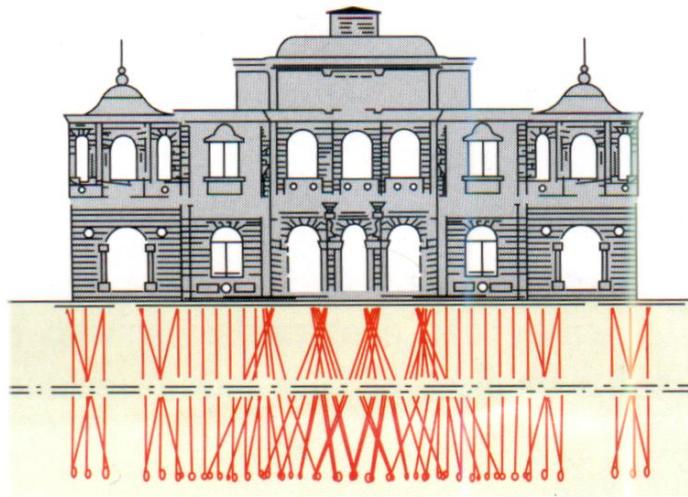
Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.



Aplicação de estacas raiz na construção de andares em edifícios existentes.

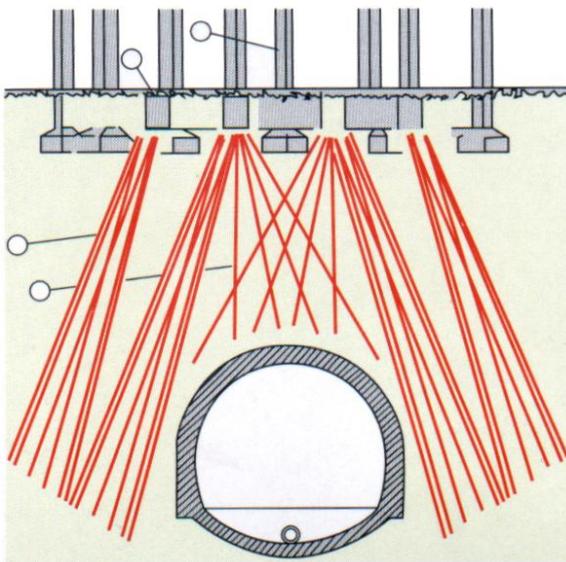


Sub-fundação de edifício com reticulado de estacas raiz para prevenir recalques decorrentes de escavação de galerias de metro.

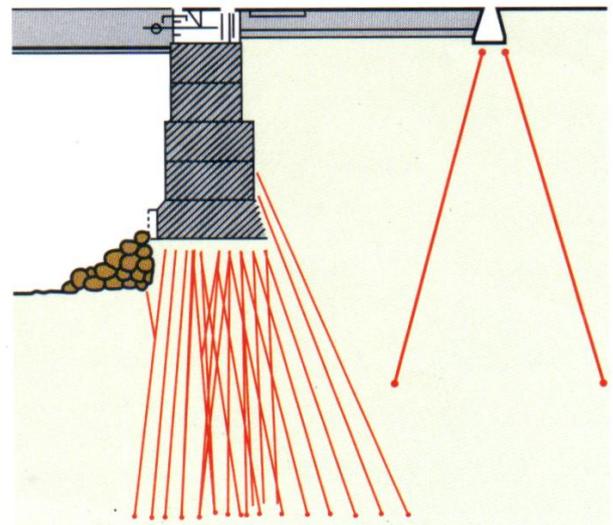


Reforço de fundações de monumentos históricos.
Ex.: Palácio da Liberdade/Belo Horizonte/MG.

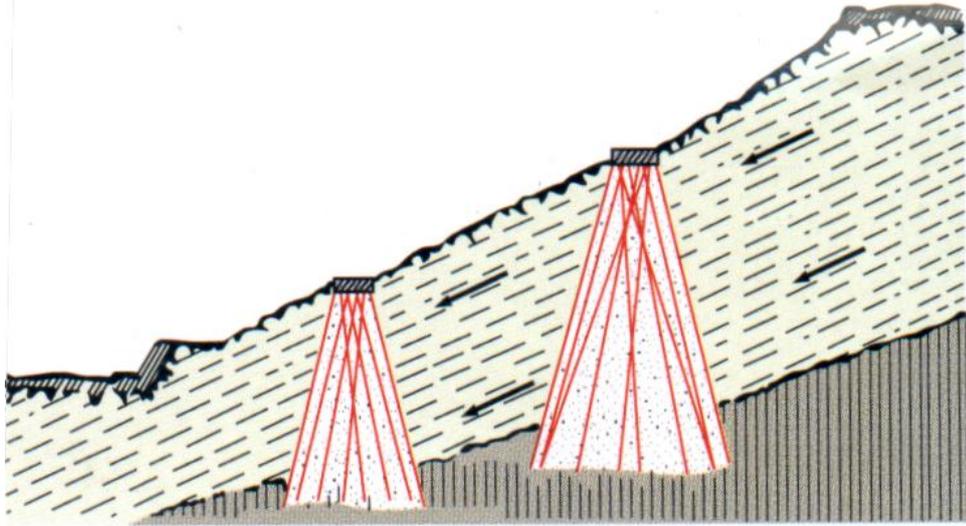
Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.



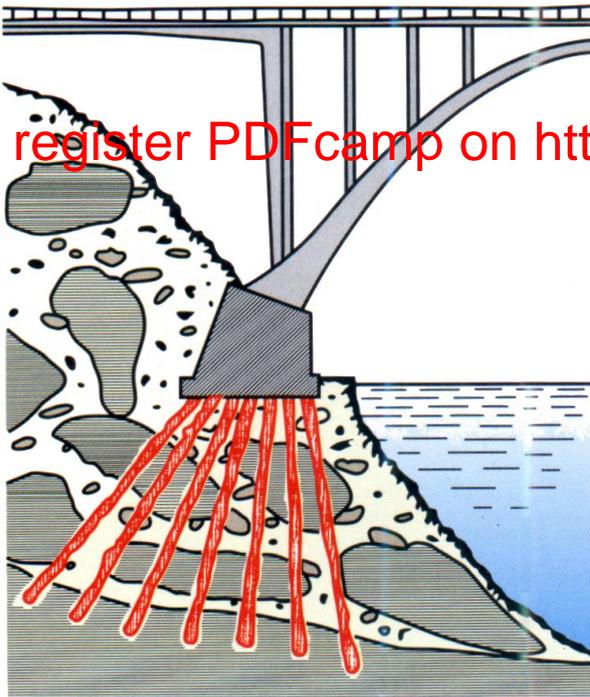
Estrutura reticular tridimensional de estaca raiz,
para sub-fundação de edifício.



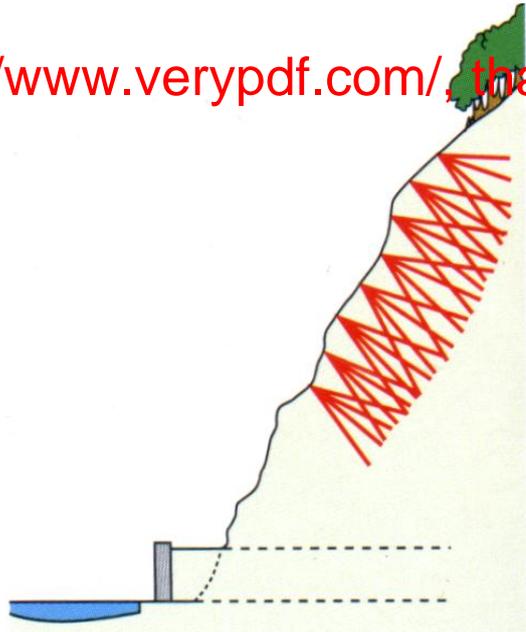
Reforço de cais de atracação.



Consolidação de taludes em terrenos soltos.



Consolidação dos blocos de fundação de ponte.



Estrutura reticular em formação rochosa.

Fig. 2 – Exemplos de aplicação da Estaca Raiz (BRASFOND, 1991).

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Voltando ao estudo de Fundações em geral, para se dimensionar as fundações de uma obra é necessário conhecer-se o subsolo e suas propriedades físicas e mecânicas. Para isto, realizam-se sondagens e ensaios em amostras do subsolo, a partir dos quais se aplicam formulações teóricas ou semi-empíricas que correlacionem o resultado destes ensaios às cargas últimas que o conjunto elemento de fundação-solo suporta.

Desta forma, embora costumeiramente denominadas estacas injetadas de pequeno diâmetro (no máximo 20 cm segundo a NBR 6122/86), atualmente são executadas com diâmetros de até 40 ou até 50 cm (por este motivo a NBR 6122/96 não faz mais menção ao diâmetro e só se refere a “estacas escavadas, com injeção”). Em função disto, também as cargas nominais adotadas para tais estacas tem sido aumentadas, atingindo valores superiores à 1000kN, havendo inclusive tentativas de adotar cargas mais elevadas, principalmente em estacas que penetram em rocha.

Por considerar que ainda se deve proceder a muitas investigações e estudos para confirmar a possibilidade de adoção de tais valores de carga, a NBR 6122/96 exige um maior número de provas de carga neste tipo de estaca do que nas demais.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Segundo o item 7.8.10.4.3 da NBR 6122/96, de em se realizadas provas de carga sobre, no mínimo, 1% das estacas, sendo o número mínimo de 3 provas, considerando adequado aumentar esse número para 5% do número das estacas com carga de trabalho entre 600 e 1000kN e 10% caso se ultrapasse esse valor. Para facilitar e baratear os custos dessas provas de carga permite-se realizá-las à tração, desde que na compressão não ocorra flambagem. Apesar dessa facilidade, raramente as firmas executoras respeitam esse mínimo, sendo que muitas obras são feitas sem que nenhuma prova de carga seja realizada.

O problema é bastante grave principalmente em estacas de grande relação comprimento/diâmetro (esbeltez) atravessando espessas camadas de terrenos moles em que a norma indica a necessidade de comprovação de não ocorrência de flambagem, comprovação que só pode ser feita por provas de carga à compressão, visto que ainda não existem métodos de cálculo adequadamente comprovados para tal fim.

De acordo com relatos de construtores como a Brasfond, por exemplo, pode-se descrever a estaca raiz, quanto à geometria, quanto ao material que é constituída e quanto ao processo executivo como uma estaca cilíndrica de pequeno diâmetro (diâmetro acabado variando entre 80 mm e 500 mm) geralmente esbelta, escavada praticamente sob qualquer direção por perfuração à rotação ou roto percussão (no caso de terrenos rochosos) com circulação de água ou lama bentonítica, constituída de argamassa de cimento e areia inteiramente armada ao longo de

todo o seu comprimento, com fuste rigorosamente contínuo caracterizado por inúmeras corrugações e expansões, apresentando recalques bastante reduzidos e alta capacidade de carga devido, principalmente, à elevada tensão de trabalho do fuste decorrente da injeção sob pressão de ar comprimido no aglutinante. Essas estacas, diferentes das estacas convencionais que necessitam ser cravadas ou escavadas, são construídas por equipamentos usados em ancoragens e injeções.

As estacas injetadas em seus diversos métodos de execução podem ser separadas quanto ao processo de injeção em dois tipos principais:

1 – *injetadas simplesmente* (tipo 1) – enquadram-se neste tipo as estacas cujas injeções são geralmente feitas com argamassa e as pressões aplicadas por meio de bombas ou ar comprimido através de aplicação no topo da estaca devidamente tamponadas (ex. estaca raiz).

2 – *injetadas de alta pressão* (tipo 2) – enquadram-se neste tipo as estacas cujas injeções são feitas geralmente com caldas de cimento, com aditivos ou não, e as pressões aplicadas por bombeamento através de válvulas localizadas no trecho ancorado da estaca, geralmente muito superiores às do tipo 1.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Embora similar às estacas raiz, diversos tipos de estacas injetadas apresentam aspectos construtivos diferentes, que influenciam no seu comportamento:

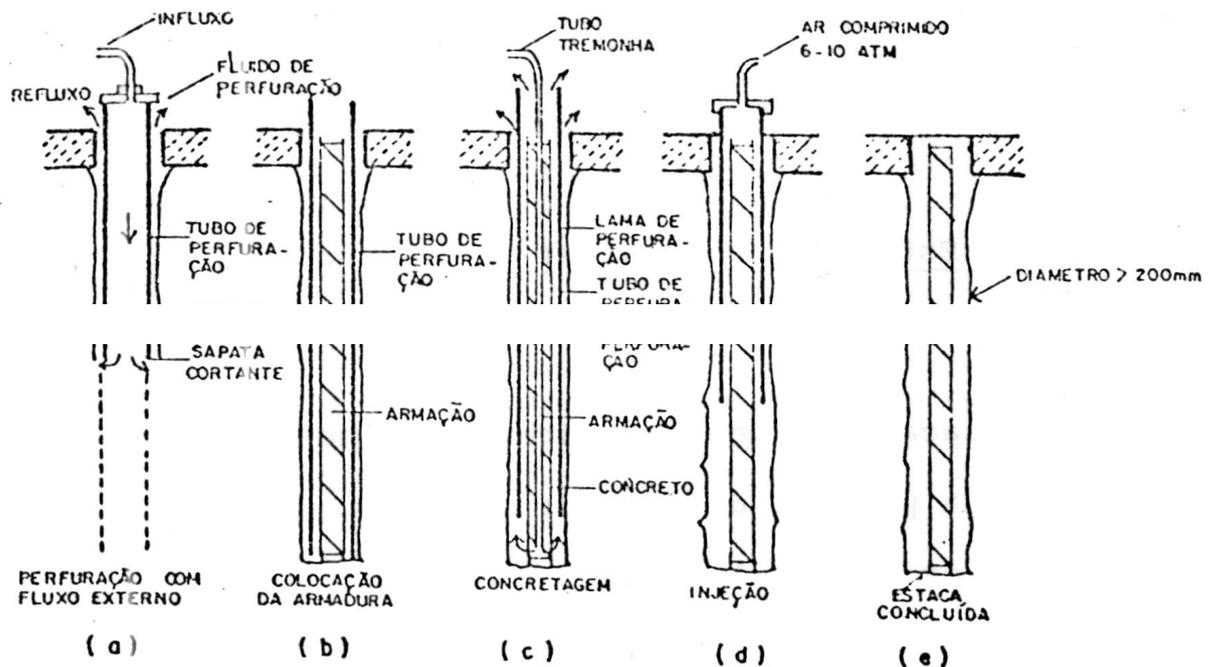
1 – Estaca de Concreto Armado Moldada in situ

A execução do furo é feita através de um tubo munido na extremidade de uma “sapata” cortante, sendo o material escavado eliminado continuamente por uma corrente fluida (normalmente água ou lama bentonítica), que introduzida através do tubo, reflue pelo interstício anelar entre o tubo e o terreno.

Concluída a perfuração do furo, instala-se a armadura no seu interior.

Usando um tubo tremonha executa-se a concretagem começando a partir do fundo do furo, sendo o fluido de perfuração substituído pelo concreto.

É feita então a retirada progressiva do revestimento enquanto, ao mesmo tempo, o concreto é forçado dentro do furo contra o terreno pela aplicação de ar comprimido de aproximadamente 0,5MPa através do topo da estaca. Esse procedimento continua até total retirada do revestimento.



Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 3 – Sequência executiva da estaca de concreto armado moldada “in situ”. (KORECK, 1978).

2- Estaca Tipo Ancoragem

O terreno é perfurado através de uma coroa, sendo o material escavado eliminado pelo espaço entre o tubo de revestimento e a haste de perfuração.

Alcançada a profundidade necessária, o fluido de perfuração é substituído quando da inserção da argamassa de cimento.

Instala-se um tubo metálico de reforço ou armadura e em seguida remove-se o tubo de revestimento.

Executa-se a injeção de argamassa de cimento a partir do topo da estaca sob uma pressão variando de 1,5 a 2,0 MPa.

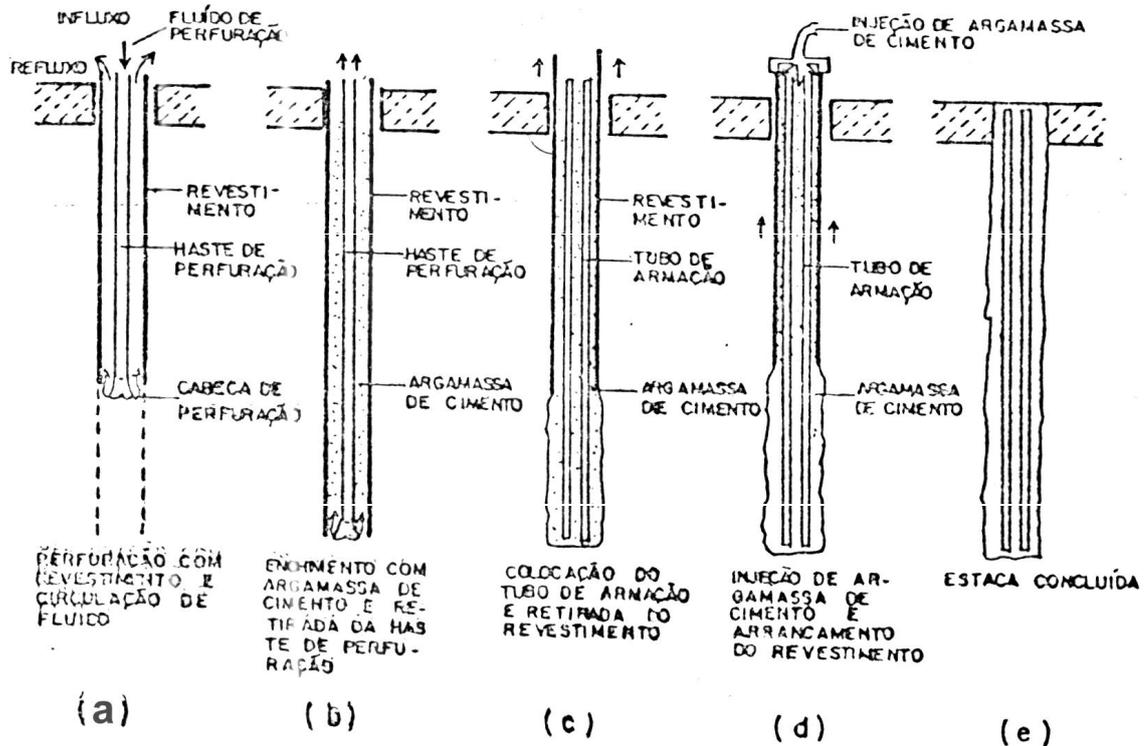


Fig. 4 – Sequência executiva da estaca tipo ancoragem. (KORECK, 1978).

3 – Microestaca Tipo Tubfix

A escavação é feita com ou sem tubo de revestimento e o fluido de escavação, lama bentonítica, circula por dentro do tubo de perfuração, passa pelo anel cortante da ponta com os resíduos da escavação e sobe por fora do tubo de perfuração.

O fluido de perfuração é substituído pela composição bentonita-cimento ou nata de cimento lançada ou injetada a baixa pressão; em seguida é retirada a haste de perfuração.

É então introduzida no furo, a armadura tubular que se constitui no principal elemento resistente da seção transversal de micro estacas e que também é utilizado para a execução de injeção repetida e controlada, feita através de válvulas simples dispostas a intervalos regulares (geralmente 50 cm), ao longo do seu comprimento total, ou na sua parte inferior.

Procede-se à injeção a baixa pressão da bainha, ou seja, da mistura de cimento que vai ocupar o espaço anelar compreendido entre a parede do furo e a superfície externa do tubo.

Após ter-se iniciado a pega da bainha, se procede à injeção em alta pressão válvula por válvula. A presença da bainha permite a aplicação de altas pressões sem haver

refluxo na superfície e permite também que se controle, válvula por válvula, pressão e volume de injeção.

Completada a série de injeções em pressão, conclui-se a estaca preenchendo-se o tubo com argamassa.

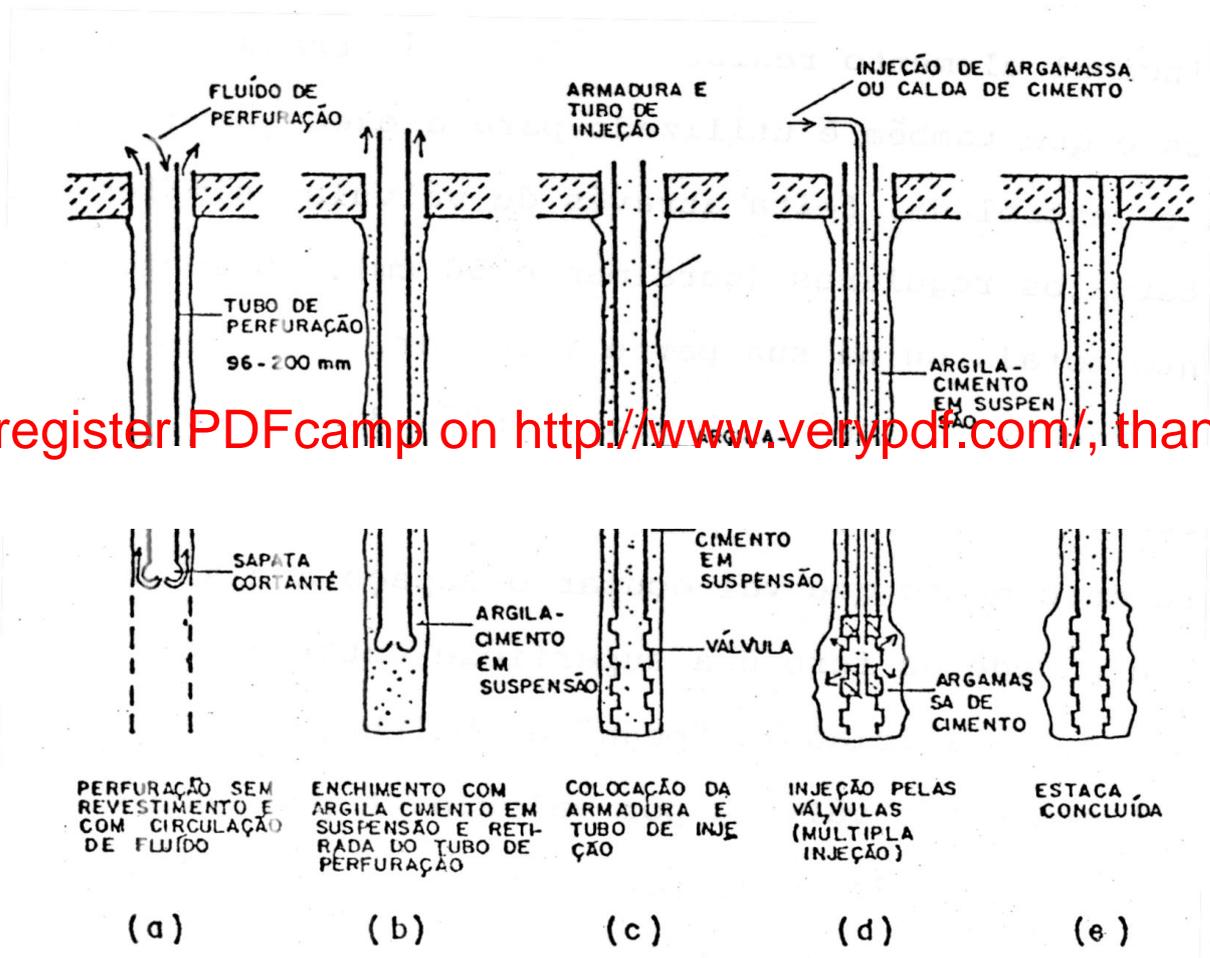


Fig. 5 – Sequência executiva da estaca tipo Tubfix. (KORECK, 1978).

4 – Microestaca Tipo Gewi-Pile (ou Mini-Core Pile).

A execução do furo é semelhante a das estacas tipo ancoragem e Tubfix, com circulação de fluido, nesse caso água, e utilização de tubo de revestimento.

O lançamento de argamassa de cimento é feito até o preenchimento total do furo, com a finalidade de prevenir a estaca contra a flambagem e corrosão.

É introduzido no furo um conjunto composto por uma barra de aço de 50 mm associada a um sistema de válvulas e tubos de injeção, a qual possui uma rosca especial externa que permite que pequenos segmentos sejam parafusados juntos de forma que mesmo em locais de baixo pé direito, se consiga compor os comprimentos desejados.

Procede-se então a retirada do tubo de revestimento e execução de uma primeira injeção do sistema.

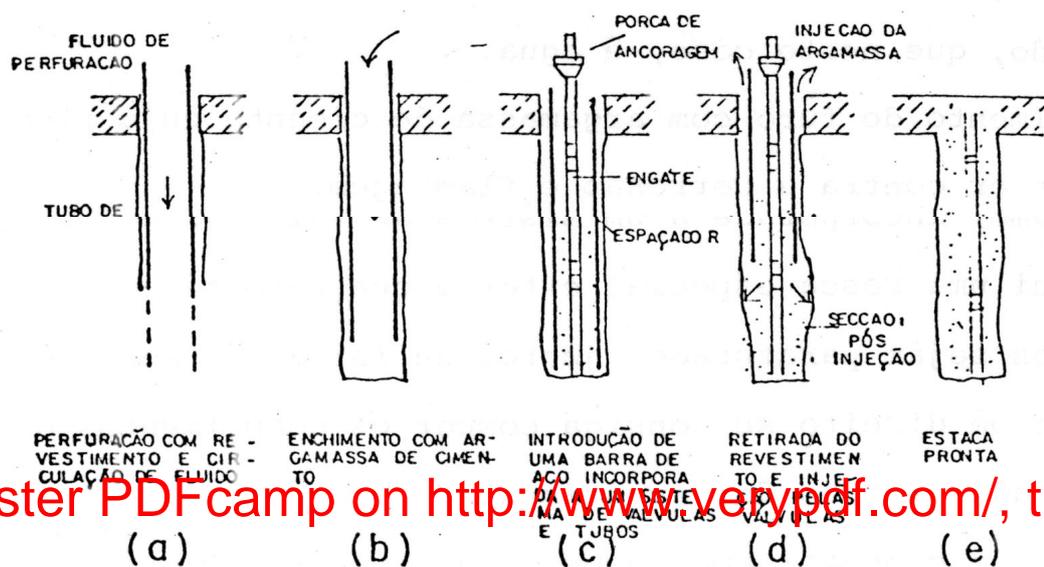


Fig. 6 – Sequência executiva da estaca Gewi-Pile. (KORECK, 1978).

5 – Presso-ancoragem

A execução do furo é feita através de equipamento rotativo ou roto-percussão, com revestimento.

Introduz-se no furo o tubo de aço provido de manchetes (trecho perfurado do tubo envolvido por um tubete de borracha).

Execução da primeira etapa de injeção com nata de cimento, a baixa pressão, por meio da manchete localizada na extremidade inferior do tubo, do espaço anelar entre o tubo manchete e o tubo de revestimento. Essa injeção externa é denominada injeção da bainha.

Assim que começa refluir nata de cimento pela boca do furo, retira-se o tubo de revestimento e se faz à complementação da bainha.

Executa-se a injeção das manchetes, realizada após o início da pega da argamassa da bainha (cerca de 24 horas) levando-se o obturador duplo de borracha através do tubo até o seu posicionamento conveniente na manchete a injetar, começando pela manchete inferior.

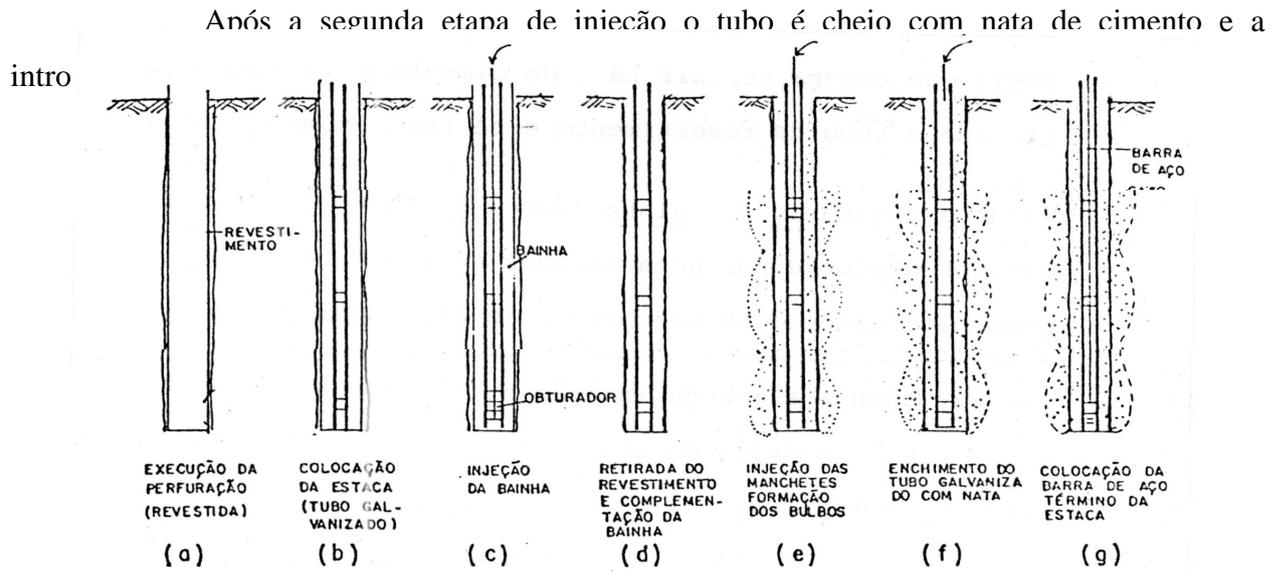


Fig. 7 – Seqüência executiva das presso ancoragens. (KORECK, 1978).

Fatores como corrosão da armadura (que pode ser provocada por agentes físico-químicos com pH elevado, umidade excessiva, presença de sais minerais em abundância, poluentes, etc.) e presença de atrito negativo devem ser considerados para que seja garantido o bom desempenho dessas estacas.

A corrosão, fator importante no caso de estacas tracionadas, pode ser evitada usando tipos especiais de aço ou pelo tratamento da armadura, ou simplesmente envolvendo-a com plásticos. No caso de possível ocorrência de atrito negativo pode ser usada lama no espaço anelar entre a armadura e as paredes do furo (no trecho não ancorado).

O revestimento do fuste na zona ativa com material plástico auto lubrificante e o uso de produto lubrificante protetor contra corrosão, permite evitar o inconveniente de se considerar acréscimo de compressão devido ao atrito negativo, no caso de adensamento do solo, como também tração devido à expansão do solo.

Cabral (1986) afirma que dentre os vários tipos de estaca injetada, com e sem pressão mantida, a estaca raiz é que apresenta menor relação custo/carga.

2.2 – Estatística do uso

É comum, ao se falar em estaca raiz, reportar-se à idéia de reforço de fundações. Seu uso como elemento de fundação é bastante restrito sendo utilizada basicamente como solução para problemas geotécnicos mais complexos.

No estado de Santa Catarina existe, atualmente, um número muito reduzido de empresas trabalhando com estaca raiz, sendo muito pequeno o número de obras com esse tipo de elemento de fundação.

Uma pesquisa realizada por Silva e Bressani (1994), sobre o tipo de fundação de edificações construídas no Rio Grande do Sul entre 1991 e 1992, está resumida na Tabela 1. Através dos dados apresentados vê-se que as estacas raiz são utilizadas em quantidades pequenas mesmo em outros estados.

Tabela 1 – Fundações profundas em edificações no Rio Grande do Sul (SILVA E BRESSANI, 1994).

<i>Tipo de fundação</i>	<i>Número de casos</i>	<i>%</i>
Tubulão	68	9,5
Estaca Franki	34	4,8
Estaca Strauss	129	18,1
Estaca rotativa	125	17,6
Estaca pré moldada	94	13,2
Estaca metálica	17	2,4
Micro-estaca	230	32,3
Estaca Raiz	15	2,1
Estaca de madeira	-	-
Total	712	100

2.3 – Boletim executivo

Trata-se do documento que deve ser preenchido diariamente onde devem ser registrados, no mínimo, para todas as estacas raiz, os seguintes dados de execução:

- dados gerais, tais como: nome da obra, local, cliente, número da estaca e do bloco a qual pertence;
- dados referentes à perfuração: início e término da execução, diâmetro do revestimento, eventual inclinação da estaca e profundidade perfurada;
- classificação simplificada das camadas encontradas durante a perfuração (divisão mínima em solo, rocha e outros);
- características da estaca: diâmetro nominal, comprimento executado e carga prevista;

- característica da armação: número de barras, diâmetro e número de emendas no caso da armação longitudinal, e diâmetro e espaçamento no caso do estribo helicoidal;

- dados referentes à injeção: data, consumo de cimento e areia utilizados no preenchimento da estaca raiz;

Outras observações necessárias tais como perda de água quando da perfuração, justificativa da decisão de alteração do processo executivo e outras ocorrências não usuais também deverão constar no boletim executivo. (Anexo A – Boletim executivo)

2.4 – Equipamentos, acessórios e ferramentas

2.4.1 – Generalidades

Distinguem-se duas situações, em função do tipo de solo, para a definição dos equipamentos e acessórios necessários para a execução das estacas raiz, a saber:

- Estacas em solos; e
- Estacas em solos e rochas.

2.4.2 – Equipamentos e acessórios para estacas em solos

2.4.2.1 – Equipamentos e descrição

Utilizam-se os seguintes equipamentos:

a) perfuratriz rotativa hidráulica, mecânica ou a ar comprimido, montada sobre estrutura metálica, dotada ou não de esteiras para deslocamento, acionada por motor à explosão (diesel) ou elétrico ou ainda através de compressor pneumático; deve ainda, ter capacidade para revestir integralmente todo o trecho em solo, utilizando-se do tubo de revestimento;

b) conjunto misturador de argamassa, acionado por motor elétrico ou à explosão;

c) bomba de injeção de argamassa, acionada por motor elétrico ou à explosão;

d) compressor de ar, com capacidade de vazão mínima de 5 pcm (pés cúbicos por minuto) e pressão máxima de 0,5 MPa. No caso de utilização de bombas de injeção de argamassa, que trabalham com pressões de injeção mínima de 0,3MPa, não há necessidade de utilização de compressor de ar;

- e) bomba de água, acionada por motor elétrico ou à explosão, capaz de promover a limpeza dos detritos da perfuração do interior do tubo de revestimento;
- f) conjunto extrator; dotado de macaco e conjunto de acionamento hidráulico, com capacidade para extrair integralmente o tubo de revestimento do furo quando totalmente preenchido com argamassa;
- g) reservatórios para acumulação de água com capacidade para perfuração contínua de pelo menos uma estaca; e
- h) conjunto de gerador, na eventualidade de não haver energia disponível no local dos serviços.

2.4.2.2 – Acessórios e descrição

Utilizam-se os seguintes acessórios:

- a) tubos de revestimento, conjunto de tubos de aço, consistindo de segmentos, com roscas paralelas, podendo ter comprimentos variados, sendo resistentes aos esforços provenientes da sua introdução no terreno, pela perfuratriz;
- b) sapata de perfuração, acessório dotado de pastilhas de aço-vídia na sua extremidade, com diâmetro ligeiramente maior do que o tubo de revestimento, sendo que o espaçamento entre as pastilhas é utilizado como passagem da água, cuja função é a de resfriar a ferramenta de corte; a sapata de revestimento situa-se na extremidade inferior do mesmo;
- c) cabeça de revestimento, dotada de entrada de água e/ou ar na parte superior, com o mesmo diâmetro do tubo de revestimento utilizado para a confecção da estaca; a cabeça do revestimento situa-se na parte superior do mesmo;
- d) mangotes de água, acessórios providos de conexões, para ligação do tanque de água à bomba d'água;
- e) mangote de injeção, acessórios providos de conexões, para ligação do misturador de argamassa à bomba de argamassa;
- f) mangueiras de água, acessórios providos de conexões, com comprimento para ligação da bomba d'água até a cabeça d'água na perfuratriz;
- g) mangueiras de injeção, acessórios providos de conexões, com comprimento suficiente para interligar a bomba de injeção até a estaca em execução;
- h) mangueira de ar comprimido;

i) composição de lavagem, conjunto formado por tubos de pvc ou galvanizado, para limpeza e concretagem da estaca;

No caso de haver a necessidade de pré-perfuração do solo, para facilitar a introdução do tubo de revestimento (execução de estacas em solos muito duros ou excessivamente plásticos), há necessidade também de se prever:

j) broca de três asas, tipo tricône, com diâmetro ligeiramente inferior ao tubo de revestimento utilizado para a confecção da estaca (diferença máxima de ½ “);

k) haste para tricône, peça provida de conexões, no comprimento integral da estaca e no diâmetro compatível com a broca/tricône utilizada.

2.4.3 – Equipamentos e acessórios para estacas em solos e rochas

2.4.3.1 – Equipamentos

São os seguintes:

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

- os mesmos listados em 2.4.2.1 (de a até l);
- martelo de superfície e/ou martelo de fundo tipo DTH (“down the hole”);
- compressor de ar compatível com a necessidade de operação dos martelos.

2.4.3.2 – Acessórios

- a) os mesmos listados em 2.4.2.2. (de a até k);
- b) caso a perfuração seja por processo rotativo, prever também:
 - sapata ou coroas diamantadas;
 - barrilete amostrador;
 - hastes para perfuração com barriletes;
- c) ou, caso a perfuração seja por processo roto-percussivo, prever:
 - bits para perfuração roto-percussiva com martelo de superfície ou martelo de fundo DHT, no diâmetro específico para a estaca;
 - lubrificador de linha para martelo de fundo;
 - hastes para perfuração com martelo de superfície ou de fundo.

2.4.3.3 – Ferramentas utilizadas tanto para solos quanto para solos e rochas

São as seguintes:

- chaves de grifo;
- chaves de corrente tipo jacaré;
- marreta;
- ponteiro;
- metro;
- nível de bolha;
- fio de prumo.

2.5 – Equipe

2.5.1 – Equipe mínima

A equipe mínima para a execução de estaca raiz, para um equipamento de perfuração e um conjunto de injeção, deve ser composta por:

- encarregado geral de serviços;
- operador de perfuratriz;
- injetor;
- auxiliares gerais;
- armador (quando o cliente não fornecer armação pronta).

No caso de obras com mais de um equipamento de perfuração, pode haver otimização da equipe de injeção, podendo um conjunto atender até dois ou três equipamentos de perfuração, dependendo da produção realizada.

No caso de necessidade de utilização de martelos de superfície ou de fundo, eventualmente pode haver a necessidade de compressorista.

2.5.2 – Atribuições de cada função

2.5.2.1 – Encarregado geral de serviços

- verificação das condições de entrada e movimentação dos equipamentos no canteiro da obra, descarga dos equipamentos, utensílios e das ferramentas, e instalação da central de injeção e implantação geral da obra;

- verificação da programação de execução (seqüência executiva) de acordo com as características da obra e necessidades do cliente;
- orientações quanto à verificação do número da estaca, verticalidade e instalação do equipamento;
- instruções quanto à segurança durante a execução dos serviços;
- orientação quanto aos procedimentos e acompanhamento da perfuração e injeção;
- verificação das condições de drenagem superficial e retirada do material escavado, de maneira a permitir o livre trânsito de equipamentos e pessoal na obra;
- obtenção, junto ao responsável da obra, da liberação formal da(s) estaca(s) a serem executada(s) no tocante à sua locação e cotas, à medida do desenvolvimento dos trabalhos;
- manutenção do contato com o representante do cliente no campo, com relação às solicitações e providências de obra.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

2.5.2.2 – Operador de perfuratriz

- movimentação do equipamento, de acordo com a seqüência executiva;
- instalação do equipamento no furo, observando a locação e verticalidade;
- verificação da quantidade e tamanho dos tubos de revestimento colocados de maneira a acompanhar a profundidade perfurada;
- detecção de mudança de camadas de solo à medida que a perfuração avança;
- detecção de eventuais perdas d'água durante a perfuração;
- elaboração do registro dos dados de perfuração para inclusão no boletim;
- orientação aos auxiliares de perfuração quanto à utilização do ferramental;

2.5.2.3 – Injetador

- preparação da argamassa de acordo com o traço, a fim de atender a resistência especificada;

- orientação e verificação da armação, tanto quanto à colocação quanto ao atendimento ao projeto;
- bombeamento da argamassa para o interior do tubo de revestimento;
- orientação aos auxiliares quanto à instalação do conjunto extrator e acompanhamento da retirada dos tubos;
- orientação para colocação de cabeça de revestimento para aplicação de pressão de ar.

2.5.2.4 – Armador

- preparação da armação de acordo com as especificações do projeto.

2.6 – Metodologia Executiva

O fluxograma indicado no Anexo B descreve seqüencialmente os estágios a serem seguidos, conforme as situações de solo ou solo e rocha, bem como as alternativas dos vários procedimentos para a execução dos serviços, desde aqueles ditos iniciais até a estaca pronta.

A execução de uma estaca raiz compreende fundamentalmente quatro fases consecutivas:

- perfuração auxiliada por circulação de água;
- instalação de armadura;
- preenchimento com argamassa;
- remoção do revestimento e aplicação de golpes de ar comprimido;

2.6.1 – Instalação da obra

Principais atividades:

- estudar o layout do canteiro para conferir os dados e condições da obra;
- verificar liberdade de movimento da perfuratriz de acordo com a seqüência executiva;
- verificar acesso aos pontos de fornecimento de água e energia elétrica;

- verificar acesso livre para fornecimento de materiais junto à central de injeção;
- verificar atendimento aos pontos mais distantes, com relação às mangueiras e mangotes de água, de injeção de argamassa e de ar comprimido.

2.6.2 – Procedimentos iniciais

Principais atividades:

- obter com a chefia da obra, a liberação formal da(s) estaca(s) a serem executadas(s) no tocante à sua locação e cotas, de acordo com o desenvolvimento dos trabalhos;
- posicionar a perfuratriz;
- verificar a verticalidade e/ou ângulo de inclinação de acordo com a característica da estaca; tolerância de $\pm 1^\circ$;
- centrar o tubo de revestimento no piquete de locação da estaca; tolerância de 1% do diâmetro da estaca;

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

2.6.3 – Perfuração

A perfuração em solo é realizada por rotação de tubos com revestimento contínuo do furo e com auxílio de um fluido de circulação (geralmente água); o revestimento de perfuração possui na base uma ferramenta (coroa ou sapata de perfuração), dotada de pastilhas de metal duro, de diâmetro ligeiramente superior ao do revestimento. Com isso tem-se uma diminuição do atrito entre o revestimento e o solo. Isto determina que o diâmetro acabado da estaca seja sempre maior que o diâmetro nominal do instrumento de perfuração. (Tabela 2).

Os detritos resultantes da perfuração são trazidos à superfície pelo fluido em circulação através do interstício anelar que se forma entre o tubo e o terreno.

À medida que a perfuração avança, o revestimento metálico penetra no terreno e os vários segmentos vão sendo ligados entre si por juntas rosqueadas, sendo posteriormente recuperados após a instalação da armadura e preenchimento do furo com argamassa.

O revestimento deve ser instalado preferencialmente em toda a extensão da perfuração. Entretanto, caso as características do terreno o permitam, pode ser parcial, mas com comprimento que permita aplicar, com garantia de não ser arrancado, golpes de ar comprimido após o preenchimento do furo com argamassa. Neste caso a perfuração abaixo da cota dos tubos

é feita também por rotação, com auxílio de circulação d'água, utilizando-se uma ferramenta cortante denominada “tricone” ou “broca de três asas” (ferramenta acoplada à composição de hastes de perfuração, normalmente formada por três ou mais faces, possuindo uma passagem central para água, podendo ter pastilhas de aço-vídia soldadas, tendo por função destruir trechos de solo).

Quando o revestimento é parcial, a armadura deverá dispor de roletes que garantam sua centralização no furo, para evitar que ela bata nas paredes da perfuração, o que poderia acarretar a remoção de solo, que ao se misturar com a argamassa comprometeria a qualidade da estaca além de prejudicar a aderência da armadura com argamassa.

Embora a NBR 6122/96 permita, nos casos de revestimento parcial, utilizar lama estabilizante durante a perfuração, frisa que ela pode afetar a aderência entre a estaca e o solo, recomendando que antes do preenchimento da argamassa a lama seja trocada utilizando-se lavagem com água pura e mesmo assim, que seja verificado o resultado final do seu uso através de prova de carga, a menos que haja experiência no solo da região com esse tipo de estaca e com esse processo de perfuração.

No caso de perfuração em rocha, utiliza-se normalmente a perfuração por arado percussão com martelos de fundo, acionados por ar comprimido, até a cota de projeto.

Para promover a rotação do revestimento utilizam-se sistemas que operam mecânica ou hidráulicamente, havendo para tanto uma gama ampla de tipos e porte de equipamentos, desde os menores que podem trabalhar em locais com pé-direito reduzido (da ordem de 3,0 m) e espaços limitados, até equipamentos mais robustos, geralmente sobre esteiras, equipados com motores diesel de 30 a 40 HP e lança operada hidráulicamente permitindo realizar perfurações verticais e inclinadas.

As dimensões externas do tricone ou do martelo de fundo são limitadas pelo diâmetro interno do revestimento, pois os mesmos trabalham no seu interior. Na Tabela 2 apresentam-se as características principais dos tubos de revestimento e os diâmetros máximos dos martelos de fundo em relação ao diâmetro final das estacas.

Tabela 2 - Tubos de revestimento usados em Estacas Raiz e diâmetro de martelos de fundo.

Diâmetro final da estaca (mm)	100	120	150	160	200	250	310	410

Diâmetro externo do tubo (")	3	3½	4½	5	6	8	10	14
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
Diâmetro do martelo de fundo (")	-	-	3½	3½	5 1/8	7 5/8	9 1/8	9 1/8

2.6.4 – Instalação da Armadura

Após a perfuração atingir a cota de projeto, continua-se a injetar água, sem avançar a perfuração, para promover a limpeza do furo. A seguir instala-se a armadura, geralmente constituída por barras de aço montadas em gaiola, com estribos helicoidais, prevendo-se a armadura longitudinal com aço CA-50A, podendo os estribos ser em aço CA-25. No caso de estacas de menor diâmetro (abaixo de 160 mm) costuma-se juntar as barras num feixe dotado de espaçadores. O diâmetro externo dos estribos deve garantir um cobrimento mínimo de 20 mm entre a face interna do revestimento e o próprio estribo.

Nas estacas trabalhando à compressão as emendas das barras podem ser feitas por simples transpasse (devidamente fretado). Porém, nas estacas trabalhando à tração as emendas devem ser feitas por solda, luvas rosqueadas ou luvas prensadas.

2.6.5 – Preenchimento com argamassa

Uma vez instalada a armadura, é introduzido o tubo de injeção (geralmente de PVC com diâmetro de 1½ " ou de 1¼ ") até o final da perfuração para proceder à injeção, de baixo para cima, até que a argamassa se extravase pela boca do tubo de revestimento, garantindo-se assim que a água ou a lama de perfuração seja substituída pela argamassa. Esta é confeccionada em misturador de alta turbulência, geralmente acionado por motobomba, para garantir a homogeneidade da mistura.

Para atender ao consumo mínimo de cimento estipulado pela NBR 6122/96, ou seja, 600kg/m³, o traço normalmente utilizado contém 80 litros de areia para 1 saco de 50 kgf de cimento e 20 a 25 litros de água, o que confere à argamassa uma resistência característica elevada, superior a 20 MPa.

Completado o preenchimento da argamassa, é rosqueado na extremidade superior do revestimento um tampão metálico ligado a um compressor para permitir aplicar golpes de ar

comprimido durante a extração do revestimento, operação que é auxiliada por macacos hidráulicos.

2.6.6 – Retirada do revestimento

À medida que os tubos vão sendo extraídos, o nível da argamassa vai abaixando, necessitando ser completada antes da aplicação de novo golpe de ar comprimido. Esta operação é repetida várias vezes no curso da retirada do revestimento.

Colocar a cabeça do revestimento a cada 4,0m ou no mínimo três vezes por estaca (ponta inferior, meio e a 2,0m de profundidade da superfície), de maneira a permitir a aplicação de ar comprimido sob pressão moderada (de 0,3MPa a 0,5MPa). No caso de utilização de bomba de injeção de argamassa com pressão mínima de trabalho de 0,3MPa, não há necessidade da aplicação do ar, pois a eventual complementação da argamassa na boca do revestimento será feita colocando-se a cabeça do revestimento e injetando-se a argamassa sob pressão. (Abef, 1999).

Durante a retirada do revestimento, é importante cuidar para que a armadura não se desloque verticalmente para cima.

Independentemente da cota de arrasamento da estaca, o preenchimento com argamassa deve ocorrer até a superfície do terreno.

2.6.7 – Preparo da cabeça da estaca

Os procedimentos a seguir descritos devem ser entregues ao construtor/contratante quando do término dos serviços de estaqueamento.

- uma vez que a injeção da estaca raiz obriga seu preenchimento até a superfície do terreno, existirá um excesso de argamassa que deve ser demolido, no mínimo, um dia, após a execução da estaca. No caso em que for necessário demolir a cabeça da estaca até cota inferior a do arrasamento previsto, devido argamassa estar enfraquecida, deve ser executado um complemento com concreto estrutural ou argamassa, denominado pescoço;
- quebrar a cabeça da estaca empregando-se marretas e ponteiras, porém trabalhando-se com pequena inclinação para cima em relação à horizontal;

- manter a seção resultante do desmonte do concreto, plana e perpendicular ao eixo da estaca, sendo que a operação de demolição deve ser executada de modo a não causar danos à mesma;
- embutir o topo da estaca, após o arrasamento, no mínimo 5 cm, dentro do bloco, e acima do nível do lastro de concreto, cuidando-se para que a armadura, parte fundamental da resistência, fique ancorada adequadamente ao bloco de coroamento.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

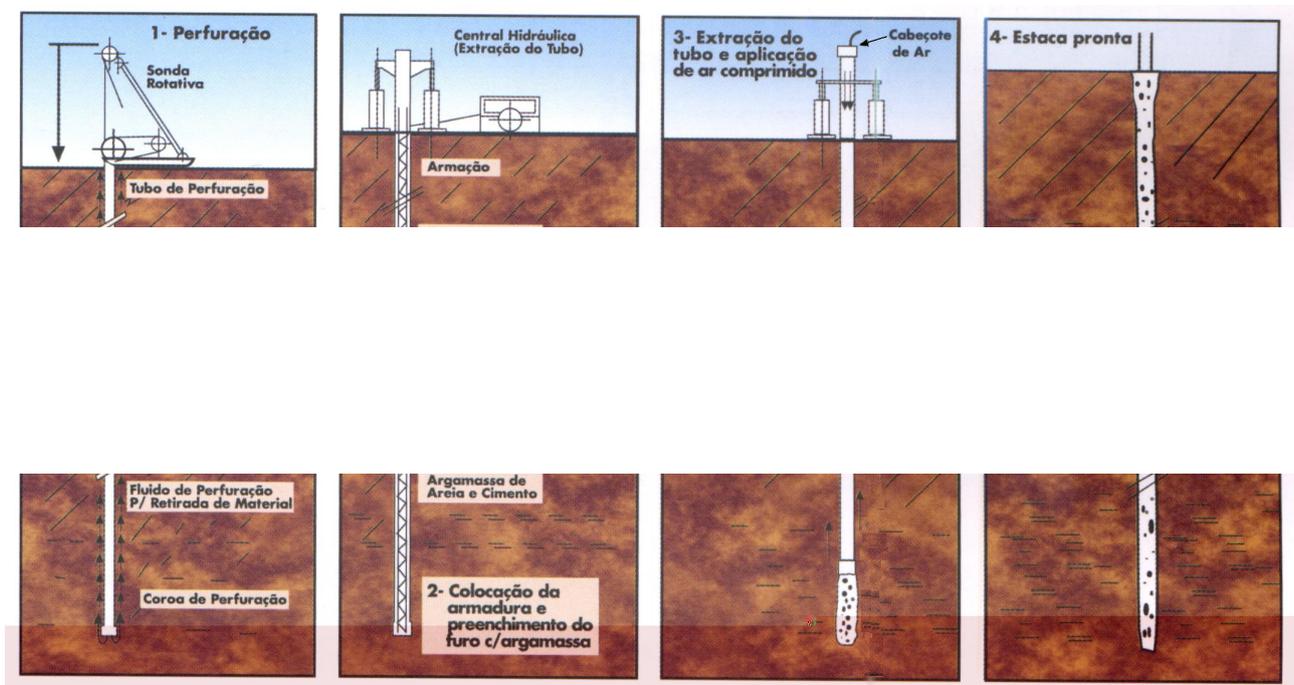


Fig. 8 – Fases de execução das estacas raiz, (FUNDESP, 1999).

CAPÍTULO 3

MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Muitos autores têm procurado relacionar a carga de ruptura de uma estaca com ensaios de sondagem, visto que estes são os ensaios mais simples que se pode exigir em qualquer obra de caráter geotécnico.

Apresentam-se agora alguns dos métodos mais utilizados no Brasil para estimar os valores da carga de ruptura de estacas, baseando-se em correlações empíricas ou semi-empíricas com o número de golpes (N) da sondagem SPT.

3.1 – Método de Décourt-Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma apresentaram um processo de avaliação de capacidade de carga de estacas com base nos valores N do ensaio SPT. Esse método, originalmente previsto para estacas de deslocamento, foi objeto de algumas extensões, objetivando adequá-lo para outros tipos de estacas e mais recentemente também para adequá-lo ao novo ensaio SPT-T, através do conceito de N-equivalente (Neq é definido como o valor do torque T em kgf.m dividido por 1,2).

Assim, os valores de N aqui indicados tanto podem ser os correspondentes ao SPT tradicional quanto aos correspondentes ao Neq do SPT-T. (Fundações: Teoria e Prática, 1996).

A determinação da capacidade de carga pelo método de Décourt-Quaresma é feita somando-se as duas parcelas: atrito lateral e resistência de ponta na ruptura.

Para a estaca padrão, tem-se:

$$Q_u = A_{lr} + Q_{pr} \quad (1)$$

sendo:

Q_u = capacidade de carga da estaca;

A_{lr} = atrito lateral na ruptura;

Q_{pr} = carga de ruptura na ponta.

$$A_{lr} = p \cdot L \cdot f_s \quad (\text{KN}) \quad (2)$$

sendo:

p = perímetro da estaca (m);

L = o comprimento da estaca (m);

f_s = atrito lateral unitário ao longo do fuste da estaca, dado pela seguinte expressão:

$$f_s = 10 \cdot \left(\frac{\overline{N}}{3} + 1 \right) \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad (3)$$

\overline{N} = número de golpes médio ao longo do fuste; se $N < 3 \Rightarrow$ adotar $N=3$; se $N > 50 \Rightarrow$ adotar $N=50$

A carga de ruptura na ponta é dada pela expressão:

$$Q_{pr} = K \cdot A_p \cdot \overline{N}_p \quad (4)$$

onde:

K = fator empírico característico do solo junto à ponta; (Tabela 3).

A_p = área de ponta da estaca (m^2);

\overline{N}_p = média dos três valores de SPT em torno da ponta: 1,0m acima, na ponta e 1,0m

abaixo da ponta;

Tabela 3 – Valores de K em função do solo junto à ponta (DECOURT, 1996).

Tipo de solo	K (KN/m ²)	K (tf/m ²)
Argila	120	12
Silte argiloso (residual)	200	20
Silte arenoso	250	25
Areia	400	40

Tem sido usual definir-se como admissível (Q_{ad}) a carga correspondente a um coeficiente de segurança 2 (dois) com relação à carga de ruptura (Q_u). Uma outra tendência seria admitir-se coeficiente de segurança diferentes para atrito lateral e para ponta. Foi proposto por Décourt (1982) valores de coeficiente de segurança de 1,3 e 4,0, respectivamente atrito lateral e ponta. (Décourt, 1998).

A carga admissível de uma estaca (Q_{ad}) é dada pelo atrito lateral na ruptura dividido pelo coeficiente de segurança relativo ao atrito lateral, somada à resistência de ponta na ruptura dividida pelo coeficiente de segurança relativo à ponta da estaca:

$$Q_{ad} = \frac{A_{lr}}{1,3} + \frac{Q_{pr}}{4} \quad (5)$$

ou

$$Q_{ad} = \frac{A_{lr} + Q_{pr}}{2} \quad (6)$$

Deve-se adotar o menor dos dois valores.

A ruptura aqui considerada, quando a mesma não é claramente definida, é a convencional, ou seja, a carga correspondente a um deslocamento do topo da estaca de 10% de seu diâmetro, para argilas, e de 30% de seu diâmetro para solos granulares.

Levando-se em conta os tipos de estacas e de solos, Décourt (1996) introduziu os coeficientes α e β , definidos como coeficientes de majoração ou de minoração respectivamente para a reação de ponta (Q_{pr}) e para o atrito lateral unitário (A_{lr}) que permitem estender os cálculos efetuados da estaca padrão para outros tipos de estacas.

Assim, ter-se-á:

$$Q_u = \alpha \cdot K \cdot A_p \cdot \overline{N}_p + \beta \cdot p \cdot L \cdot f_s \quad (7)$$

Tabela 4 – Valores dos fatores empíricos de correção do tipo da estaca (DECOURT, 1996).

Tipo de Solo	Estacas Escavadas (em geral)	Estacas Escavadas (bentonita)	Estaca Hélice Contínua	Estacas Raiz	Injetadas sob alta pressão
Argilas	$\alpha_{DQ} = 0,85$ $\beta_{DQ} = 0,80$	0,85 0,90	0,30 1,00	0,85 1,50	1,00 3,00
Solos intermediários	$\alpha_{DQ} = 0,60$ $\beta_{DQ} = 0,65$	0,60 0,75	0,30 1,00	0,60 1,50	1,00 3,00
Areias	$\alpha_{DQ} = 0,50$ $\beta_{DQ} = 0,50$	0,50 0,60	0,30 1,00	0,50 1,50	1,00 3,00

Observação: Segundo Corrêa (1988) há necessidade a se aplicar um fator de correção para o atrito lateral em função do tipo de estaca:

1,0 => para estacas de deslocamento (cravadas ou Franki);

0,7 => para estacas escavadas (Strauss, Raiz, etc.);

As estacas escavadas em geral deveriam sofrer uma redução no atrito lateral, a fim de levar em conta à perturbação do solo durante o processo construtivo, ressaltando-se que este valor só deveria ser utilizado na ausência da experiência local. Em sua análise, Corrêa (1988) chegou à conclusão que o fator 0,7 era baixo para se empregar em estacas raiz, propondo então que se usasse o fator 1,5. (Amann, 2000).

3.2 – Método Aoki-Velloso (1975)

Aoki e Velloso apresentaram seu método no V Congresso Pan-americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Deve-se ainda citar uma extensão desse método, Velloso (1991). (Décourt, L, 1996).

Os autores consideram o tipo de estaca (Franki, aço, concreto) e baseiam-se em dados obtidos de provas de carga em estacas comprimidas para proporem o método. A carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de carga de ruptura lateral e de ponta. Ressaltando-se ainda que esta fórmula tem sido largamente utilizada em nosso meio técnico. (Albuquerque, P.J.R. et all, 2001).

Aoki e Velloso (1975) basearam seu método nos ensaios de penetração estática de cone (CPT) com luva de Begemann (que mede também o atrito lateral total). Assim, para determinar o atrito lateral esse método utiliza da relação existente entre a resistência por atrito lateral local da luva do cone e a resistência de ponta, relação esta que assume um determinado valor para cada tipo de solo.

Considerando-se que no Brasil os ensaios de CPT são pouco utilizados em comparação ao SPT, estes autores estabeleceram uma correlação linear entre os dois ensaios. Com isso pode-se estimar o valor da resistência de ponta do cone multiplicando os resultados do SPT por um fator de correlação empírico que denominaram “K”, o qual também apresenta diferentes valores para cada tipo de solo.

É importante observar que o método é válido apenas para a previsão de capacidade de carga de estacas isoladas sendo que, eventualmente deverá ser levado em consideração o efeito de grupo. (Laprovitera, 1988).

De acordo com Laprovitera (1988), para um mesmo material sendo cisalhado, a resistência de ponta e a resistência lateral do ensaio CPT e na prova de carga de uma estaca

diferem por efeito de escala, velocidade de carregamento e tipo de execução da estaca. Esses efeitos podem ser agrupados em um único fator e a relação entre as resistências no ensaio de penetração e na prova de carga pode ser expressa como:

$$q_{p,est} = \frac{q_{cone}}{F_1} \quad (8)$$

$$s_{,est} = \frac{s_{cone}}{F_2} \quad (9)$$

Os parâmetros F_1 e F_2 (ver tabela de Alonso, 1983) são fatores de escala e execução das resistências de ponta e lateral, respectivamente. Corrêa (1988) utilizou inicialmente em seus estudos com estacas raiz os fatores relativos a estacas escavadas dados na tabela 6, não conseguindo boa relação. Por fim chegou aos valores $F_1=3,0$ e $F_2=2,0$ como aqueles que melhor se ajustaram as cargas de ruptura por Van Der Veen (1953). O fato de F_2 resultar menor que F_1 se explica pela estaca raiz desenvolver maior atrito lateral enquanto a ponta se comporta como a de uma estaca escavada. (Alman, 2000).

As equações para determinação da parcela de atrito lateral e ponta são apresentadas abaixo:

$$Q_u = A_{lr} + Q_{pr} \quad (10)$$

$$A_{lr} = p \cdot \sum (\Delta r_l) \quad (11)$$

$$Q_{pr} = A_p \cdot r_p \quad (12)$$

onde:

p = perímetro da seção transversal do fuste;

A_p = área de projeção da ponta da estaca;

Q_u = carga de ruptura;

A_{lr} = parcela de atrito lateral na ruptura;

Q_{pr} = parcela de ponta;

r_l = parcela de atrito lateral ao longo do fuste.

Os valores de r_l e r_p são obtidos através das resistências lateral e de ponta, respectivamente, do ensaio de penetração estática, pelas seguintes equações:

$$r_l = \frac{R_l}{F_2} \quad (13)$$

$$r_p = \frac{R_p}{F_1} \quad (14)$$

Na falta dos ensaios de penetração estática, os valores de R_l e R_p podem ser estimados a partir dos ensaios SPT, por:

$$R_l = \alpha \cdot k \cdot N \quad (15)$$

$$R_p = k \cdot N_p \quad (16)$$

$$\alpha = \frac{s_{cone}}{q_{cone}} \text{ (atrito lateral)} \quad (17)$$

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

$$k = \frac{q_{cone}}{N} \text{ (resistência de ponta do cone)} \quad (18)$$

onde:

k = é o fator empírico de correção entre SPT e CPT para cada trecho do fuste, dado em função do solo (tabela 5);

N = é o número de golpes do SPT para o trecho do fuste em questão; neste trabalho adotou-se:

se $N < 3$, adotar 3; se $N > 40$, adotar 40;

N_p = é o número de golpes do SPT ao nível da ponta;

α = é o fator empírico de correlação entre a resistência por atrito lateral local da luva e a resistência de ponta do cone de penetração do ensaio CPT, dado em porcentagem (%).

De acordo com Aoki e Velloso (1975), o atrito lateral na ruptura não é a média dos valores do SPT ao longo do fuste, mas sim a somatória do atrito lateral em diversos trechos (i) do seu comprimento.

Assim, ter-se-á:

$$Q_u = \sum A_l \left(\frac{\alpha \cdot k \cdot N}{F_2} \right) + A_p \cdot \left(\frac{k \cdot N_p}{F_1} \right) \quad (19)$$

Tabela 5 – Valores de k e a por Aoki-Velloso (1975).

Solos	k (KN/m ²)	a (%)
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	2,2
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
Argilo siltosa	220	4,0
Argilo silto arenosa	330	3,0

Tabela 6 – Fatores F_1 e F_2 em função do tipo de estaca (ALONSO, 1983).

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Pré-moldada	1,75	3,50
Escavadas	3,00	6,00
Escavada de grande diâmetro	3,50	7,00

É importante salientar, como comentou Laprovitera (1988) que ao observarmos os trabalhos realizados para obtenção de correlações tanto na bibliografia nacional como na internacional, pode-se constatar uma grande dispersão nos resultados obtidos.

Segundo Laprovitera (1988), Begemann em 1965 e Danziger em 1982 comentam que os valores das correlações variam com o tipo de formação geológica, mas que seria difícil fazer este tipo de distinção a partir de sondagens a percussão.

Além disso, a granulometria e a porcentagem de cada material contido em um mesmo tipo de descrição de solo também são fatores que influenciam, mas que não foram levados em consideração nos estudos para obtenção dos valores das correlações. Isso pode ser confirmado observando-se a Tabela 5 onde constata-se que quanto mais grosso for o solo, maior o valor de k e quanto mais fino, maior o valor de a . Tomando-se como exemplo uma argila-areno-siltosa: este solo pode conter teores de argila variando de 34% a 99% e de areia e silte variando de 1% a 66% acarretando grandes variações no valor real das correlações.

Assim, esses fatores geram dois tipos de incertezas: incertezas quanto ao valor das correlações propostas pela bibliografia nacional e incertezas quanto à classificação do solo quando da realização de sondagens para projetos. (Laprovitera, 1988).

Berberian (2001) faz algumas recomendações importantes: para o cálculo da resistência de ponta deverão ser considerados valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente, conforme figura abaixo:

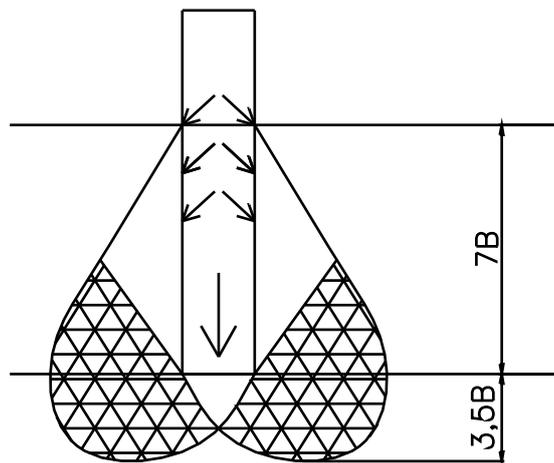


Fig. 9 – Adoção do SPT médio para cálculo da capacidade de ponta.

3.3 – Método de Lizzi (1982)

Com exceção de solos particularmente moles, a estaca raiz pode desenvolver a sua capacidade de carga máxima no limite da resistência estrutural com comprimentos inferiores a 30m. (Sodré, 1994).

O método baseia-se principalmente na consistência e compacidade do solo e não propriamente nos dados de sondagem.

$$P_{lim} = \pi \cdot D \cdot L \cdot K \cdot I \quad (\text{kN}) \quad (20)$$

onde:

D = diâmetro nominal da estaca, ou seja, o diâmetro de perfuração (m);

L = comprimento da estaca (m);

I = coeficiente adimensional depende do diâmetro nominal da estaca; Tabela 8.

K = fator empírico que depende da consistência (argilas) ou compacidade (areias) do solo;

Tabela 7.

Sodré (1994) utilizou quatro critérios para determinar do parâmetro K em função do SPT: Carvalho & Cintra (1993), Terzaghi & Peck (1948), Bowles (1988) e NBR7250/82, os quais não apresentaram diferenças significativas entre si.

Aqui adotou-se o critério de Bowles (1988) por ser o mais conhecido e utilizado na prática. Tabela 9.

Tabela 7 – Valores de K (LIZZI, 1982).

Solo	K (kN/m ²)
Mole	50
Solto	100
Medianamente compacto	150
Muito compacto	200

Tabela 8 – Valores de I (LIZZI, 1982).

Diâmetro da estaca (m)	I
0,10	1,00
0,15	0,90
0,20	0,85
0,25	0,80

O coeficiente I não apresenta uma equação geral para a obtenção de seu valor em função do diâmetro D. Realizando-se uma série de regressões assumindo-se diferentes funções, chegou-se a equação abaixo, que pode ser utilizada para obtenção de valores de I fora da tabela. (Amann, 2000).

$$I = 0,5748 \cdot D^{-0,2396}, \text{ com D (m)} \quad (21)$$

Tabela 9 – Critérios para valores de K em função do SPT (Bowles, 1988).

Tipo de Solo	N (SPT)	K (KN/m ²)
Areia fofa	< 4	50
Argila mole	< 10	
Areia pouco compacta	4 – 7	100
Argila rija	10 – 16	
Areia medianamente compacta	8 – 20	150
Argila muito rija	17 – 30	
Areia compacta a muito compacta	> 20	200
Argila dura	> 30	

O Método de Lizzi considera a estaca como totalmente embutida num solo de mesma compactidade, ou consistência, não fazendo menção à somatória das camadas ou a um valor médio ao longo do comprimento da estaca. No cálculo, porém, convém considerar-se as camadas de solo da mesma forma que o Método de Aoki-Velloso, para permitir comparações. Além disso, a variação de K com o tipo de solo só pode ser devidamente considerada desta forma. (Amann, 2000).

Embora não haja recomendações no método, adotaremos aqui $3 \leq N \leq 50$.

3.4 – Método de David Cabral (1996)

A capacidade de carga a compressão de uma estaca raiz, com um diâmetro final $D = 45$ cm e injetada com uma pressão $s = 0,4$ MPa, pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$P_r = P_l + P_p$$

(22)

onde:

P_r = carga de ruptura;

P_l = carga resistida pelo atrito lateral;

P_p = carga resistida pela ponta.

$$P_l = \alpha_0 \cdot \alpha_1 \cdot N_{SPT} \cdot A_l = a \cdot A_l \quad (23)$$

$$P_p = \alpha_0 \cdot \alpha_2 \cdot N_{SPT} \cdot A_p = b \cdot A_p \quad (24)$$

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

onde:

α_1 e α_2 = função do solo. Tabela 11.

$U = \pi B$ = perímetro da estaca (cm);

$A_l = U \cdot L_i$ = área lateral (cm²);

A_p = área da ponta da estaca (cm²);

B = diâmetro final da estaca (cm); considerar um super alargamento de 3 a 6 cm gerado pelo processo executivo.

p_i = pressão de injeção, normalmente varia de 1 a 4 Kgf/cm²;

N_{SPT} = é o número de golpes do SPT para o trecho do fuste em questão; se $N < 3$, adotar 3; se $N > 50$, adotar 50;

Limites a serem respeitados para que o método seja aplicável:

$$a = \alpha_0 \cdot \alpha_1 \cdot N_{SPT} = 0,2 \text{ MPa ou } 2,0 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$b = \alpha_0 \cdot \alpha_2 \cdot N_{SPT} = 5 \text{ MPa ou } 50 \text{ Kgf/cm}^2$$

Coefficiente de segurança segundo a NBR 6122:

$$P_a = \frac{P_R^T}{2} \quad (26)$$

$$P_a \leq \frac{P_L^R}{0,8} \quad (27)$$

onde:

P_a = carga admissível de projeto; deve ser o menor dos dois valores.

Tabela 10 – Valores de ϕ_0 (FUNDESP, 1990).

D \ Pi	0	1	2	3	4
10	0,90	1,01	1,12	1,23	1,34
12	0,88	0,99	1,10	1,21	1,32
15	0,85	0,96	1,07	1,18	1,29
16	0,84	0,95	1,06	1,17	1,28
20	0,80	0,91	1,02	1,13	1,24
25	0,75	0,86	0,97	1,08	1,19
31	0,69	0,80	0,91	1,02	1,13
41	0,59	0,70	0,81	0,92	1,02

Tabela 11– Valores de ϕ_1 e ϕ_2 (FUNDESP, 1990).

Solo	ϕ_1	ϕ_2 (kgf/cm²)
AREIA	0,07	3
Areia muito pouco Siltosa	0,07	2,9
Areia pouco Siltosa	0,075	2,8
Areia siltosa	0,08	2,7
Areia muito siltosa	0,08	2,7
Areia muito pouco Argilosa	0,07	2,5
Areia pouco Argilosa	0,075	2,4

Areia Argilosa	0,08	2,3
Areia muito Argilosa	0,08	2,2
SILTE		
<i>SILTE</i>	0,05	1,8
Silte muito pouco Arenoso	0,05	1,8
Silte pouco Arenoso	0,055	1,9
Silte Arenoso	0,06	2,0
Silte muito Arenoso	0,06	2,2
Silte muito pouco Argiloso	0,04	1,6
Silte pouco Argiloso	0,04	1,4
Silte Argiloso	0,035	1,2
Silte muito Argiloso	0,035	1,1
ARGILA		
<i>ARGILA</i>	0,05	1,0
Argila muito pouco Arenosa	0,05	1,3
Argila pouco Arenosa	0,05	1,6
Argila Arenosa	0,05	1,7
Argila muito Arenosa	0,06	2,0
Argila muito pouco Siltosa	0,04	1,3
Argila pouco Siltosa	0,04	1,4
Argila siltosa	0,04	1,5
Argila muito siltosa	0,04	1,6

Importante:

1 – o valor a ser adotado para p_i , deve ser analisado com a empresa executora das estacas.

2 – face a facilidade de executar provas de carga a compressão em estacas raiz, recomenda-se à realização de prova de carga de preferência logo no início da obra, em uma estaca de testes para comprovação dos valores de σ_0 , σ_1 e σ_2 .

3.5 – Método das Brasfond

A ordem de grandeza da capacidade de carga P_r (carga de ruptura) à compressão de uma estaca raiz pode ser estimada em função dos resultados das sondagens de reconhecimento à percussão, executadas de acordo com a norma NBR 6484 da ABNT, pela fórmula seguinte:

$$P_r = \alpha N_p A_p + NPL \quad (28)$$

onde:

α = coeficiente que depende do tipo de solo onde se situa a ponta da estaca; (Tabela 12)

N_p = média dos valores dos índices de resistência à penetração (SPT) determinados a um metro acima e a um metro abaixo da ponta da estaca. Os valores de SPT superiores a 40 devem ser tomados iguais a 40.

A_p = área da ponta da estaca;

= índice de atrito lateral; (Tabela 12)

N = média dos valores dos índices de resistência à penetração (SPT) medidos ao longo do fuste da estaca. Os valores de SPT superiores a 40 devem ser tomados iguais a 40;

P = perímetro do fuste da estaca;

L = comprimento útil da estaca;

A carga admissível P_{adm} da estaca raiz será estimada por:

$$P_{adm} = \frac{P_r}{2} \quad (29)$$

Importante: é necessária a realização de provas de carga à tração ou compressão para comprovação dos comprimentos sugeridos pela equação acima.

Tabela 12 – Valores de α (BRASFOND, 2001).

Solo	α (tf/m²)	(tf/m²)
Argila Siltosa	9	0,6
Silte argiloso	10	
Argila arenosa	11	
Silte arenosa	12	
Areia argilosa	13	
Areia siltosa	16	
Areia	20	
Areia com pedregulhos	26	

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

CAPÍTULO 4

CRITÉRIOS DE RUPTURA E MOBILIZAÇÃO DE RESISTÊNCIA

O comportamento real das fundações profundas é mais complexo do que o suposto em qualquer teoria; no entanto, previsões deste comportamento podem ser feitas baseadas em formulações empíricas ou modelos teóricos.

A carga de ruptura de uma estaca é formalmente estabelecida pelo desenvolvimento de recalques contínuos da estaca. Porém, segundo Laprovitera (1988), Fellenius (1980) apresenta este critério como inadequado em muitos casos da prática, pois o desenvolvimento de deformações elevadas no solo depende em maior escala do modo de aplicação da carga do que da interação solo-estaca. Isso se confirma por Van Der Veen (1953) que propõe modelos matemáticos para a consideração do tempo de aplicação do carregamento e influência do número de repetições de carregamento/descarregamento.

De Bee (1988) apresenta os conceitos de ruptura física e ruptura convencional.

Ruptura física – Q_{uu} – é definida como o limite da relação do acréscimo do recalque da ponta da estaca ΔS_B pelo acréscimo de carga ΔQ , tendendo ao infinito.

Décourt (1996a) propôs definir a ruptura física de fundações em geral com base no conceito de rigidez. Define-se rigidez de uma fundação (R) a relação entre a carga a ela aplicada e o recalque produzido pela aplicação dessa carga. Define-se ruptura física como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nulo.

A ruptura convencional Q_{uc} é definida como sendo a carga correspondente a uma deformação da ponta (ou do topo) da estaca de 10% de seu diâmetro no caso de estacas de deslocamento e de estacas escavadas em argila e de 30% de seu diâmetro no caso de estacas escavadas em solos granulares.

Ainda segundo Laprovitera (1988), Simons e Menzies (1981) citam os seguintes critérios para determinação da carga de ruptura:

a) a carga de ruptura é aquela que causa um recalque de ponta igual a 10% do diâmetro da estaca, levando-se em conta o encurtamento elástico da estaca, o qual pode ser significativo em estacas longas;

b) a carga de ruptura é aquela para a qual a velocidade do recalque continua sem diminuição, sem aumento posterior da carga, a menos que, naturalmente, as velocidades sejam tão lentas que indiquem ser os recalques devidos ao adensamento do solo;

4.1 – Provas de carga

Provas de carga são ensaios realizados em alguns elementos de fundação da própria obra, onde se aplicam incrementos, com a finalidade de testar a capacidade de carga da fundação e verificar se os recalques estão de acordo com os estimados em projeto.

As provas de carga podem ser realizadas através de métodos de provas de carga estática e dinâmica que são prescritos, respectivamente, pelas normas técnicas MB-3472/91 (Estacas – Prova de carga estática) e pela NBR 13208/94 (Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico).

Os valores de recalque obtidos dependem da carga aplicada, bem como da velocidade de carregamento, ou seja, do tempo que um determinado estágio de carregamento é mantido atuando sobre a fundação. O número de estágios que se aplica durante o ensaio é outro fator que pode influenciar os recalques resultantes. (Amann,2000).

4.2 – Métodos de extrapolação da curva carga x recalque

A curva “carga x recalque” (Vargas, 1977) resultante de prova de carga convencional sobre estaca individual, pode ser dividida em três trechos (figura 10):

- O primeiro (I) => de quase proporcionalidade entre carga e recalque, utilizado para determinação do coeficiente de recalque;
- O segundo (II) => de deformação visco-plástica, onde não há possibilidade de relacionamento teórico carga–recalque, pois a velocidade de carregamento influi muito sobre os recalques;
- O terceiro (III) => de ruptura, no qual se define a capacidade de carga ou carga de ruptura da estaca, quando o recalque aumenta indefinidamente com pequenos, ou nenhum, acréscimo de carga.

Para avaliação da carga admissível de fundações profundas, através de provas de carga, a NBR6122 estabelece que o fator de segurança contra ruptura deve ser igual a dois (2);

que a natureza do terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos recalques devem ser consideradas na interpretação da prova de carga; que a capacidade de carga fica definida quando ocorre ruptura nítida, que é a ruptura geral.

Porém, na maioria dos casos isto não acontece. Frequentemente o ensaio é interrompido prematuramente e a ruptura não é atingida, por motivos de custos e de prazos, porque a reação é insuficiente, ou ainda porque não se pretende danificar o elemento ensaiado, por se tratar de parte definitiva da fundação da obra. A identificação da ruptura pode também estar associada à ocorrência de ruptura local ou ao crescimento contínuo do recalque com a carga.

Em todos esses casos, recomenda a Norma, deve-se determinar a carga de ruptura utilizando métodos consagrados da Mecânica dos Solos.

Várias expressões são propostas para a elaboração da curva carga x recalque, mas provavelmente o método mais utilizado no Brasil é o Método de Van Der Veen (1953), o qual será aplicado nas estacas em estudo nesse trabalho.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

4.2.1– Método de extrapolação de Van Der Veen (1953)

Procura-se fazer um ajuste da curva carga x recalque a uma exponencial, por tentativas, o que possibilita a determinação da carga de ruptura.

Van Der Veen propôs a seguinte relação empírica para a curva carga x recalque:

$$P = P_r \cdot (1 - e^{-b}) \quad (30)$$

onde:

P = carga aplicada na estaca;

P_r = carga de ruptura;

b = coeficiente que depende das características da estaca, do solo e que define a forma da curva;

Quando $b \gg 8$, a curva torna-se assintótica tendendo para a carga de ruptura P_r :

$$1 - e^{-b} = \frac{P}{P_r} \quad (31)$$

$$b + \ln\left(1 - \frac{P}{P_r}\right) = 0 \quad (32)$$

Dessa maneira, a equação proposta por Van Der Veen lançada numa escala logarítmica (base neperiana) deveria originar uma reta que passa pela origem.

Uma vez que na maioria das vezes a reta interpolada não passa pela origem, Aoki (1976) generalizou a expressão de Van Der Veen (1953), introduzindo-se o coeficiente a , sendo:

a = intercepto no eixo y.

$$P = P_r \left[1 - e^{-(b + a)} \right] \quad (33)$$

Temos então:

$$a + b = - \ln \left(1 - \frac{P}{P_r} \right) \quad (34)$$

A determinação da carga de ruptura é feita por tentativas:

- 1) Atribui-se diversos valores para P_r ;
- 2) Calcula-se $-\ln \left(1 - \frac{P}{P_r} \right)$;
- 3) Plota-se o valor em função de ? e quando os pontos se alinham à equação é satisfeita e a carga de ruptura provável é obtida.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

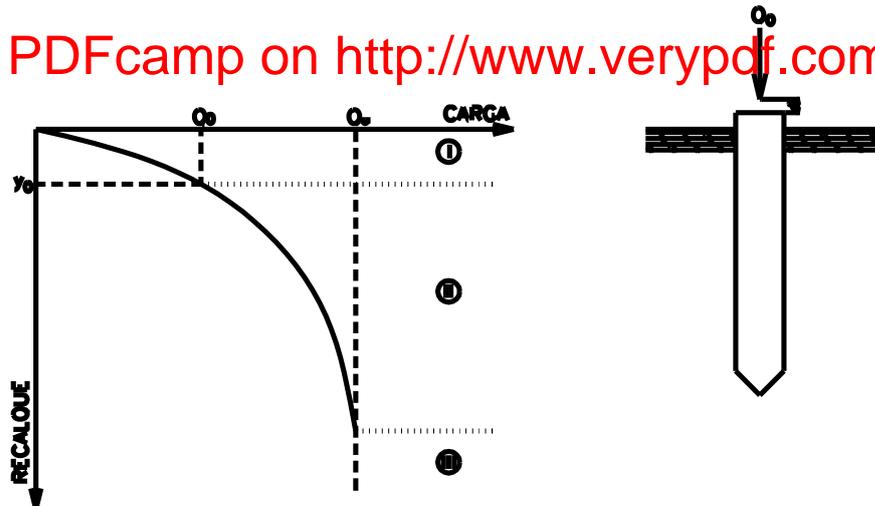


Fig. 10 – Curva carga x recalque.

4.2.2– Método de extrapolação de Chin (1970)

O método de Chin, trata a curva carga-recalque como uma hipérbole do tipo:

$$\frac{\delta}{P} = b'' + a'' \cdot \delta \quad (35)$$

A carga de ruptura é definida pela assíntota da hipérbole, dada por:

$$P_R = \frac{1}{a} \quad (36)$$

Assim, realizando a regressão linear entre os valores de δ e δ/P da prova de carga, acha-se a e portanto P_R .

Como citam NIYAMA et all (1996), este método foi criado para provas de carga com intervalo de tempo constante entre as aplicações dos incrementos de carga. (Amann, 2000).

Assim, não se aplica àqueles ensaios SML cujos recalques estabilizaram em tempos diferentes, como nas provas de carga em estudo.

A experiência tem mostrado que este método resulta em geral cargas de ruptura muito acima dos demais. (Amann, 2000).

Foi incluído neste trabalho para enriquecer as informações aqui expostas.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

4.2.3– Método de extrapolação da NBR 6122

Trata-se de um método onde se aplica o critério de recalque limite, e não o ajuste matemático. Este método foi baseado em Davisson (1972), sendo que aqui a carga de ruptura é definida como aquela que impõe à estaca um recalque de 3.33% do seu diâmetro, descontando-se o seu encurtamento elástico. Matematicamente a expressão do recalque correspondente à ruptura convencional é:

$$\delta_{RC} = P_{RC} \cdot \frac{L}{A_e \cdot E_e} + \frac{D}{30} \quad (37)$$

Assim, quando ocorrer a intersecção desta reta com a curva da prova de carga, a carga corresponderá à de ruptura.

CAPÍTULO 5

MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES

O recalque da ponta da estaca pode ser computado admitindo que a ponta comporta-se como uma placa rígida apoiada a grande profundidade.

Quando a ponta se apóia em solo argiloso saturado, calcula-se o recalque de acordo com a teoria do adensamento de Terzaghi.

Estando a ponta colocada sobre o solo arenoso, o recalque poderá ser calculado a partir da teoria da elasticidade.

A maneira mais adequada de determinação dos recalques de estacas isoladas ainda é a prova de carga, embora tenha havido um substancial esforço no sentido de se definirem, analiticamente, os recalques a partir de dados geotécnicos. (Bueno, B.S. et al, 1995).

Existem muitos métodos de previsão de recalque. Alguns deles consideram as estacas instaladas em um meio elástico, ocupando um espaço semi-infinito; outros admitem um mecanismo simples de transferência de carga, através de funções de transferência, definidas de alguma forma.

O mecanismo de transferência de carga da estaca ao solo é, na realidade, muito complexo, envolvendo diversos fatores, como a rigidez da estaca; a sua deformabilidade e resistência ao cisalhamento do solo, o processo construtivo, entre outros. Portanto, torna-se muito difícil o seu equacionamento.

Apesar da complexidade da formulação, surgiram também alguns métodos mais simples de cálculo, em que alguns dos fatores intervenientes são desprezados. Pode-se separar os métodos de previsão da curva carga-recalque em métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos.

Segundo Velloso (1995) e Poulos (1980), os métodos de previsão de recalque devem ser agrupados em:

- ü Métodos tradicionais
 - Correlações empíricas;
 - Correlações semi-empíricas;
 - Distribuição de tensões.
- ü Métodos teóricos
 - Métodos elásticos;

- Métodos baseados na transferência de cargas;

Os métodos empíricos são baseados puramente em correlações semi-empíricas, a exemplo do que fizeram Meyerhof, Focht, Décourt e outros.

Os métodos semi-empíricos são aqueles advindos de ensaios in situ, tais como SPT, CPT, aferidos através da realização de provas de carga.

Os métodos elásticos, baseados na teoria da elasticidade, utilizam a equação de Mindlin, que permite obter a distribuição das tensões em um maciço considerado elástico, submetido a uma carga aplicada em profundidade.

Vários autores estudaram o tema de forma prática, dos quais pode-se citar em destaque Butterfield e Banerjee (1971), Aoki e Lopes (1975), Poulos e Davis (1968), Randolph (1985), Banerjee e Davies (1978).

Os métodos baseados na transferência de cargas, geralmente tratados numericamente apóiam-se nas relações entre a resistência e o deslocamento em vários pontos ao longo do fuste até a ponta.

Vários autores estudaram este tema de forma prática, dos quais pode-se citar Zeevaert (1972) Apud P.J.R. Velloso (1982), Coyle e Reese (1966), Vesic (1977), Chrioukas (1981), Alonso (1981), Silva et al (1982) e Ferreira (1985).

Os métodos numéricos empregam o já consagrado método dos elementos finitos, F.E.M. que se bem aplicado e abastecido com parâmetros realmente representativos do comportamento do solo, apresentam bons resultados. Poulos (1977) descreve um método prático da aplicação do F.E.M. para o cálculo dos recalques de fundações profundas. (Berberian, D, 2000)

Existem muitos métodos teóricos e semi-empíricos de previsão de recalque. Os métodos apresentados a seguir não são de uso corrente no meio técnico, pois, para utilizá-los, é necessário certo conhecimento das propriedades do solo, cuja determinação requer a execução de ensaios pouco comuns na prática de engenharia de fundações, como, por exemplo, ensaios triaxiais e de cisalhamento direto. Mas alguns deles podem ser empregados retro-analisando resultados de provas de carga, como se verá adiante.

Os métodos teóricos têm suas limitações e não permitem incluir nos cálculos as questões relativas à heterogeneidade e a não linearidade da curva tensão-deformação do solo. (Albuquerque, P.J.R. et al, 2001)

Uma vez que muitos autores consideram desprezível o recalque de estacas, citaremos a seguir, para fins didáticos, alguns métodos de previsão de recalque, mas apenas o método de Poulos e Davis será aplicado nas provas de carga em estudo.

5.1 – Método de Aoki & Lopes (1975)

Os autores propõem um método numérico para estimativa de tensões e recalques em pontos no interior do solo para estacas e tubulões (isolados ou em grupos). É feita uma discretização das cargas transmitidas aos elementos de uma fundação em um sistema de cargas concentradas, estaticamente equivalentes, determinando as tensões e recalques de um dado ponto através da superposição de efeitos.

As cargas transmitidas à fundação são separadas em atrito lateral e carga de ponta. Considere-se a distribuição do atrito ao longo do fuste como linear, sendo f_2 para a profundidade L_2 e $f_1 = \alpha \cdot f_2$ para a profundidade L_1 . A tensão na ponta é considerada como uniformemente distribuída.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

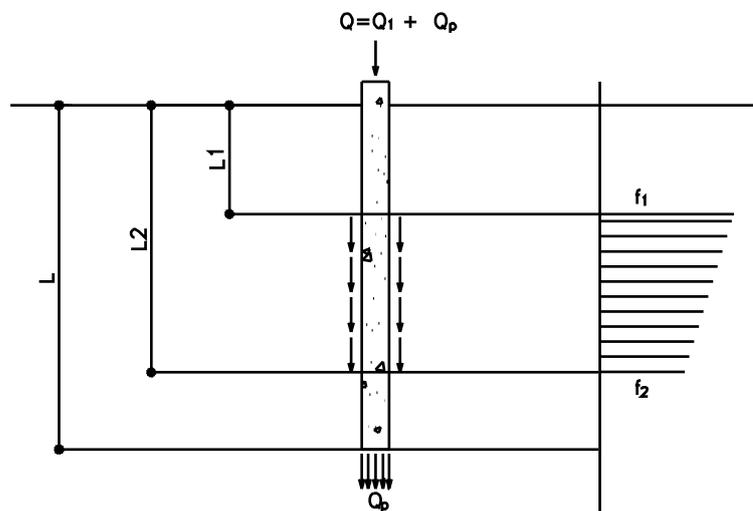


Fig. 11 – Distribuição de cargas de uma fundação.

As tensões e o deslocamento vertical, devido a uma carga pontual no interior de uma massa semi-infinita, homogênea, isotrópica e elástica linear, podem ser obtidos através da Equação de Mindlin. Para o emprego do equacionamento, supõe-se conhecer: força no topo (Q); profundidade (c); coordenadas do ponto de estudo (B) em referência a uma coordenada local

(xyz) com o eixo vertical da força; distância horizontal (r); módulo de elasticidade (E_s) e o coeficiente de Poisson médio do solo (?). (Albuquerque, P. J.R. et al, 2001).

O recalque do solo em um determinado ponto é calculado pela seguinte expressão:

Para fundações cilíndricas:

$$S_{pf} = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} S_{i,j} + \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} S_{i,k} \quad (38)$$

Para fundações prismáticas:

$$S_{pf} = \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} S_{i,j} + \sum_{1}^{4 \text{ faces}} \sum_{i(\text{ou } j)=1}^{n_2} \sum_{k=1}^{n_3} S_{i(\text{ou } j),k} \quad (39)$$

onde:

$S_{i,j}$ = recalque induzido pela carga de ponta $Q_{i,j}$

$S_{i,k}$ = recalque induzido pelas cargas pontuais $Q_{i,k}$, parte lateral

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Para o cálculo do recalque no topo da estaca S, somar ao valor de s_{pf} , relativo ao topo, o valor do recalque elástico s_e :

$$s_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \left[\frac{Q - N_1}{2} \cdot z_1 + \frac{N_1 + Q_p}{2} \cdot z_2 \right] \quad (40)$$

onde:

A = área da estaca (m^2);

E_c = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa);

Q = carga no topo da estaca (kN);

Q_p = carga na ponta da estaca (kN);

Z_i = profundidade da camada (m);

N_z = carga transferida do topo na profundidade z (kN).

5.2 – Método de Banerjee e Davies (1978)

Este método permite calcular o recalque vertical da cabeça de uma estaca executada em um maciço elástico semi-empírico e não homogêneo, com coeficiente de Poisson constante ($\nu = 0,5$) e com módulo de elasticidade E , variando com a profundidade de Z , segundo a expressão:

$$E_z = E_0 + mz \quad (41)$$

onde:

E_0 (kgf/cm²) = módulo de elasticidade na superfície do terreno ($z=0$);

m (adm) = fator de crescimento do módulo de elasticidade com a profundidade.

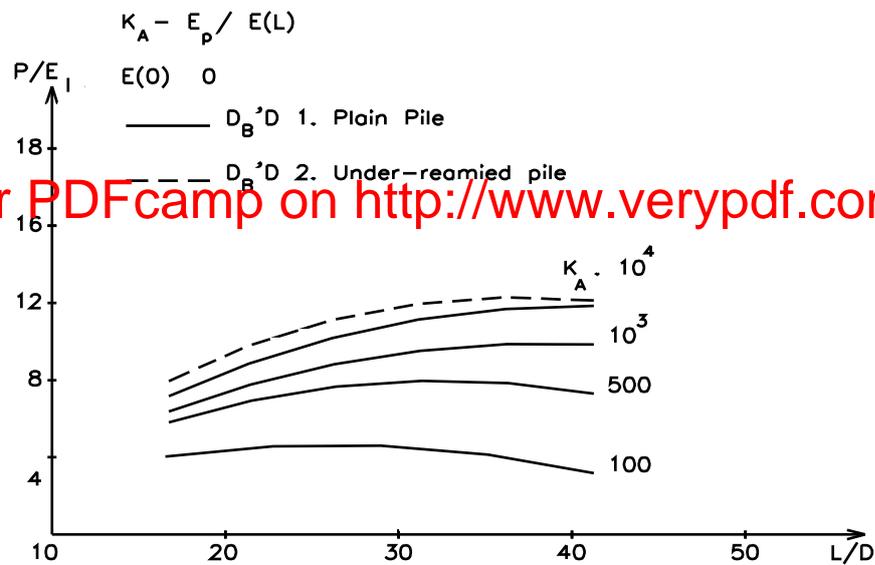


Fig. 12 – Recalque axial de uma estaca isolada com ou sem base alargada executada em um solo não homogêneo.

$$K_A \text{ (adm)} = \frac{E_p}{E_L}, \text{ recalque de compressibilidade da estaca;}$$

E_p (kgf/cm²) = módulo de elasticidade do material da estaca:

$E_p = 180.000 \text{ kgf/cm}^2$ – estacas escavadas

$E_p = 210.000 \text{ kgf/cm}^2$ – estacas pré-moldadas vibradas

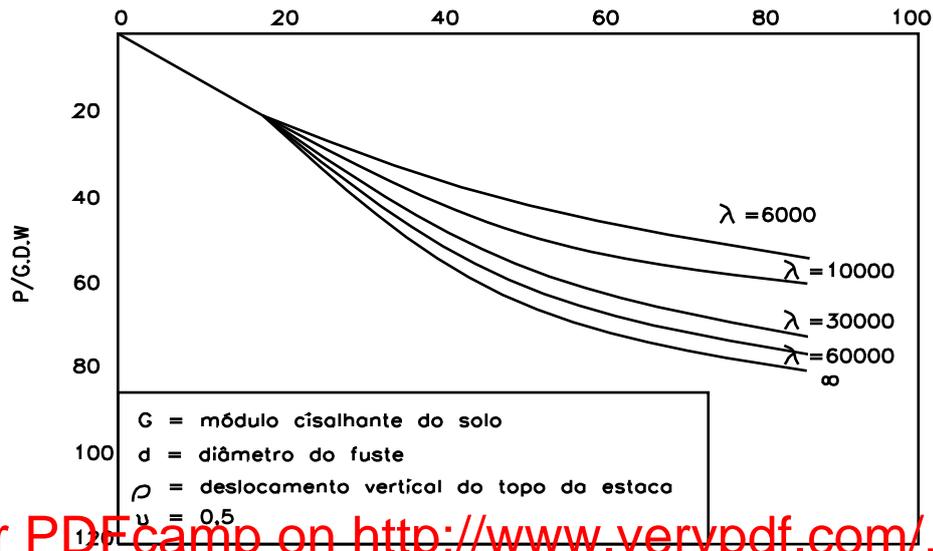
$E_p = 250.000 \text{ kgf/cm}^2$ – estacas pré-moldadas centrifugadas

$E_p = 2.100.000 \text{ kgf/cm}^2$ – estacas de aço

E_L (kgf/cm²) – módulo do solo ao nível da ponta da estaca (profundidade $z=L$);

Este gráfico foi construído para um solo heterogêneo $X=0$ ($X=1$, solos homogêneos) com $X = E_0/E_L = 0$, se bem que a variação de X não afeta de forma significativa os recalques w .

Butterfield e Banerjee (1971) permite também obter o recalque w , no topo de uma estaca através da figura 13, onde $\lambda = E_p/G$.



Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 13 – Recalque do topo de uma estaca.

G (kg/cm^2) – módulo cisalhante do solo

E_p (kg/cm^2) – módulo de elasticidade do material da fundação

5.3 – Método de Poulos e Davis (1968)

Os autores propõem um método de previsão de recalques de uma estaca cilíndrica, carregada axialmente em uma massa de solo, de comportamento elástico linear, baseado na Equação de Mindlin. As hipóteses adotadas são: supõe-se que exista uma linearidade entre as tensões e deformações; solo homogêneo e estaca incompressível.

Com base nas hipóteses acima, pode-se dizer que o recalque de uma estaca isolada pode ser calculado através da expressão abaixo:

$$S = \frac{Q}{L \cdot E_s} I \quad (42)$$

onde:

Q = carga na estaca;

L = comprimento da estaca;

E_s = módulo de elasticidade do solo;

I = fator de influência para deformações.

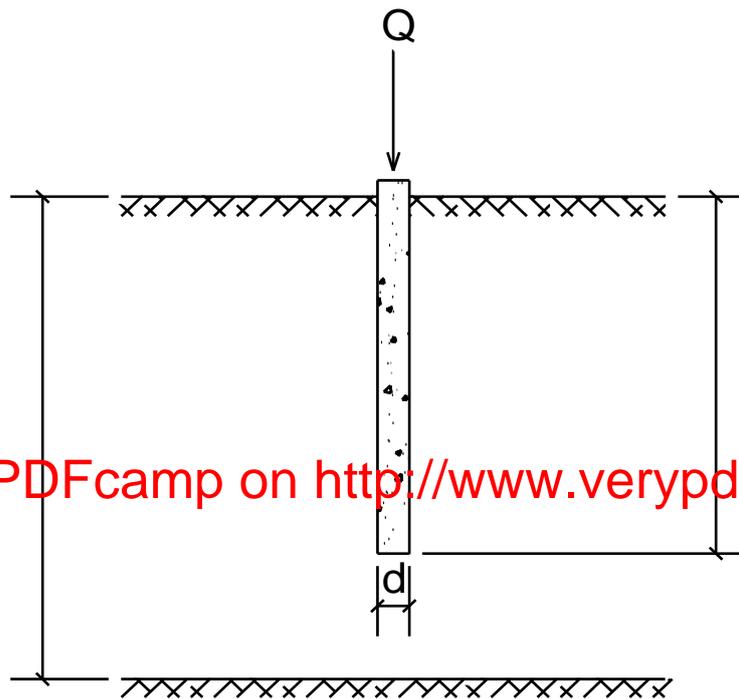


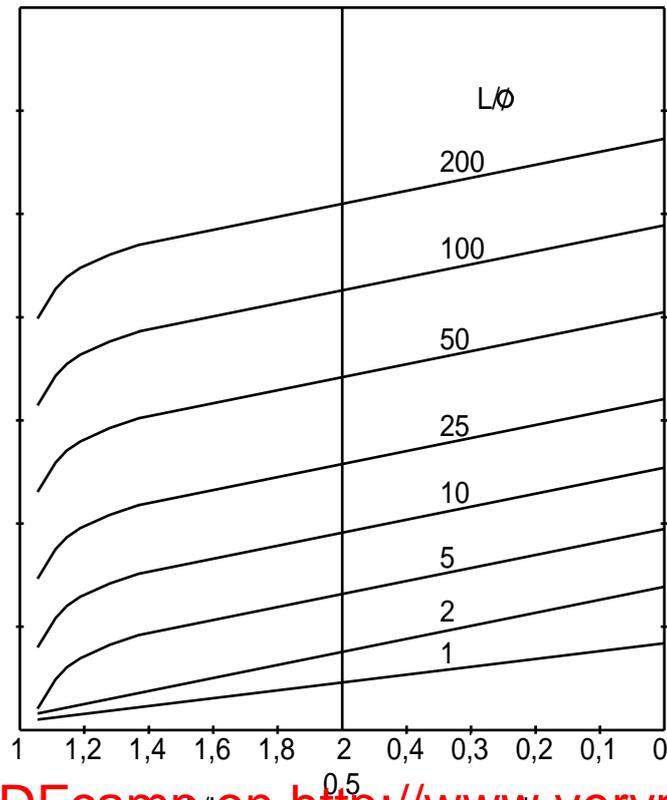
Fig. 14 – Estaca embutida em camada finita.

O fator I é função de L/h e $p/$, onde p é o diâmetro da ponta da estaca.

A este fator são introduzidos fatores de correção para levar em conta os seguintes parâmetros:

- Compressibilidade da estaca;
- Camada resistente na ponta da estaca;
- Camada finita de solo;
- Coeficiente de Poisson.

Para obtenção de I os autores propõem a utilização de ábacos, como por exemplo, o apresentado na figura abaixo.



Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 15 – Fator de deslocamento I – camada finita.

CAPÍTULO 6

MÉTODOS PARA SEPARAR AS CARGAS DE ATRITO LATERAL E PONTA EM PROVAS DE CARGA

Os métodos teóricos para separar as cargas de atrito lateral e ponta não fornecem resultados confiáveis. A melhor forma de obter-se as parcelas de carga de ponta e atrito lateral seria a realização de provas de carga a tração. Ter-se-ia então o valor da carga de atrito lateral com a tentativa de “arrancamento” da estaca. Com o valor total da carga de ruptura, por subtração, tem-se o valor de carga de ponta.

Com objetivos meramente didáticos, apresentaremos a seguir um dos métodos para promover a separação das cargas de ponta e de atrito lateral: Método das Duas Retas.

6.1 – Método baseado nas relações de Cambefort – Método das Duas Retas

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Neste método, desenvolvido por Massad (1992, 1993, e 1995), adota-se como funções de transferência de carga as Leis ou Relações de Cambefort (1964) e consideram-se as estacas como compressíveis e incorporam-se as cargas residuais na ponta.

A carga residual (P_h) surge na ponta da estaca após a sua cravação ou ao final do primeiro carregamento de estacas escavadas (Décourt, 1989 e Massad, 1992). A estaca fica como que aprisionada pelo terreno, donde a existência de um atrito de cima para baixo (negativo) ao longo do fuste, que equilibra a carga residual. Ao se aplicar uma carga no topo, a ponta reage concomitantemente ao atrito lateral, tornando-o aos poucos positivo, isto é, revertendo-o. A carga residual acaba influenciando o formato da curva carga-recalque no topo.

Denotando por A_{lr} a força de atrito lateral na ruptura, a inclusão da carga residual (P_h) é feita através do fator μ , definido por Massad (1992) pela primeira das seguintes equações:

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{A_{lr}} = 1 - \frac{f_{res}}{f_{m\acute{a}x}} \quad (43)$$

Como $\mu \cdot A_{lr} = A_{lr} + P_h$, tudo se passa como se a carga residual fizesse parte do atrito lateral, por conta da reversão do atrito negativo no fuste. Assim, μ é um fator majorador do atrito lateral na ruptura (A_{lr}) e deve satisfazer à condição:

$$1 \leq \mu \leq \min \left[2; \left(\frac{1 + R_p \cdot A}{A_{lr}} \right) \right] \quad (44)$$

As Leis de Cambefort foram modificadas por Massad (1992) para incorporar a carga residual na ponta. (figura 16)

Note-se que o ponto de partida é um atrito lateral unitário (f_{res}) e uma carga residual na ponta (P_h), que se equilibram.

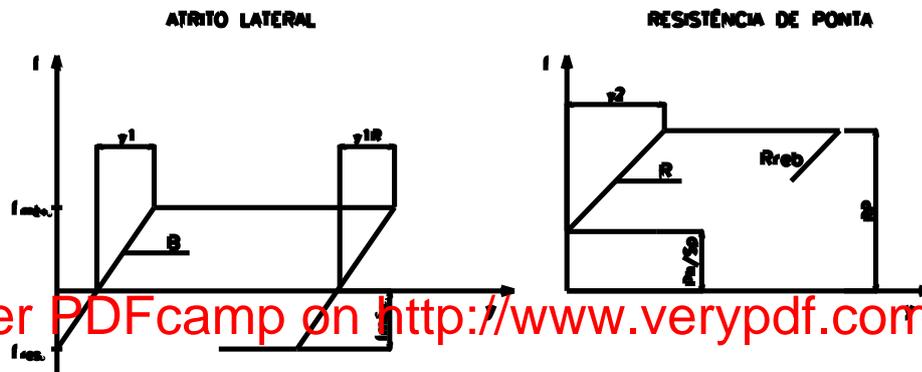


Fig. 16 – Leis ou Relações de Cambefort modificadas por Massad (1992).

Antes de apresentar as equações que descrevem a curva carga-recalque, convém introduzir o coeficiente de rigidez relativa solo-estaca (k), definido por Massad (1992) pela equação:

$$k = \frac{A_{lr}}{K_r \cdot y_1} = \frac{L}{D^2} \cdot \frac{B \cdot D}{E} \quad (45)$$

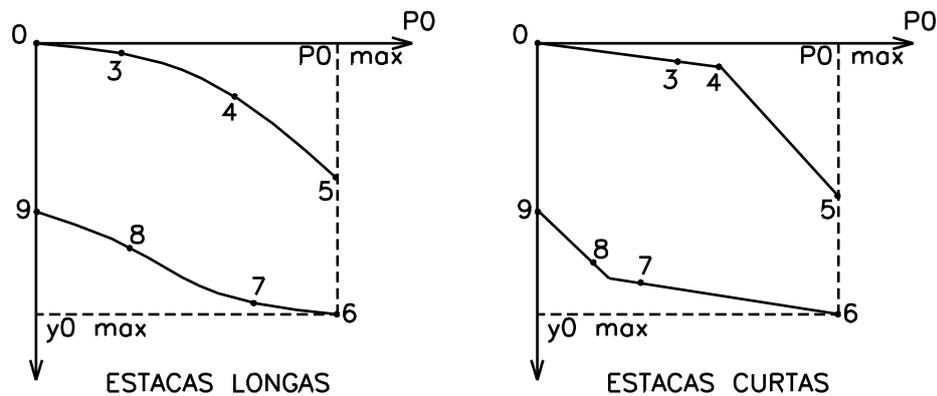
onde y_1 é o deslocamento necessário para esgotar o atrito lateral unitário; e K_r é a rigidez da estaca como peça estrutural, dada por:

$$K_r = \frac{E \cdot A}{L} \quad (46)$$

sendo E , A e L , respectivamente, o módulo de elasticidade, a área da seção transversal e a altura da estaca.

Para $k = 8$ a estaca precisa se deformar muito até que o atrito lateral se esgote em toda a sua profundidade, isto é, a estaca é longa ou compressível.

Contrariamente, quando $k = 2$, o atrito lateral quase que instantaneamente se esgota, do topo à base da estaca, isto é, a estaca é curta ou rígida.



Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 17 a e b – Curvas teóricas de carga-recalque no topo.

O método das duas retas (Massad et al, 1998) ocupa-se em analisar estacas longas ou curtas. Faz-se um ajuste da curva carga-recalque no topo (p_0 , Y_0) a duas retas, correspondentes aos trechos (0-3) e trecho (4-5). (Figura 17 b).

A interseção da reta dada por $P_0 = 2 \cdot K_r \cdot Y_0$ com aquela associada ao trecho (4-5), ponto M, fornece o valor de $\mu \cdot A_{lr}$.

Para estacas escavadas, primeiro carregamento, $P_h = 0$, donde $\mu = 1$ e o A_{lr} é obtido só com o carregamento.

Um método simples de estimativa da curva carga-recalque de estacas escavadas, baseado em resultados de ensaios SPT e que leva em conta a interação estaca-solo e a compressibilidade da estaca é mostrado a seguir. Adota, como funções de transferência de carga, as Relações de Cambefort (1964) simplificadas por Cassan (1978), do tipo elastoplástico.

As Relações de Cambefort Simplificadas podem ser expressas da seguinte forma:

$$f = B \cdot y \quad (47)$$

quando $y < y_1$

$$f = f_{\text{máx}} = f_u = B \cdot y_1 \quad (48)$$

quando $y = y_1$

$$q = R \cdot y \quad (49)$$

quando $y < y_2$

$$q = q_{\text{máx}} = R_p = R \cdot y_2 \quad (50)$$

quando $y = y_2$

sendo:

f = atrito lateral unitário (mobilizado);

f_u = atrito lateral unitário máximo;

q = reação de ponta unitária (mobilizada);

R_p = resistência de ponta;

B = coeficiente angular da reta que corresponde à mobilização pseudo-elástica do atrito lateral unitário.

$$y_1 = \frac{f_u}{B} \quad (51)$$

y_1 = deslocamento necessário para esgotar a resistência por atrito lateral;

y_2 = deslocamento necessário para esgotar a resistência de ponta.

$$y_2 = \frac{R_p}{R} \quad (52)$$

Para a estimativa dos Parâmetros de Cambefort, Massad (1991) recomendou o seguinte procedimento:

a) para f_u e q_u , usar o Método de Aoki-Velloso ou o de Décourt-Quaresma apresentados acima; e

b) para os parâmetros B e R , empregar as seguintes expressões, em kN/m^3 :

$$B = 2 \cdot E_f \quad (53)$$

$$R = 4 \cdot E_p \quad (54)$$

onde:

E_f = módulo de deformabilidade do solo ao longo do fuste da estaca.

E_p = módulo de deformabilidade do solo sob a ponta da estaca.

A estimativa dos módulos de deformabilidade do solo, em kN/m^2 , pode ser feita através de correlação com o índice N (SPT), proposto por Teixeira, citado por Foti (2001):

$$E_f = b \cdot K \cdot N \quad (55)$$

com b e K dados pela Tabela 13; N_f e N_p são os valores de SPT ao longo do fuste e na ponta (médios).

$$E_p = b \cdot K \cdot N_p \quad (56)$$

Tabela 13 – Valores de b e K para estimativa de E_f e E_p .

Solo	b	K
Argila siltosa	7,0	2,0
Argila arenosa	7,0	3,5
Silte argiloso	5,0	2,5
Silte arenoso	5,0	4,5
Areia argilosa	3,0	5,5
Areia siltosa	3,0	7,0

A carga de trabalho pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$Q_{ad} = \frac{Q_u}{2} = \frac{A_{lr} + R \cdot A \cdot (0,1 \cdot D)}{2} \quad (57)$$

onde A é a área da secção transversal da estaca e D, o seu diâmetro. Esta expressão fixa a carga de ruptura (Q_u) impondo um limite para o deslocamento da ponta da estaca, de 10% do diâmetro, o que é satisfatório para estacas curtas.

A estimativa do recalque do topo (y_0) de uma estaca individual, e para $Q_{\text{trab}} > A_{lr}$, pode ser feita através da seguinte expressão:

$$y_0 = y_1 + \frac{A_{lr}}{2 \cdot K_r} + (Q_{adm} - A_{lr}) \cdot \left(\frac{1}{R \cdot A} + \frac{1}{K_r} \right) \quad (58)$$

onde K_r é a rigidez da estaca como peça estrutural, dada por $\frac{E \cdot A}{L}$; e E é o módulo de elasticidade da estaca. O valor de y_1 pode ser estimado pelas expressões descritas anteriormente.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

CAPÍTULO 7

EXECUÇÃO DE ESTACAS RAIZ – UM CASO DE OBRA

Apresenta-se a seguir um caso de obra em que foram executadas estacas raiz com sucesso.

7.1 – Condições especiais do subsolo

A camada de solo no terreno é pequena, tendo-se em alguns pontos rocha aflorando. A utilização de fundações superficiais tornou-se inviável, pois a camada de solo não apresenta resistência suficiente para a carga aplicada. Escavar o solo e apoiar as fundações superficiais sobre a rocha tornaria o custo da obra muito elevado.

A utilização de estacas pré-moldadas tornou-se igualmente inviável em função da rocha existente e da pequena camada de solo que não forneceria confinamento lateral suficiente.

A solução mais viável apresentada foi a utilização de estacas raiz, ancorando-as cerca de 2 a 3m na rocha, num total de aproximadamente 6m de estaca.

Um fator importante constatado durante a execução das estacas foi o fato de a rocha (granito) encontrar-se muito fraturada, o que gerou um aumento no consumo de argamassa e conseqüente aumento do fuste das estacas.

7.2 – Características da obra

Trata-se das fundações de um edifício residencial com 7 pavimentos localizado no bairro Córrego Grande em Florianópolis.

A construtora responsável pela obra é a Carlessi Engenharia Comércio e Construtora Ltda., empresa localizada em Turvo/SC, cujo engenheiro responsável é Carlos Carlessi. A empresa responsável pelo estaqueamento é a Brasecol Engenharia e Fundações Ltda.

Serão utilizadas em média 3 estacas por bloco.

7.3 – Execução das estacas

Acompanhou-se a execução de diversas estacas durante vários dias de visita a obra no mês de Fevereiro/2003.

Assim, pode-se observar todas as etapas de execução das estacas. Por recomendação de projeto, todas as estacas deverão ser ancoradas, no mínimo, 2,0m em rocha.

Na obra em estudo teve-se uma produtividade de cinco a seis estacas executadas por dia. Os valores estimados para a execução das estacas raiz pela Brasecol são de R\$120,00/m (R\$80,00/m de mão de obra e R\$40,00/m de material) para fustes preenchidos com argamassa e de R\$130,00/m (R\$80,00/m de mão de obra e R\$50,00/m de material) para fustes preenchidos com nata de cimento.



Foto 1 – Perfuração em rocha.

Ao atingir-se a rocha, tem-se uma grande emissão de poeira no ar e o lançamento de detritos da perfuração.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.



Foto 2 – Colocação do tubo de revestimento.

A empresa Brasecol possui tubos de revestimento com diâmetro igual a 20mm (para 40tf) e 25mm (para 50tf). Eles fazem a perfuração em solo graças à ferramenta cortante de sua base.



Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Foto 3 – Colocação do martelo de fundo

Ao se atingir a rocha a perfuração passa a ser feita com o martelo de fundo, cujas hastes possuem 3,0m de comprimento e são emendadas à medida que a profundidade vai aumentando.



Foto 4 – Perfuração em solo

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Na perfuração do solo tem-se uma grande expulsão de lama de dentro do tubo.



Foto 5 – Compressor.



Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Foto 6 – Retirada das hastes de perfuração.



Foto 7 – Retirada do martelo de fundo.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.



Foto 8 – Produção da argamassa.

Para a produção de 1m^3 de argamassa utiliza-se 09 sacos de cimento ARI (50kg), 727 litros de areia e 227 litros de água. (Anexo C).



Foto 9 – Colocação da armadura.

A armadura das estacas é constituída de 5 barras de 16mm com estribos circulares de 6,3mm.



Foto 10 – Tubo tremonha.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.



Foto 11 – Concretagem da estaca e saída da lama do furo.



Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Foto 12 – Retirada do revestimento à medida que o furo vai sendo preenchido com argamassa.

CAPÍTULO 8

ANÁLISE DOS RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS TIPO RAIZ

8.1 – Apresentação das provas de carga

Para avaliar os métodos de previsão de capacidade de carga em estacas raiz, com base no SPT, e analisar seu desempenho, foram pesquisadas as estacas indicadas na Tabela 14, as quais fazem parte do banco de dados da COPPE/UFRJ.

Tabela 14 – Características gerais das estacas submetidas a provas de carga à compressão axial.

Local	Estaca	D (cm)	L (m)
São Paulo	0001-riz-bsp	26,00	20,23
São Paulo	0002-riz-bsp	25,00	16,00
São Paulo	0003-riz-bsp	25,00	22,00
São Paulo	0004-riz-bsp	25,00	22,80
São Paulo	0005-riz-bsp	24,00	9,92
São Paulo	0012-riz-bsp	20,00	21,00
São Paulo	0013-riz-bsp	20,00	20,00
São Paulo	0014-riz-bsp	25,00	21,00
São Paulo	0015-riz-bsp	25,00	23,00
São Paulo	0016-riz-bsp	25,00	15,00
São Paulo	0017-riz-bsp	25,00	20,50
São Paulo	1001-riz-bsp	15,00	20,00
São Paulo	1002-riz-bsp	25,00	17,00
Rio de Janeiro	0002-riz-brj	31,00	34,10
Rio de Janeiro	0003-riz-brj	25,00	34,90
Rio de Janeiro	0004-riz-brj	25,00	34,60
Rio de Janeiro	0005-riz-brj	25,00	14,00
Rio de Janeiro	1001-riz-brj	40,00	16,00
Rio de Janeiro	1002-riz-brj	25,00	10,80
Rio de Janeiro	1003-riz-brj	40,00	12,48
Rio de Janeiro	1004-riz-brj	40,00	12,00

onde:

D = diâmetro da estaca em cm;

L = comprimento da estaca em m.

De um modo geral, os diâmetros das estacas variaram de 13 a 40 cm, e seus comprimentos, de 9,92 a 34,90m. As estacas foram executadas em São Paulo e Rio de Janeiro.

Nas figuras de 18 a 38 apresentam-se, para cada estaca, os perfis de sondagem e as curvas carga-recalque no topo.

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	2,1		areia argilosa	5,0
				3,0
	4,7		areia	31,0
				26,0
	15,75		argila siltosa	3,0
				2,0
				2,0
				18,0
				12,0
				8,0
	18,75		areia siltosa	4,0
				2,0
	21		areia argilosa	1,0
				2,0
23,8		areia siltosa	10,0	
			7,0	
24,7		areia	13,0	
			10,0	
25,85		argila silto arenosa	5,0	
			6,0	
30,5		areia siltosa	10,0	
			10,0	
			7,0	
			22,0	
			14,0	
			13,0	
40,45		areia argilosa	10,0	
			11,0	
			17,0	
			75,0	
			13,0	
			25,0	
			25,0	
			64,0	
			29,0	
			28,0	
57,0				
50,0				
60,0				
60,0				

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 18 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0002-riz-brj
Local: Sede de Furnas - Botafogo/Rio de Janeiro-RJ
Diâmetro: 31,00cm
Comprimento: 34,10m

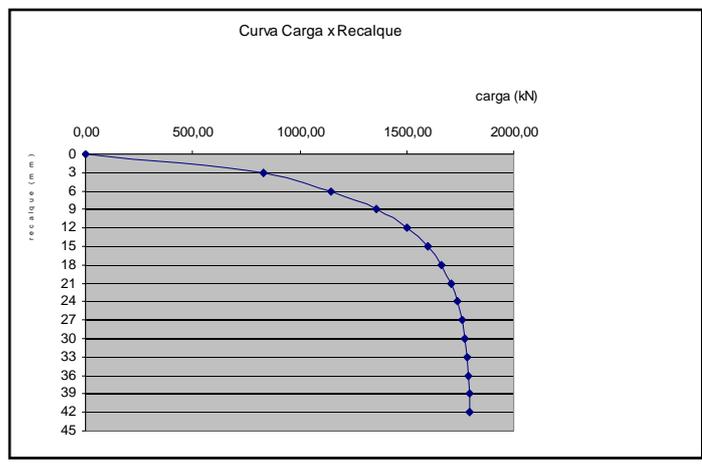


Fig. 18 - B – Curva carga x recalque da estaca 0002-riz-brj

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT	
não encontrado			areia siltosa	5,0	
				10,0	
				15,0	
				15,0	
				15,0	
				1,7	
				0,9	
	7,30				
	8,00			argila arenosa	0,0
	9,00			areia siltosa	0,0
			argila siltosa	5,4	
				4,0	
				2,6	
				2,0	
				2,0	
				2,4	
				0,0	
	16,15				
	16,90		areia siltosa		
	18,00		argila arenosa	0,0	
	20,00		areia argilosa	5,4	
	20,85		areia siltosa	6,6	
				6,2	
			argila siltosa	7,0	
	22,40			34,0	
			areia siltosa	17,8	
				20,0	
				12,0	
		10,0			
26,15					
26,80		argila arenosa			
28		areia silto argilosa	20,1		
			20,0		
29,80		argila arenosa	12,0		
		silte argilo arenoso	8,0		
			10,9		
			19,0		
			36,0		
			38,0		
			20,0		
			27,0		
			45,0		
			27,0		
			48,0		
		42,0			
36,00					
40,45		areia argilosa			

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 19 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0003-riz-brj
Local: Sede de Furnas - Botafogo/Rio de Janeiro-RJ
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 34,90m

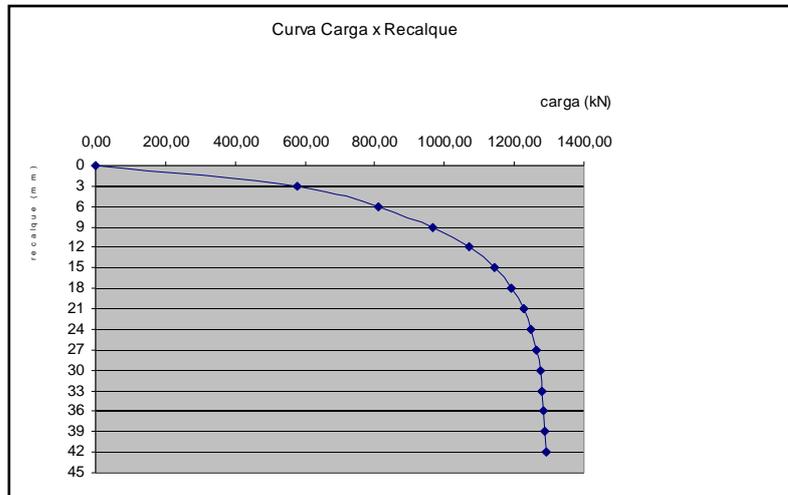


Fig. 19 - B – Curva carga x recalque da estaca 0003-riz-brj

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	1,80		argila arenosa	5,0
				4,0
			areia siltosa	22,0
	4,80			31,0
			argila siltosa	2,0
	7,0			0,0
			areia argilosa	3,0
	9,00			10,0
			argila siltosa	7,0
	11,00			4,0
				3,0
			argila	3,0
				2,0
				4,0
	18,00			2,0
				1,0
				0,0
			areia argilosa	3,0
	20,00			5,0
	21,00		areia	12,0
22,00		areia argilosa	6,0	
23,00		areia siltosa	29,0	
24,00		argila arenosa	14,0	
		areia siltosa	29,0	
26,00		areia siltosa	17,0	
			13,0	
		argila arenosa	8,0	
			8,0	
29,15			0,0	
			8,0	
			10,0	
			11,0	
			17,0	
			19,0	
		areia argilosa	22,0	
			31,0	
			43,0	
			46,0	
40,45			40,0	

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 20 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0004-riz-brj
Local: Sede de Furnas - Botafogo/Rio de Janeiro-RJ
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 34,60m

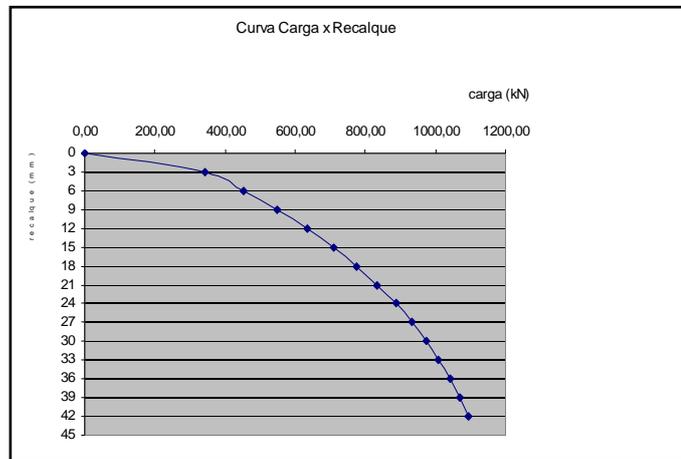


Fig. 20 - B – Curva carga x recalque da estaca 0004-riz-brj

N.A.	Profundidade	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
	(m)			
não encontrado			areia	9,0
				14,0
				450,0
				45,0
				150,0
				300,0
				225,0
				100,0
				90,0
				100,0
				300,0
				113,0
				129,0
		14,9		
			63,0	
			90,0	

Fig. 21 - A – Perfil de subsolo

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Estaca: 0005-riz-brj
Local: Sede de Furnas - Buaílogo/Rio de Janeiro-RJ
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 14,00m

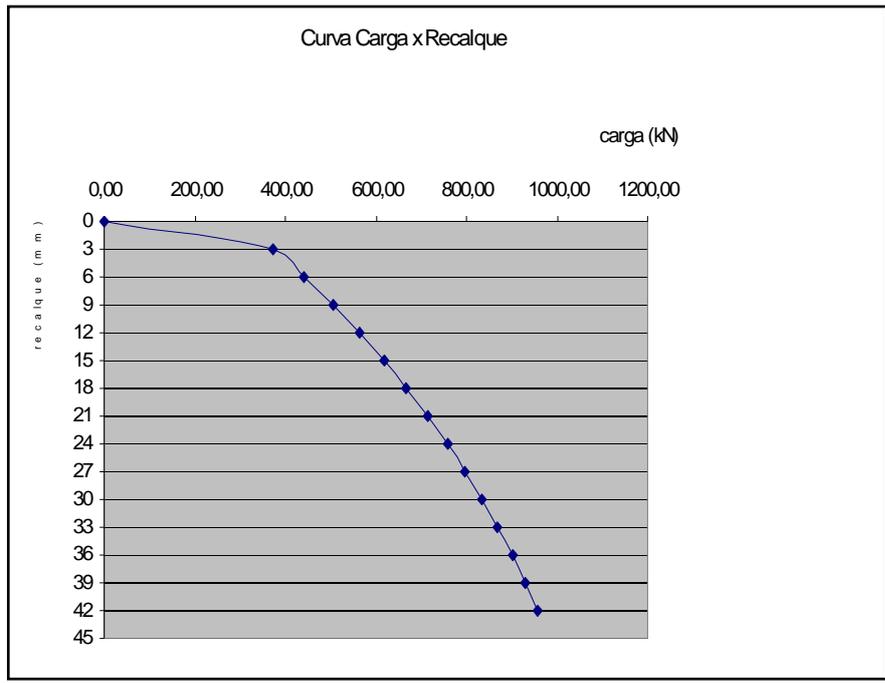


Fig. 21 - B – Curva carga x recalque da estaca 0005-riz-brj

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	2,76		argila siltosa	16,0
				16,0
	3,45		areia siltosa	20,0
	7,5		areia siltosa	16,0
				17,0
				20,0
12,78		silte arenosa	19,0	
			33,0	
			41,0	
			113,0	
			150,0	
			250,0	

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 22 - A - Perfil de solo

Estaca: 1001-riz-brj
Local: Airj-Tps2 Cno/Rio de Janeiro-RJ
Diâmetro: 40,00cm
Comprimento: 16,00m

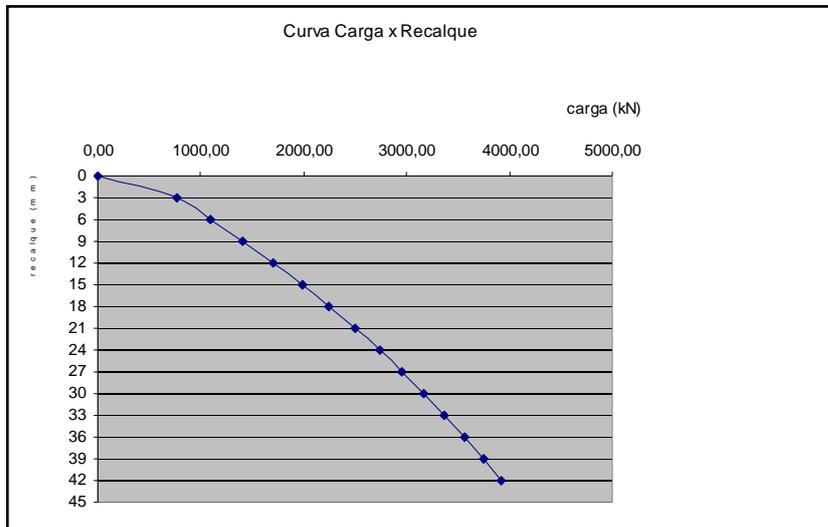


Fig. 22 - B – Curva carga x recalque da estaca 1001-riz-brj

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	9,54		silte arenoso	6,0
				20,0
				16,0
				17,0
				11,0
				7,0
				8,0
				5,0
				20,0

Fig. 23 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 1002-riz-brj
Local: Airj-Tps2 Cno/Rio de Janeiro-RJ
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 10,80m

Please register PDFCamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

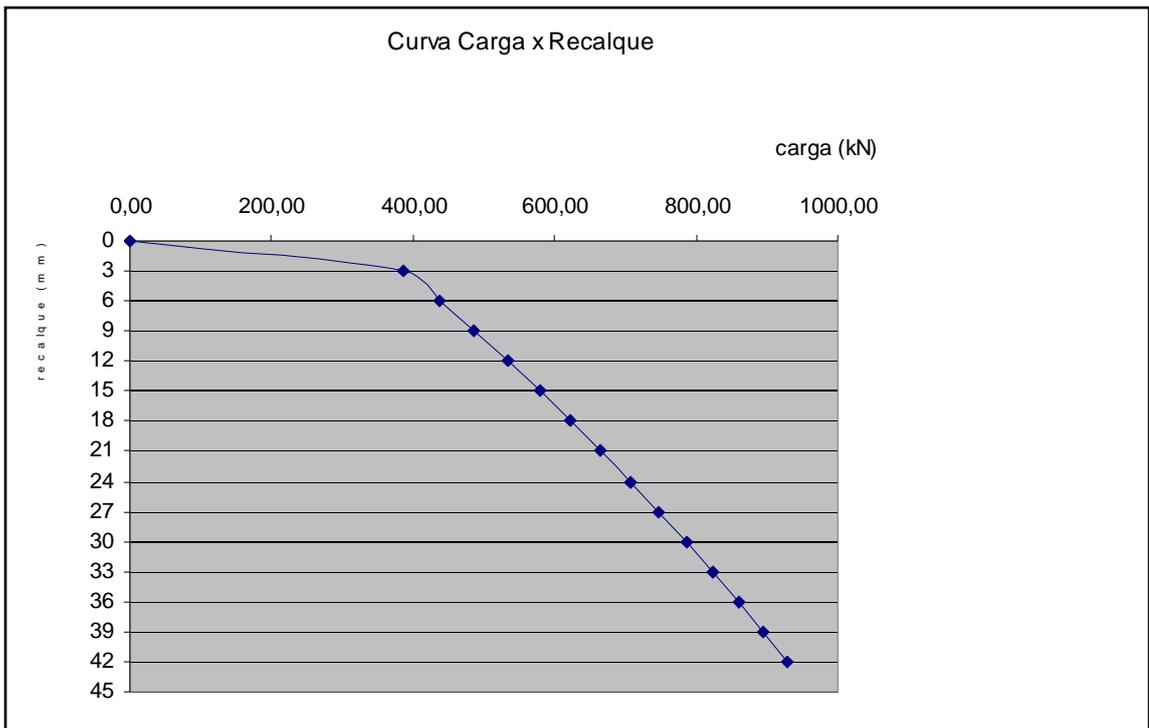


Fig. 23 - B – Curva carga x recalque da estaca 1002-riz-brj

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
6,00	2,54		argilo siltoso	9,0 12,0
			silte argiloso	13,0
	10,51			silte arenoso

Fig. 24 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 1003-riz-brj
Local: Airj-Tps2/Rio de Janeiro-RJ
Diâmetro: 40,00cm
Comprimento: 12,48m

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

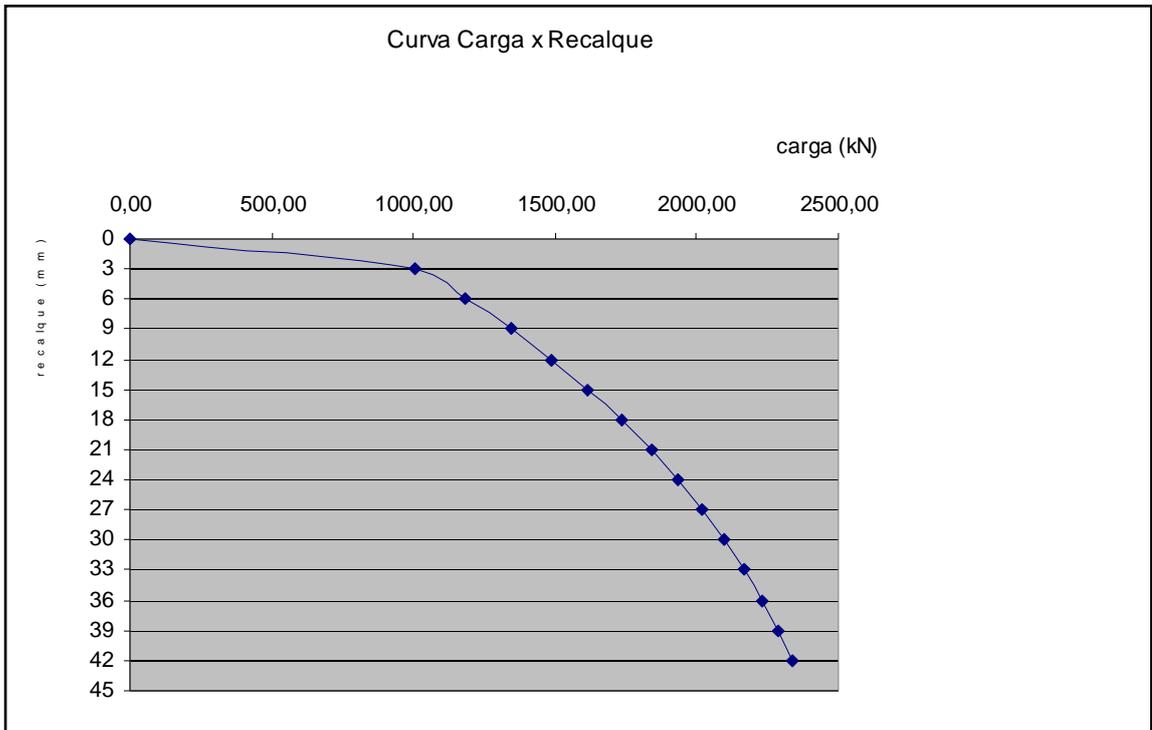


Fig. 24 - B – Curva carga x recalque da estaca 1003-riz-brj

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	6,00		silte argiloso	11,0
				5,0
	11,08		silte arenoso	6,0
7,0				
				7,0
				24,0
				22,0

Fig. 25 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 1004-riz-brj
Local: Airj/Rio de Janeiro-RJ
Diâmetro: 40,00cm
Comprimento: 12,00m

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

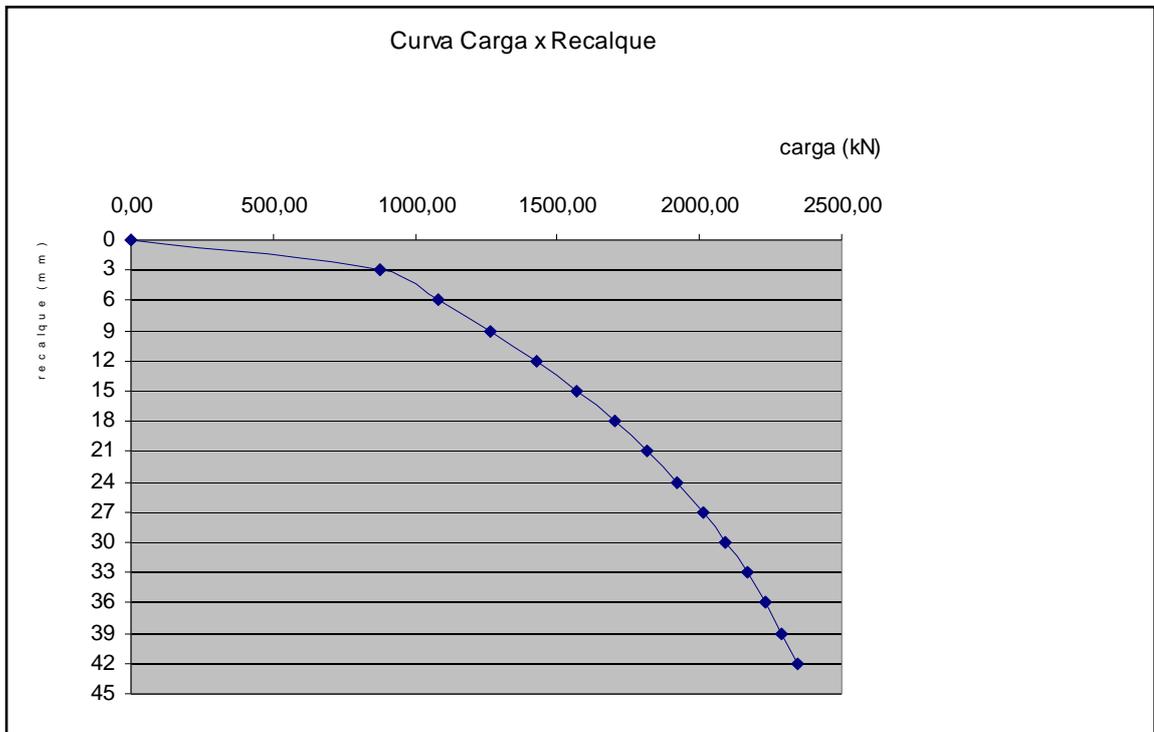


Fig. 25 - B – Curva carga x recalque da estaca 1004-riz-brj

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
5,40	3,62		argila silto arenosa	3,0
				5,0
				5,0
	4,30		areia	15,0
				5,00
	9,00		areia argilo siltosa	2,0
				3,0
	10,87		argila silto arenosa	4,0
				9,0
	13,00		areia argilo siltosa	9,0
				7,0
	14,90		areia siltosa	4,0
2,0				
17,00		areia silto argilosa	3,0	
			6,0	
17,80		areia	7,0	
			7,0	
25,00		areia silto argilosa	16,0	
			9,0	
			11,0	
			21,0	
			35,0	
				26,0
				21,0

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 26 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0001-riz-bsp
Local: São Paulo
Diâmetro: 26,00cm
Comprimento: 20,23m

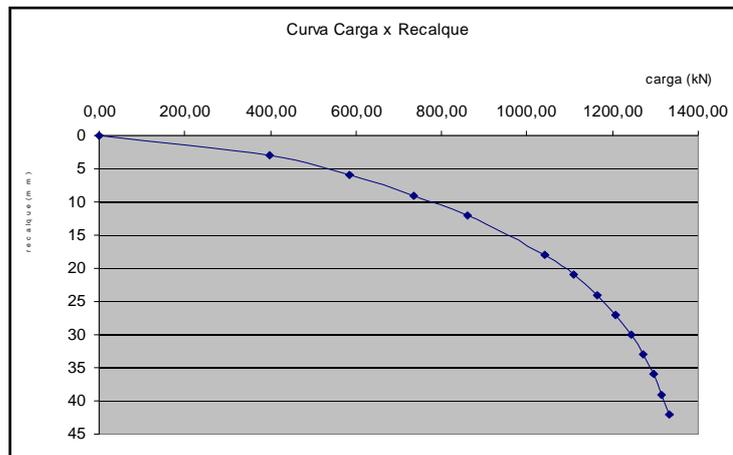


Fig. 26 - B – Curva carga x recalque da estaca 0001-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
0,15			argila siltosa	2,0
	3,30			0,0
			argila arenosa	1,0
	6,00			0,0
		areia	0,0	
			2,0	
			13,0	
			33,0	
			24,0	
			29,0	
			34,0	
			50,0	
			50,0	
			50,0	
		60,0		
		60,0		
		90,0		
		90,0		
		90,0		
	21,00			90,0

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 27 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0002-riz-bsp
Local: Vila Ema / São Caetano/SP
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 16,00m

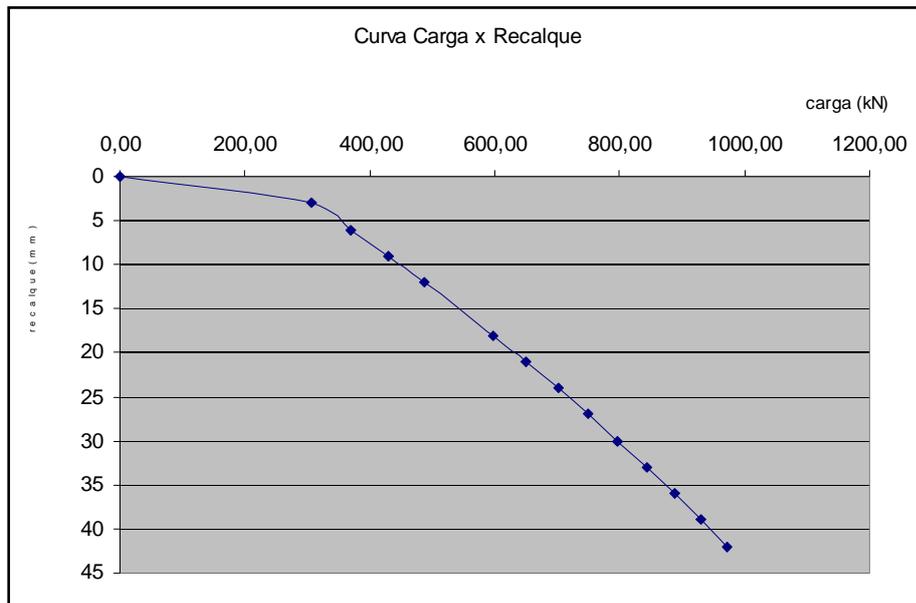


Fig. 27 - B – Curva carga x recalque da estaca 0002-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT	
não encontrado	1,40		argilo arenosa	2,0	
	4,25		areia	3,0	
				4,0	
				4,0	
	22,00			silte arenoso	1,0
					3,0
					2,0
					11,0
					17,0
					27,0
					19,0
					30,0
					20,0
					39,0
					35,0
					23,0
					27,0
45,0					
38,0					
38,0					
38,0					
40,0					

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 28 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0003-riz-bsp
Local: Vila Ema / São Caetano/SP
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 22,00m

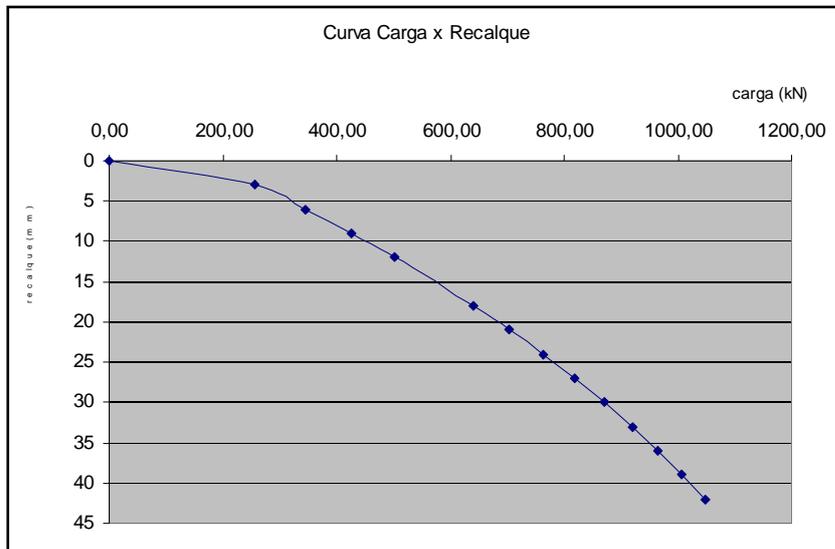


Fig. 28 - B – Curva carga x recalque da estaca 0003-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	1,00		argila areno siltosa	2,0
				2,0
			argila arenosa	4,0
				3,0
	5,70			9,0
			argila siltosa	43,0
				27,0
				21,0
				21,0
				24,0
				20,0
				22,0
				14,0
				22,0
				29,0
			32,0	
			20,0	
	17,25			
			areia argilosa	29,0
				33,0
				21,0
				21,0
				22,0
	23,00			21,0

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 29 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0004-riz-bsp
Local: Vila Ema / São Caetano/SP
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 22,80m

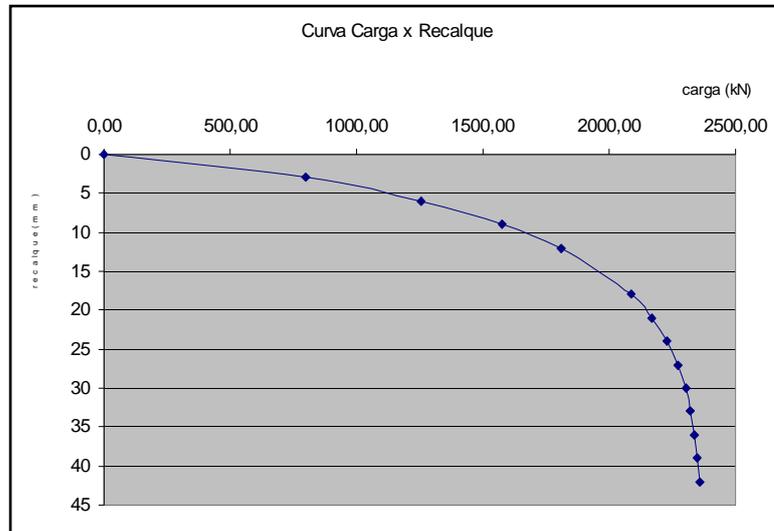


Fig. 29 - B – Curva carga x recalque da estaca 0004-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	15,00		silte arenoso	9,0
				14,0
				15,0
				8,0
				4,0
				10,0
				5,0
				4,0
				4,0
				15,0
				29,0
				19,0
				39,0
				40,0
				40,0

Fig. 30 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0005-riz-bsp
Local: Cidade Jardim/SP
Diâmetro: 22,00cm
Comprimento: 9,92m

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

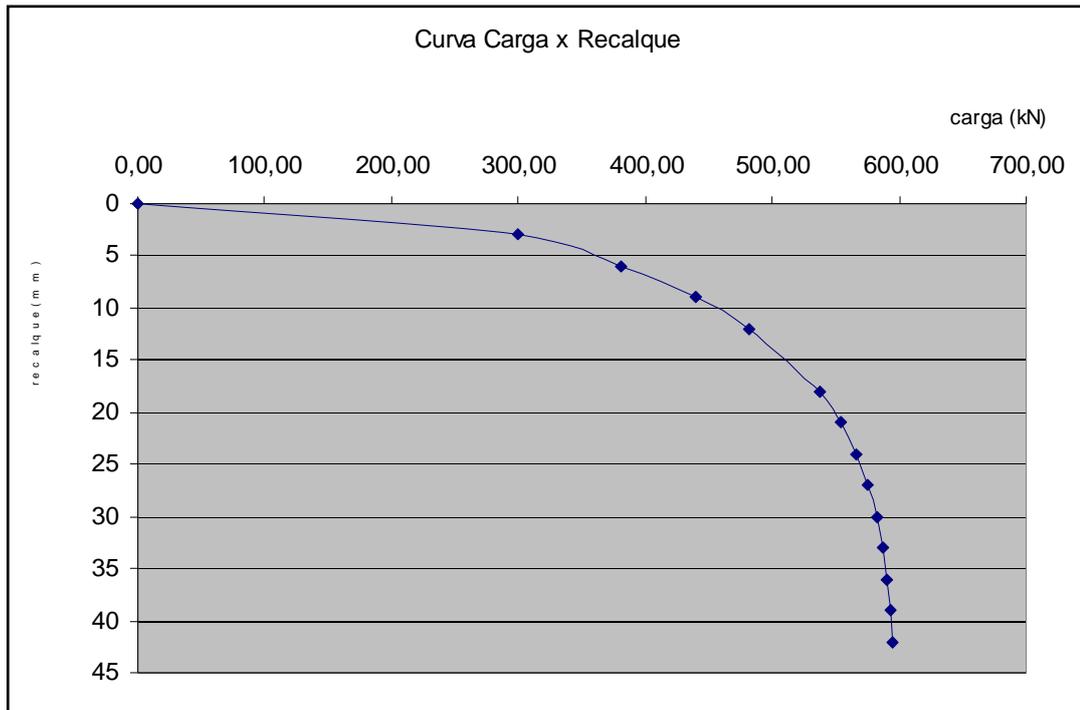


Fig. 30 - B – Curva carga x recalque da estaca 0005-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
16,05	0,85		argila silto arenosa	
				0,0
				0,0
				0,5
				0,5
				1,5
			argila siltosa	5,0
				6,0
				7,0
				8,0
				7,0
				8,0
	11,17			
	12,00		areia siltosa	7,0
				11,0
			argila siltosa	9,0
				5,0
	15,75			
				7,0
			areia argilosa	7,0
				11,0
				11,0
				10,0
	20,92			
				10,0
			argila siltosa	10,0
				28,0
				23,0
				12,0
	25,42			

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 31 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0012-riz-bsp
Local: SABESP - Reservatório de Vila Mascote/São Paulo/SP
Diâmetro: 20,00cm
Comprimento: 21,00m

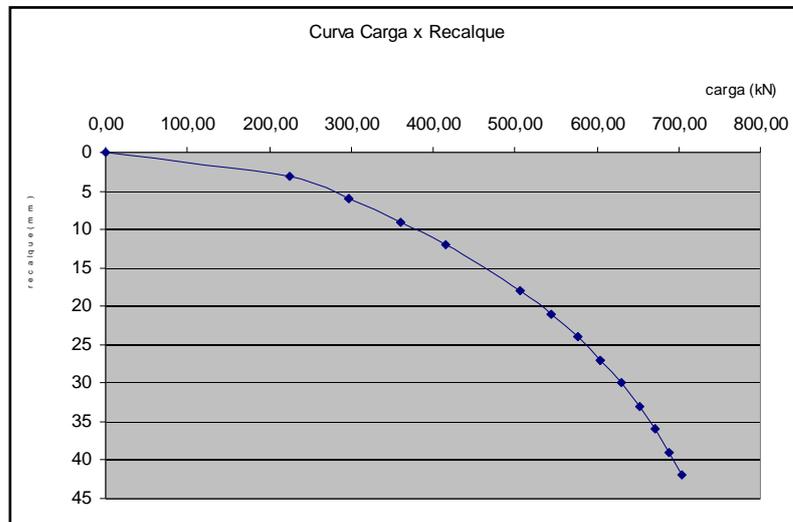


Fig. 31 - B – Curva carga x recalque da estaca 0012-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
	0,85		argila silto arenosa	
				0,0
				0,0
				0,5
				0,5
				1,5
			argila siltosa	5,0
				6,0
				7,0
				8,0
				7,0
				8,0
	11,17			
	12,00		areia siltosa	7,0
				11,0
			argila siltosa	9,0
				5,0
	15,75			
				7,0
16,05				
			areia argilosa	7,0
				11,0
				11,0
				10,0
	20,92			
				10,0
			argila siltosa	28,0
				23,0
				12,0
	25,45			

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 32 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0013-riz-bsp
Local: SABESP - Reservatório de Vila Mascote/São Paulo/SP
Diâmetro: 20,00cm
Comprimento: 20,00m

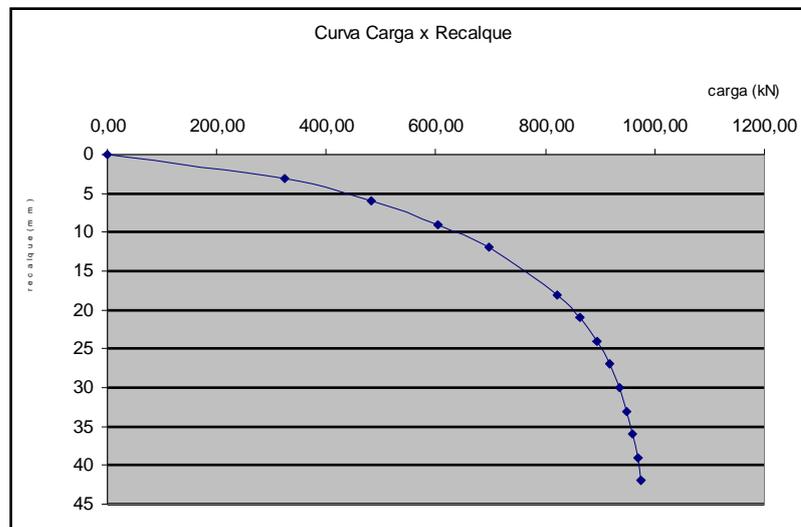


Fig. 32 - B – Curva carga x recalque da estaca 0013-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
10,4			areia argilosa	3,0
				4,0
				4,0
				4,0
				3,0
				3,0
				4,0
				5,0
				6,0
				5,0
12,40			areia silto argilosa	13,0
				14,0
				19,0
				21,0
				12,0
				16,0
				19,0
				33,0
				32,0
				37,0
20,05				

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 33 - A - Perfil de solo

Estaca: 0014-riz-bsp
Local: SABESP - Reservatório de Vila Mascote/São Paulo/SP
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 21,00m

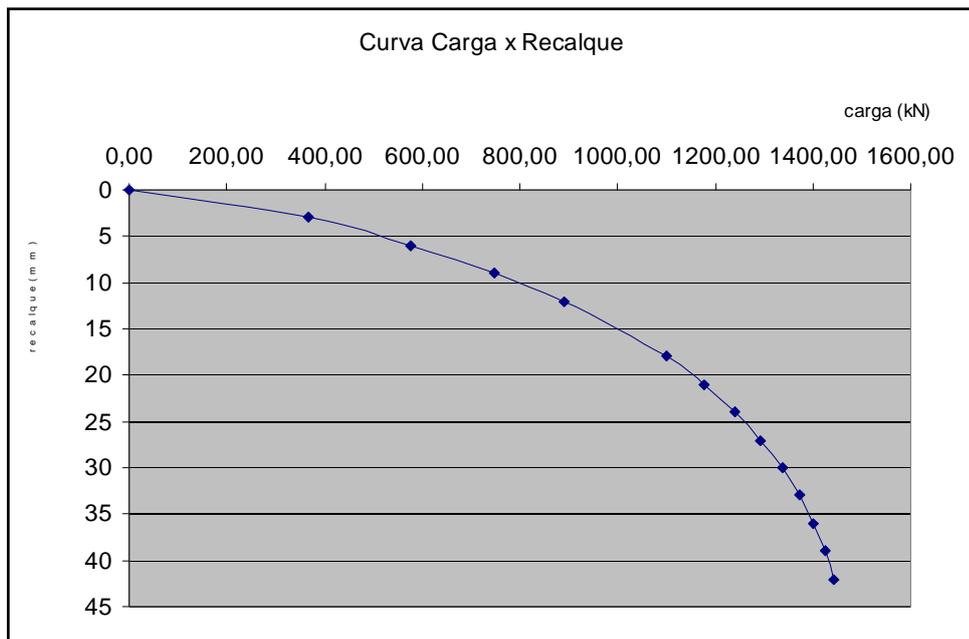


Fig. 33 - B – Curva carga x recalque da estaca 0014-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT				
10,40			areia argilosa	2,0				
				2,0				
				2,0				
				3,0				
				4,0				
				4,0				
				4,0				
				3,0				
				3,0				
				4,0				
				15,80			areia silto argilosa	5,0
								6,0
								5,0
								13,0
14,0								
19,0								
21,0								
12,0								
16,0								
19,0								
23,45				33,0				
				32,0				
				37,0				

Please register PDF camp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 34 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0015-riz-bsp
Local: Bandeirantes X Virgílio Malta/Bauru/SP
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 23,00m

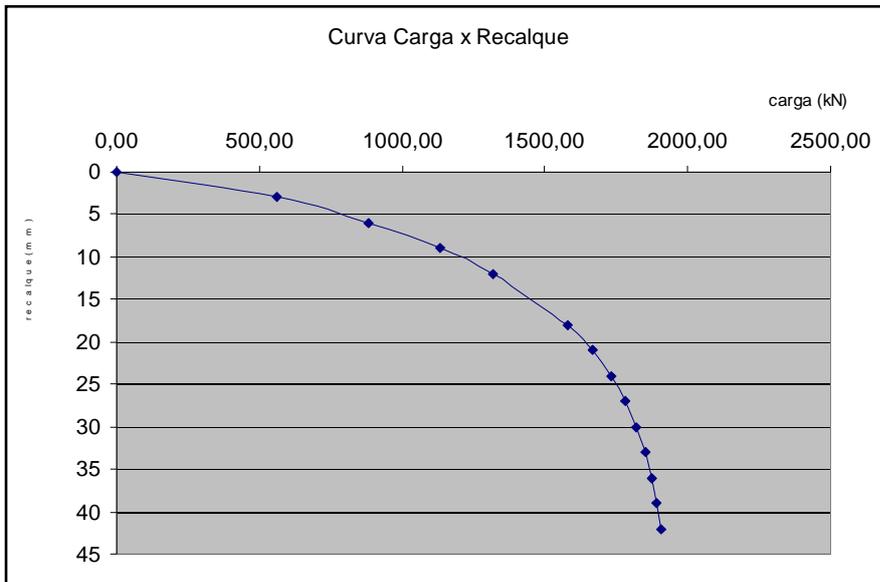


Fig. 34 - B – Curva carga x recalque da estaca 0015-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	2,00		silte argilo arenoso	5,0
	2,75		argila siltosa	5,0
				3,0
				5,0
				8,0
				9,0
				9,0
				11,0
				20,0
			silte argilo arenoso	16,0
				24,0
				18,0
				25,0
				40,0
			45,0	
	16,40			75,0

Fig. 35 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0016-riz-bsp
Local: Jardim Rita de Cássia/Osasco/SP
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 15,00m

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

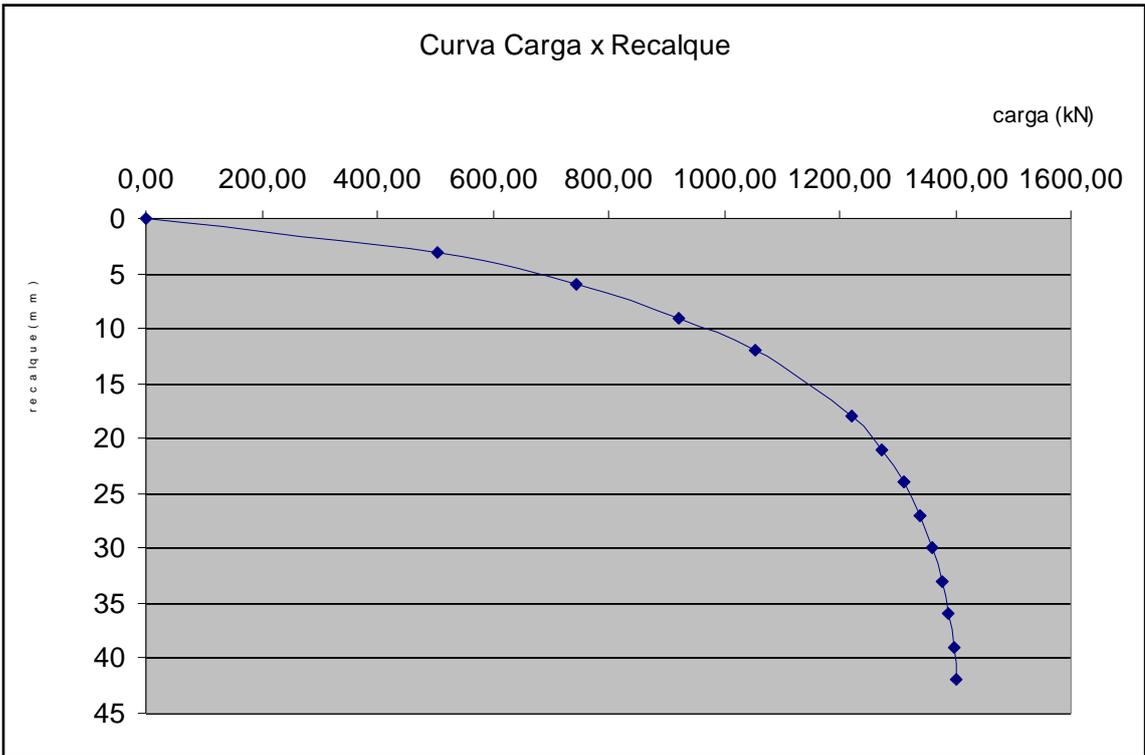


Fig. 35 - B – Curva carga x recalque da estaca 0016-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
4,38			argila silto arenosa	9,0
				13,0
8,00			argila silto arenosa	7,0
				4,0
				6,0
				9,0
				9,0
				7,0
				9,0
				13,0
				9,0
				10,0
19,25			areia argilosa	10,0
				15,0
				12,0
				13,0
				14,0
				9,0
20,89			argila silto argilosa	13,0
				12,0
23,3			areia argilosa	17,0
				16,0
				23,0
27,00			argila silto arenosa	25,0
				10,0
27,45			areia argilosa	15,0
				21,0

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Fig. 36 - A – Perfil de subsolo

Estaca: 0017-riz-bsp
Local: R. Visconde de Ouro Preto, 131/São Paulo/SP
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 20,50m

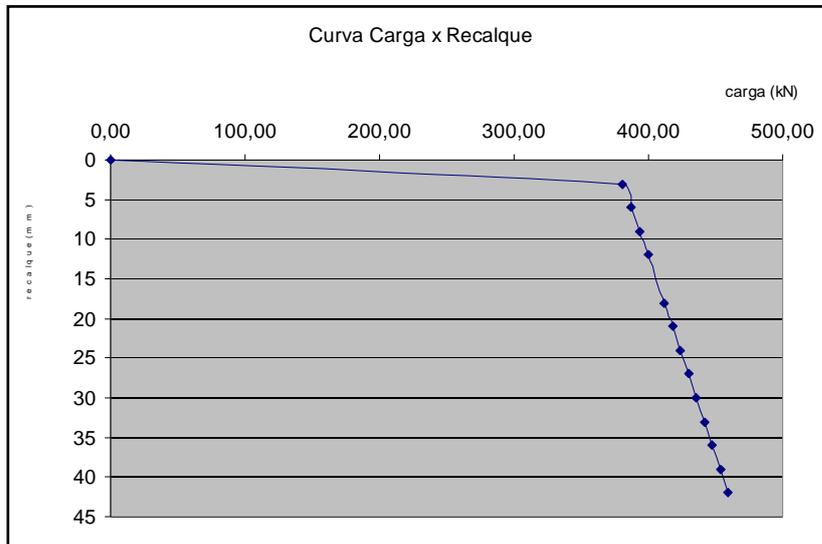


Fig. 36 - B – Curva carga x recalque da estaca 0017-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	7,00		argila arenosa	3,0
				2,0
				3,0
				2,0
				1,0
				1,0
	10,00		argila arenosa	2,0
				6,0
	11,45		argila	16,0
	16,00		areia	21,0
				63,0
				56,0
104,0				
			105,0	
			120,0	

Fig. 37 - A – Perfil de subsolo

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Estaca: 1001-riz-bsp
Local: R. Visconde de Ouro Preto, 131/São Paulo/SP
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 20,50m

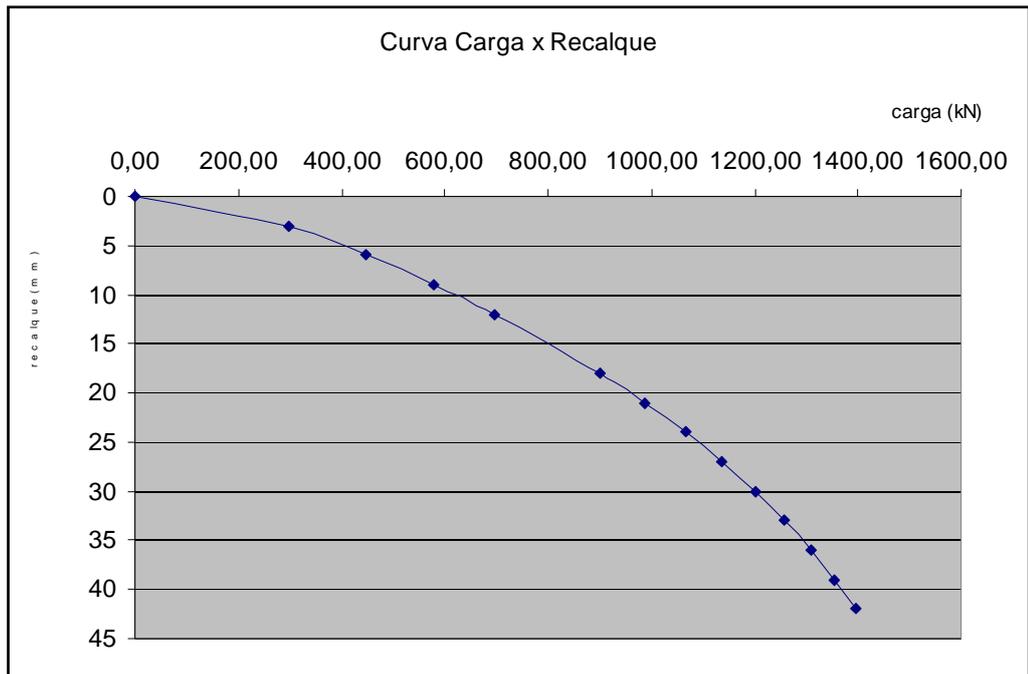


Fig. 37- B – Curva carga x recalque da estaca 1001-riz-bsp

N.A.	Profundidade (m)	Consistência ou Compacidade	Descrição do Solo	SPT
não encontrado	1,60		argila arenosa	2,0
	3,00		argila arenosa	1,0
				1,0
			areia argilosa	1,0
	8,00			2,0
				6,0
				10,0
				23,0
			argila siltosa	49,0
	16,00			40,0
			55,0	
			44,0	
			56,0	
			56,0	

Fig. 38 - A – Perfil de subsolo

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Estaca: 1002-riz-bsp
Local: Vila Ipanema/São Caetano/SP
Diâmetro: 25,00cm
Comprimento: 17,00m

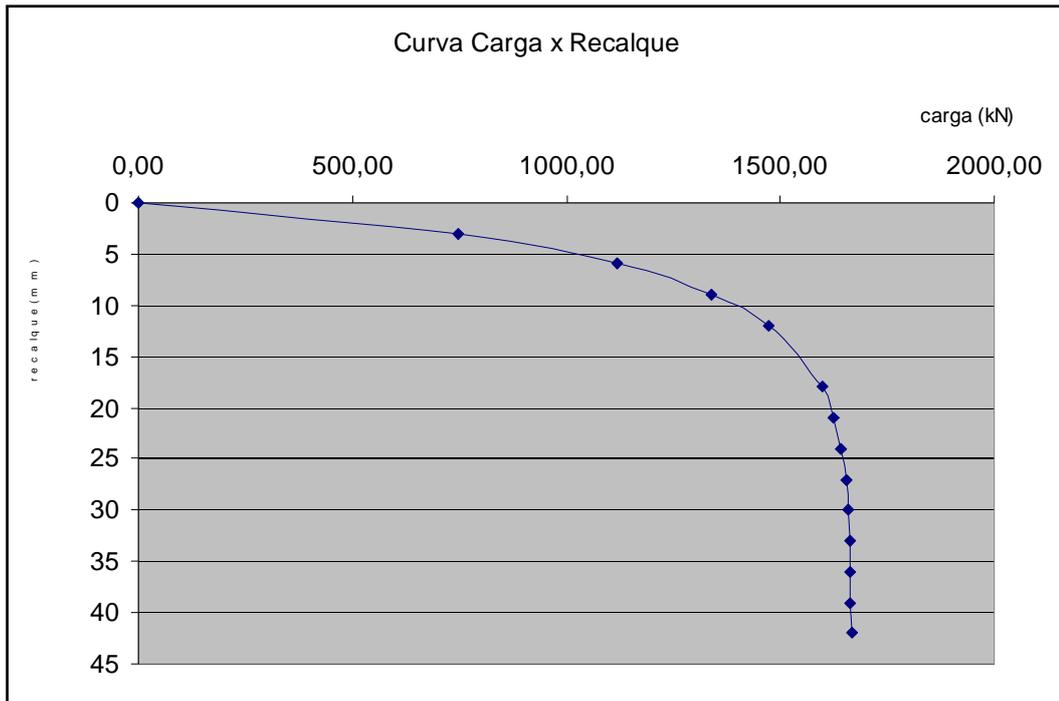


Fig. 38- B – Curva carga x recalque da estaca 1002-riz-bsp

8.2 – Análise dos resultados

8.2.1 – Resultado da aplicação de Métodos de extrapolação da curva carga – recalque nas provas de carga pesquisadas

Dos métodos de extrapolação da curva carga-recalque, foi aplicado o de Van Der Veen (1953), por ser um dos mais utilizados no Brasil, como citado anteriormente. A tabela 15 apresenta das cargas de ruptura obtidas.

Tabela 15 – Cargas de ruptura P_r resultantes da aplicação do método de Van Der Veen (1953) para extrapolação da curva carga-recalque.

Estaca	Van Der Veen P_r (kN)
0001-riz-bsp	1.400,00
0002-riz-bsp	2.135,00
0003-riz-bsp	1.640,00
0004-riz-bsp	2.375,00
0005-riz-bsp	600,00
0012-riz-bsp	810,00
0013-riz-bsp	994,00
0014-riz-bsp	1.532,00
0015-riz-bsp	1.950,00
0016-riz-bsp	1.420,00
0017-riz-bsp	1.298,00
1001-riz-bsp	1.774,00
1002-riz-bsp	1.667,00
0002-riz-brj	1.800,00
0003-riz-brj	1.295,00
0004-riz-brj	1.282,00
0005-riz-brj	1.310,00
1001-riz-brj	6.931,00
1002-riz-brj	1.930,00
1003-riz-brj	2.812,00
1004-riz-brj	2.777,00

8.2.2 – Resultados da aplicação de Métodos de previsão de capacidade de carga

Foram escolhidos cinco métodos de previsão de capacidade de carga.

São eles:

- Método de Décourt-Quaresma (1978);

- b) Método Aoki-Velloso (1975);
- c) Método de Lizzi (1982);
- d) Método de David Cabral (1996);
- e) Método das Brasfond;

A Tabela 16 mostra os resultados de aplicação desses Métodos de previsão de capacidade de carga para as estacas pesquisadas.

onde:

P_l = atrito lateral na ruptura;

P_p = carga de ruptura na ponta;

P_r = carga de ruptura total;

De um modo geral, os valores obtidos pelo Método de Lizzi foram os que mais se aproximaram dos valores da carga de ruptura das provas de carga.

Dessa forma adotaremos, para o banco de dados em estudo, o método de Lizzi

como o que melhor se adapta à determinação da carga de ruptura de estacas raiz.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

Tabela 16 – Resultados de aplicação de métodos de previsão de capacidade de carga.

Estaca	Aoki-Velloso (1975)			Decourt-Quaresma (1978)			Lizzi (1982)			Brasfond			Cabral (1996)			Van Der Veen
	P _i (kN)	P _p (kN)	P _r (kN)	P _i (kN)	P _p (kN)	P _r (kN)	P _i (kN)	P _p (kN)	P _r (kN)	P _i (kN)	P _p (kN)	P _r (kN)	P _i (kN)	P _p (kN)	P _r (kN)	P _r (kN)
0001-riz-bsp	736,94	212,50	949,44	1.244,15	130,00	1.374,15	1.167,32		1.167,32	696,7	150,00	846,70	924,20	184,60	1.108,80	1.400,00
0002-riz-bsp	1.698,17	666,67	2.364,84	2.537,29	500,00	3.037,29	1.445,13		1.445,13	1579,26	400,00	1.979,26	1.841,00	307,90	2.148,90	2.135,00
0003-riz-bsp	2.196,92	357,50	2.554,42	3.175,80	292,50	3.468,30	2.364,05		1.806,42	2204,1	228,00	2.432,10	2.845,50	307,90	3.153,40	1.640,00
0004-riz-bsp	2.034,87	210,00	2.244,87	3.090,94	109,65	3.200,59	1.958,78		1.958,78	2138,72	143,00	2.281,72	2.265,30	307,90	2.573,20	2.375,00
0005-riz-bsp	364,42	121,00	485,42	700,04	96,00	796,04	853,60		284,53	436,82	79,20	516,02	489,50	175,20	664,70	600,00
0012-riz-bsp	541,34	22,00	563,34	992,25	30,60	1.022,85	861,19		861,19	555,66	27,00	582,66	678,00	75,40	753,40	810,00
0013-riz-bsp	623,40	105,00	728,40	1.168,07	52,70	1.220,77	783,21		783,21	650,1	68,30	718,40	616,00	115,60	731,60	994,00
0014-riz-bsp	1.932,91	417,08	2.349,99	2.115,23	370,00	2.485,23	1.859,82		1.859,82	1393,6	296,00	1.689,60	2.086,90	307,90	2.394,80	1.532,00
0015-riz-bsp	1.704,84	405,42	2.110,26	1.984,88	345,00	2.329,88	1.897,52		1.897,52	1260,8	256,00	1.516,80	1.928,30	307,90	2.236,20	1.950,00
0016-riz-bsp	679,20	151,04	830,24	1.894,15	270,00	2.164,15	1.217,37		1.217,37	1235,4	200,00	1.435,40	835,00	307,90	1.142,90	1.420,00
0017-riz-bsp	2.199,88	266,67	2.466,55	2.636,89	200,00	2.836,89	1.029,54		1.029,54	1204,1	160,00	1.364,10	1.382,20	128,60	1.510,80	1.298,00
1001-riz-bsp	1.299,88	266,67	1.566,55	2.033,93	200,00	2.233,93	1.029,54		1.029,54	1204,1	160,00	1.364,10	783,40	127,20	910,60	1.774,00
1002-riz-bsp	1.224,26	146,67	1.370,93	2.630,70	255,00	2.885,70	1.382,30		1.382,30	1611,6	180,00	1.791,60	1.662,30	307,90	1.970,20	1.667,00
0002-riz-brj	3.001,02	392,00	3.393,02	4.040,12	554,67	4.594,79	3.199,34		3.199,34	2523,3	280,80	2.804,10	3.474,60	454,00	3.928,60	1.800,00
0003-riz-brj	1.746,92	133,33	1.880,25	3.086,80	144,50	3.231,30	2.530,55		2.648,36	1973,2	162,50	2.135,70	25.599,80	171,40	2.397,63	1.295,00
0004-riz-brj	2.028,96	225,00	2.253,96	2.767,57	236,67	3.004,24	2.246,24		2.246,24	1722	149,50	1.871,50	31.779,50	307,90	2.676,27	1.282,00
0005-riz-brj	2.966,29	666,67	3.632,96	3.942,89	500,00	4.442,89	1.759,29		1.759,29	2402	400,00	2.802,00	2.463,00	204,40	2.667,40	1.310,00
1001-riz-brj	3.658,74	953,33	4.612,07	5.632,20	975,00	6.607,20	2.431,14		2.431,14	3606,1	624,00	4.230,10	2.365,30	726,10	3.091,40	6.931,00
1002-riz-brj	592,75	183,33	776,08	1.023,84	150,00	1.173,84	1.017,88		678,58	665,5	120,00	785,50	859,60	285,70	1.145,30	1.930,00
1003-riz-brj	1.900,65	953,33	2.853,98	3.272,72	975,00	4.247,72	1.533,60		1.533,60	2020,6	624,00	2.644,60	2.877,60	726,10	3.603,70	2.812,00
1004-riz-brj	1.301,83	524,33	1.826,16	2.154,60	429,00	2.583,60	1.628,60		1.628,60	1451,5	343,20	1.794,70	1.201,40	1,80	1.203,20	2.777,00

Please register PDFCamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

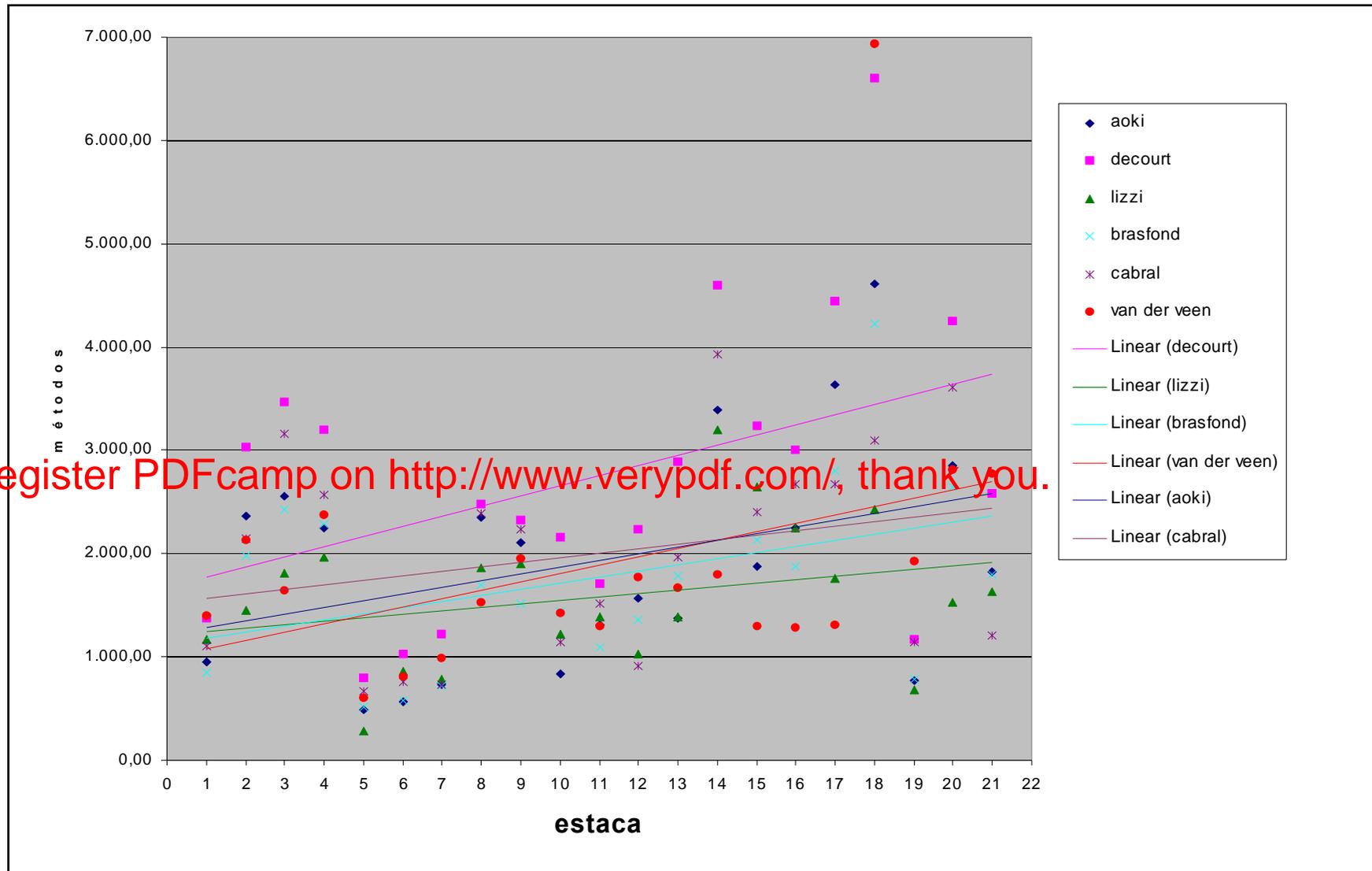


Fig. 39 – Gráfico das cargas de ruptura determinadas por cada um dos métodos de previsão de capacidade de carga.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

8.2.3 – Resultados da aplicação de Métodos de previsão de recalque

Uma vez que a maioria dos autores consideram desprezível o recalque provocado por estacas, neste trabalho citou-se três métodos de previsão de recalque, mas aplicou-se apenas o método de Poulos e Davis (1968) nas provas de carga analisadas.

São eles:

- Método de Aoki & Lopes (1975);
- Método de Banerjee e Davies (1978);
- Método de Poulos e Davis (1968).

Para a previsão do recalque utilizou-se a carga de ponta de ruptura determinada pelos métodos de Cabral, Aoki-Veloso, Décourt-Quaresma e Brasfond. O método de Lizzi, que foi o que mais se aplicou a determinação da carga de ruptura às provas de carga estudadas, não considera a contribuição de ponta da estaca.

O método de Cabral forneceu as cargas de ponta que geraram os maiores recalques previstos no grupo em estudo.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.

A Tabela 17 mostra os resultados da aplicação do método de Poulos e Davis (1968) para previsão de recalque das estacas pesquisadas.

Tabela 17 – Resultados de aplicação do método de Poulos e Davis. (1968)

Local	Estaca	S _{dados de Cabral} (mm)	S _{dados da Brasfond} (mm)	S _{dados de Décourt} (mm)	S _{dados de Aoki} (mm)
São Paulo	0001-riz-bsp	0,1811	0,1471	0,1275	0,2084
São Paulo	0002-riz-bsp	0,0790	0,1027	0,1027	0,1711
São Paulo	0003-riz-bsp	0,0758	0,0561	0,0720	0,0880
São Paulo	0004-riz-bsp	0,1240	0,0576	0,0442	0,0846
São Paulo	0005-riz-bsp	0,1570	0,0710	0,0860	0,1084
São Paulo	0012-riz-bsp	0,0838	0,0300	0,0340	0,0244
São Paulo	0013-riz-bsp	0,1156	0,0683	0,0527	0,1050
São Paulo	0014-riz-bsp	0,0708	0,0680	0,0850	0,0959
São Paulo	0015-riz-bsp	0,0724	0,0602	0,0811	0,0953
São Paulo	0016-riz-bsp	0,0941	0,0611	0,0733	0,0462
São Paulo	0017-riz-bsp	0,1002	0,0526	0,0556	0,0600
São Paulo	1001-riz-bsp	0,0318	0,0400	0,0400	0,0667
São Paulo	1002-riz-bsp	0,0755	0,0441	0,0500	0,0359
Rio de Janeiro	0002-riz-brj	0,0689	0,0426	0,0674	0,0595
Rio de Janeiro	0003-riz-brj	0,0614	0,0582	0,0518	0,0478
Rio de Janeiro	0004-riz-brj	0,0763	0,0370	0,0586	0,0557
Rio de Janeiro	0005-riz-brj	0,0574	0,1122	0,1122	0,1871
Rio de Janeiro	1001-riz-brj	0,1702	0,1463	0,1828	0,2234
Rio de Janeiro	1002-riz-brj	0,1984	0,0833	0,1042	0,1273
Rio de Janeiro	1003-riz-brj	0,1939	0,1667	0,2083	0,2546
Rio de Janeiro	1004-riz-brj	0,0009	0,1733	0,2167	0,2648

CAPÍTULO 9

CONCLUSÕES

A previsão da capacidade de carga e do recalque de estacas são problemas complexos, especialmente quando não se dispõe de resultados de ensaios específicos para a determinação dos parâmetros do solo, recorrendo-se então a correlações empíricas.

As estacas raiz apresentam geometria indefinida. Assim, diversos autores sugerem e vários calculistas consideram que o diâmetro final da estaca raiz é, em média, 3,0cm maior que o diâmetro do tubo de perfuração.

O diâmetro representa um parâmetro importante que condiciona o comportamento mecânico das estacas raiz, pois está relacionado às principais causas que podem fazer a estaca falhar como a flambagem e a ruptura estrutural do fuste.

Com esta pesquisa pretendeu-se trazer uma contribuição ao meio técnico, ainda carente de publicações sobre estacas raiz.

As conclusões serão divididas em tópicos, como segue:

- a) a viabilidade das estacas raiz;
- b) a interpretação dos resultados de métodos de extrapolação da curva carga-recalque e de previsão das cargas de ruptura das estacas raiz;
- c) a interpretação dos resultados de métodos de previsão de recalque;
- d) considerações finais; e
- e) sugestões para futuras pesquisas.

a) A viabilidade das estacas raiz

A estaca raiz é ainda muito pouco utilizada como elemento de fundação, como mostrou o levantamento feito por Silva e Bressani (1994) no sul do país. Mesmo sendo um levantamento feito a 10 anos atrás, a situação não é muito diferente hoje.

Isso se deve ao seu elevado custo, se comparada a outros tipos de estacas, como as pré-moldadas, por exemplo, além de estar pouco difundida no meio técnico, onde temos um número bastante reduzido de empresas capacitadas a executar estacas raiz.

Esta pesquisa mostrou um caso de obra onde estacas raiz foram utilizadas como elementos de fundação com sucesso, mostrando-se a melhor opção para o caso, em função das condições do subsolo.

b) A interpretação dos resultados de métodos de extrapolação da curva carga-recalque e de previsão das cargas de ruptura das estacas raiz

A capacidade de carga lateral de estacas raiz é mais significativa do que sua contribuição de ponta, como mostram os resultados obtidos com os diversos métodos de cálculo aplicados.

Com relação à extrapolação da curva carga-recalque, adotou-se como carga de ruptura os valores obtidos pelo método de Van Der Veen (1953), por ser o mais recomendado nas bibliografias pesquisadas e um dos mais utilizados.

O método de Lizzi (1982) para previsão de capacidade de carga, de um modo geral, é o que melhor se correlacionou com os valores da carga de ruptura das provas de carga pesquisadas. Porém, ao considerar a contribuição de ponta da estaca, não foi utilizado na previsão dos recalques.

c) A interpretação dos resultados de métodos de previsão de recalque

O recalque desenvolvido pela estaca raiz sob a carga de trabalho é bastante reduzido. No banco de dados estudado foi, em média, igual a 0,096mm, e o valor máximo de 0,265mm.

O método de Lizzi, que foi o que mais se adequou às estacas analisadas, não considera a contribuição de ponta em seus cálculos, apenas determina-se a capacidade de carga lateral das estacas raiz.

Assim, adotou-se apenas o método de Poulos e Davis para a previsão de recalque das estacas raiz.

d) Considerações finais

Pode-se concluir que, apesar do método de Cabral ser o mais recomendado nas bibliografias em geral como o método mais indicado para determinação de capacidade de carga

das estacas raiz, o método de Lizzi se mostrou como o mais adequado para o banco de dados estudado.

Percebeu-se que a utilização das estacas raiz como elementos de fundações oferece bons resultados, mas que ainda levará certo tempo para serem comumente utilizadas, em função do seu custo e também da necessidade de mão de obra especializada para operacionalizar os equipamentos.

e) Sugestões para futuras pesquisas

- Estudo similar ao aqui realizado, mas trabalhando-se com outros tipos de estacas, inclusive com estacas raiz instrumentadas, para estudar mais a fundo o seu comportamento;
- Análise da relação custo - benefício de estacas raiz comparadas com outros tipos de estacas, como tubulões, por exemplo.

Please register PDFcamp on <http://www.verypdf.com/>, thank you.