

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS CURTAS DE SOLO-CIMENTO EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Load capacity of plastic soil-cement short piles in collapsible soils

Antonio Anderson da Silva Segantini*

Agatha Stela de Moraes**

Adriano Souza***

David de Carvalho****

RESUMO – Estacas curtas de pequeno diâmetro são bastante utilizadas em obras de pequeno porte, inclusive em locais de solos colapsíveis, razão pela qual se objetivou neste trabalho estudar o comportamento deste tipo de fundação. São apresentados e discutidos resultados de provas de carga axiais de compressão em estacas com diâmetro $D = 0,2$ m e comprimento $L = 4,5$ m. Foram confeccionadas 6 estacas, sendo 3 de solo-cimento plástico e 3 de betão. Realizaram-se provas de carga com o solo na umidade natural e com molhagem prévia. Visando também realizar o controle tecnológico dos materiais em estudo, foram realizados ensaios à compressão simples em corpos-de-prova cilíndricos, cujos resultados evidenciaram a possibilidade técnica de utilização do solo-cimento plástico neste tipo de fundação. São apresentados resultados de ensaios SPT-T e CPT realizados no local. São feitas análises comparativas entre os resultados obtidos nas provas de carga e os previstos por fórmulas empíricas.

ABSTRACT – Short piles of small diameter are largely used in small-sized construction, even in sites with collapsible soils. For this reason, it was aimed to study this foundation type in this work. Results of axial compression load tests in piles of diameter $D = 0.2$ m and length $L = 4.5$ m are presented and discussed. Six piles, three of plastic soil cement and three of concrete were made. Load tests were carried out with natural soil moisture and then previous wetting. For technological control of the materials, compression tests on cylindrical specimens were made. The results showed the technical possibility of using this foundation type. Results of SPT-T and CPT tests carried out in the site of the load tests are also presented. Comparative analyses between the results of the load tests and the values predicted by empirical formulas are made.

PALAVRAS CHAVE – Fundações, prova de carga, solo-cimento, solos colapsíveis.

1 – INTRODUÇÃO

A presença de solos colapsíveis, de modo geral, inviabiliza o uso de fundações diretas. Nesse caso, a utilização de fundações profundas é uma alternativa de uso frequente, sendo as estacas de betão moldadas *in loco* uma solução bastante indicada nas construções de pequeno porte. Tem-se

* Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista.

E-mail: anderson@dec.feis.unesp.br

** Professora MSc, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista.

E-mail: agatha@dec.feis.unesp.br

*** Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista.

E-mail: adriano@dec.feis.unesp.br

**** Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Campinas.

E-mail: david@agr.unicamp.br

observado, na grande maioria dos casos, que a resistência do betão é muito superior às tensões de trabalho usuais nessas construções. Dessa forma, objetivando-se estudar um material alternativo ao betão, mas com resistência compatível com as cargas de trabalho usuais nesse tipo de construção, surgiu a ideia de se avaliar a possibilidade de utilização do solo-cimento plástico na confecção destas estacas. Visando uma análise comparativa, foram confeccionadas 6 estacas, sendo 3 de solo-cimento plástico e 3 de betão. A abertura do fuste das estacas foi executada com a queda de um pilão de aço (apiloamento). Foram realizadas duas provas de carga em cada estaca, sendo a primeira com o solo na umidade natural e a segunda com molhagem prévia do solo, totalizando 12 provas de carga. Nos ensaios com molhagem prévia do solo, uma vala quadrada com 1,2 m de largura por 0,2 m de profundidade foi escavada ao redor da estaca, dentro da qual se confeccionaram quatro furos de drenagem com diâmetro de 0,1 m e comprimento de 3,0 m. A molhagem do solo com água, por intermédio da vala e dos furos de drenagem foi iniciada com 24 horas de antecedência à realização das provas de carga, colocando a água dentro da vala a uma vazão constante de 0,1 litros/segundo para compensar o volume drenado nos furos. Procurou-se, deste modo, fazer com que o nível da água dentro da vala se mantivesse constante. Realizaram-se ensaios de laboratório em corpos-de-prova de solo-cimento plástico e de betão, cujos resultados permitiram uma análise do comportamento mecânico e da segurança dos materiais, no que se refere à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade, ao longo do tempo.

2 – CAMPO EXPERIMENTAL

2.1 – Considerações gerais

Visando consubstanciar os resultados da pesquisa, um Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações, denominado *Campo Experimental de Ilha Solteira*, foi implantado nesta cidade do Estado de São Paulo (Fig.1).

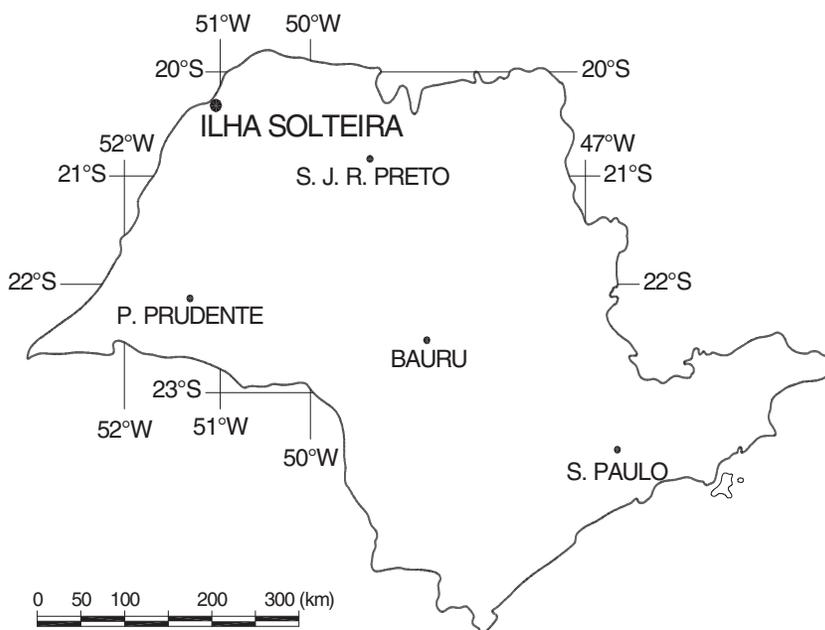


Fig. 1 – Localização da cidade de Ilha Solteira no Estado de São Paulo.

A caracterização deste Campo Experimental foi efetuada por intermédio de cinco sondagens de simples reconhecimento (SPT) e cinco ensaios do cone de penetração estática (CPT), utilizando-se o cone de *Begemann*. Foram também realizados ensaios de laboratório em amostras indeformadas de solo, as quais foram coletadas a cada metro de profundidade em um poço de inspeção aberto com diâmetro de 1,1 m e profundidade de 16,5 m. Cavalcante *et al.* (2007) fazem uma descrição de vários Campos Experimentais, onde se realizam ensaios em escala real, dentre os quais se tem a descrição do Campo Experimental de Ilha Solteira. Diversos trabalhos já foram realizados neste Campo Experimental, entre os quais se destacam Menezes (1997), Segantini (2000) e Souza (2001).

2.2 – Caracterização do Campo Experimental

Na Figura 2 tem-se uma ilustração esquemática do Campo Experimental, com o posicionamento das sondagens, do poço de inspeção e das estacas ensaiadas no local. O Quadro 1 mostra os valores dos resultados obtidos nas sondagens de reconhecimento realizadas.

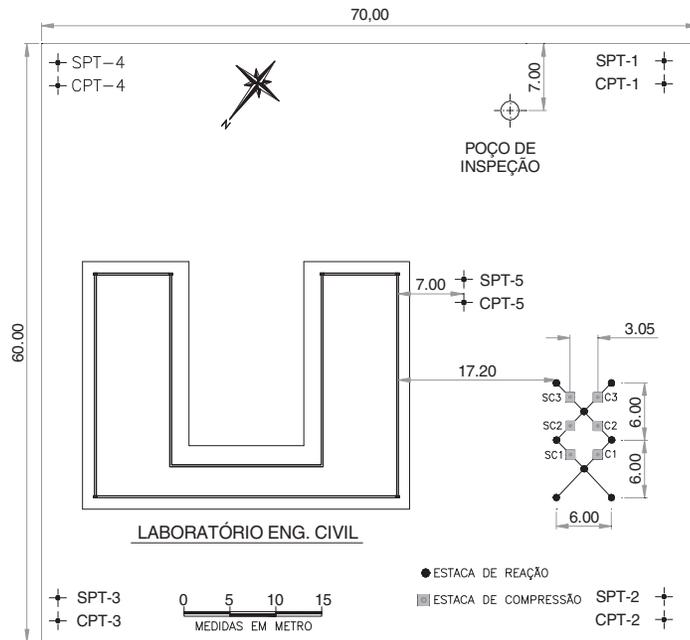


Fig. 2 – Esquema de implantação das estacas no Campo Experimental.

Quadro 1 – Parâmetros dos ensaios de penetração (Morais, 2002).

| H(m) | N | | | | | q _c (MPa) | | | | | f _c (kPa) | | | | |
|------|-----|-----|-----|-----|-----|----------------------|-----|------|------|-----|----------------------|-------|-------|-------|-------|
| | S-1 | S-2 | S-3 | S-4 | S-5 | D-1 | D-2 | D-3 | D-4 | D-5 | D-1 | D-2 | D-3 | D-4 | D-5 |
| 1 | 4 | 5 | 12 | 9 | 3 | 4,7 | 5,8 | 4,7 | 4,2 | 4,2 | 35,2 | 112,1 | 54,5 | 62,0 | 39,8 |
| 2 | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 1,8 | 1,8 | 1,9 | 1,6 | 1,7 | 41,1 | 36,9 | 22,9 | 61,5 | 38,2 |
| 3 | 3 | 2 | 2 | 3 | 2 | 1,9 | 1,7 | 1,7 | 2,2 | 1,9 | 40,6 | 24,4 | 26,2 | 61,5 | 50,5 |
| 4 | 3 | 3 | 5 | 3 | 3 | 2,1 | 1,7 | 6,9 | 2,0 | 1,9 | 31,1 | 30,0 | 68,6 | 61,0 | 48,0 |
| 5 | 3 | 3 | 12 | 3 | 3 | 2,9 | 1,8 | 8,3 | 2,2 | 2,1 | 28,7 | 24,0 | 126,0 | 76,8 | 76,0 |
| 6 | 4 | 1 | 12 | 4 | 4 | 2,7 | 2,3 | 8,0 | 2,6 | 1,9 | 32,0 | 27,7 | 133,5 | 143,8 | 91,7 |
| 7 | 5 | 0 | 21 | 3 | 4 | 4,5 | 2,5 | 10,5 | 2,6 | 2,5 | 38,2 | 29,2 | 181,9 | 116,7 | 131,9 |
| 8 | 6 | 5 | 15 | 3 | 5 | 3,5 | 3,2 | 11,0 | 3,1 | 3,2 | 43,6 | 35,5 | 173,3 | 126,5 | 218,3 |
| 9 | 10 | 6 | 8 | 7 | 7 | 5,0 | 4,3 | 7,0 | 3,2 | 3,8 | 74,8 | 65,9 | 102,9 | 139,5 | 187,1 |
| 10 | 11 | 8 | 10 | 8 | 8 | 7,0 | 6,8 | 7,2 | 3,8 | 5,3 | 139,4 | 113,3 | 97,6 | 184,2 | 291,3 |
| 11 | 10 | 9 | 11 | 8 | 9 | 7,7 | 7,9 | 8,5 | 4,1 | 5,7 | 140,8 | 188,6 | 82,7 | 256,7 | 473,1 |
| 12 | 9 | 8 | 9 | 9 | 10 | 8,3 | 7,5 | 8,9 | 4,0 | 5,8 | 257,3 | 281,0 | 83,2 | 337,7 | 466,5 |
| 13 | 9 | 9 | 11 | 10 | 12 | 8,0 | 6,9 | 8,9 | 4,1 | 5,7 | 395,8 | 180,3 | 116,3 | 400,6 | 479,4 |
| 14 | 4 | 5 | 12 | 6 | 3 | 7,5 | 7,8 | 8,6 | 3,6 | 6,4 | 311,6 | 277,5 | 84,1 | 313,6 | 460,6 |
| 15 | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 7,8 | 7,8 | 7,3 | 4,5 | 7,1 | 227,7 | 250,3 | 126,0 | 261,0 | 480,4 |
| 16 | 2 | 2 | 2 | 3 | 2 | 8,0 | 6,7 | 7,7 | 5,30 | 7,5 | 243,9 | 301,2 | 217,3 | 201,4 | 343,3 |

N = índice de resistência à penetração (SPT); q_c = resistência de ponta (CPT); f_c = atrito lateral (CPT).

Na Figura 3 são mostrados os perfis de sondagem obtidos por meio dos ensaios SPT.

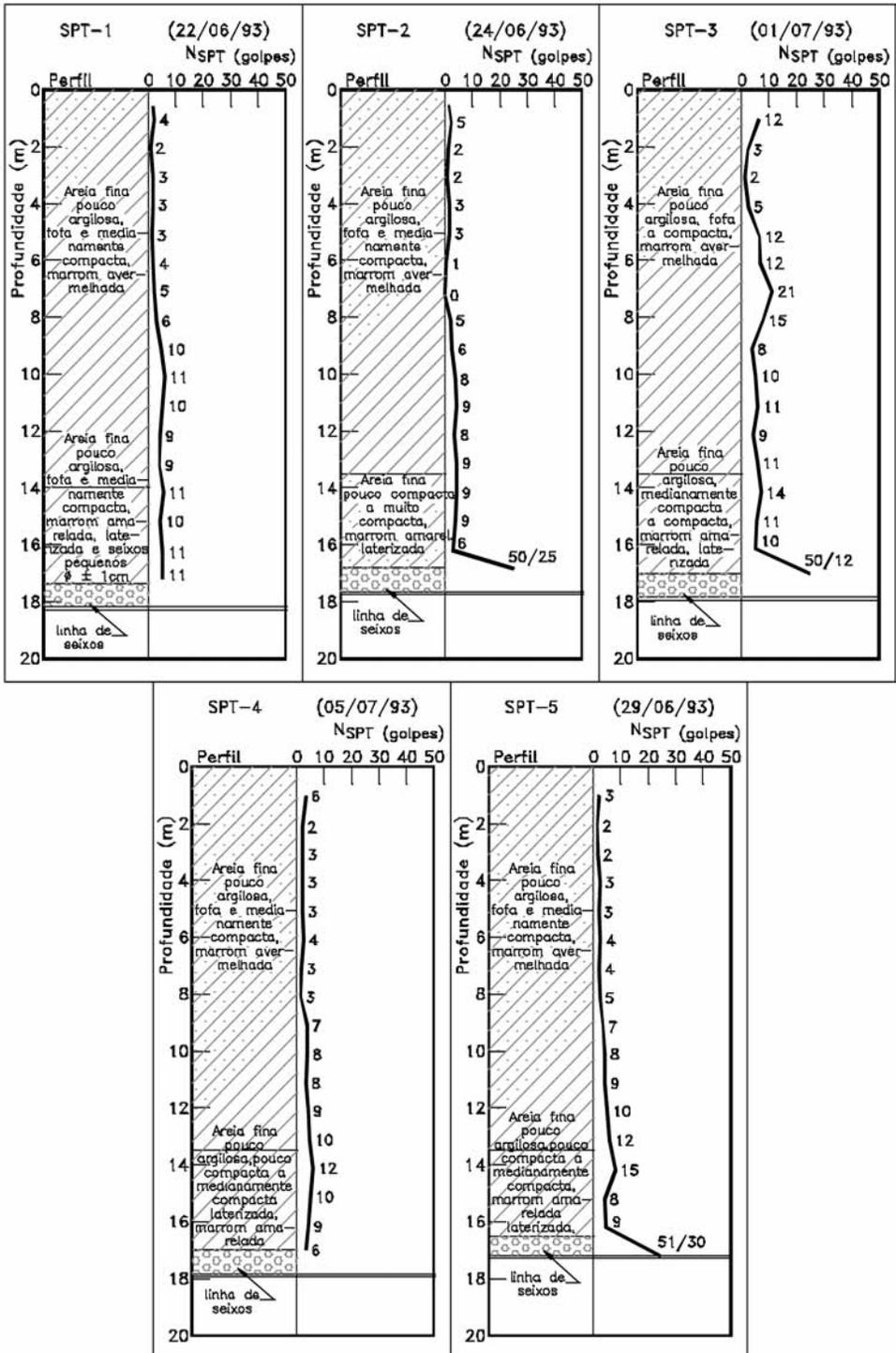


Fig. 3 – Perfis de subsolo do Campo Experimental (Morais, 2002).

3 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foram realizados ensaios de laboratório visando a obtenção dos valores de resistência à compressão simples e módulo de elasticidade do betão e do solo-cimento plástico utilizados nas estacas. Na confecção do betão foi utilizado o traço volumétrico 1:3:3 (cimento: areia: pedra), sendo este traço bastante utilizado em estacas moldadas *in loco*. Com relação ao solo-cimento plástico, utilizou-se o traço volumétrico 1:8 (cimento: solo). Na confecção do solo-cimento plástico foi utilizado um solo A4 (HRB, 1945), composto por 50% de areia fina, 30% de argila e 20% de silte. Nas Figuras 4 e 5, respectivamente, são apresentados resultados dos ensaios de laboratório realizados com vistas à determinação da resistência à compressão simples (f_{bj}) e do módulo de elasticidade (E) do betão e do solo-cimento plástico em função da idade de cura. Nos Quadros 2 e 3 são apresentados os valores numéricos, os quais foram obtidos a partir da média dos valores de ruptura de três corpos-de-prova para cada idade de cura.

Quadro 2 – Módulo de elasticidade e resistência à compressão simples do betão em função da idade de cura.

| Idade (dias) | f_{bj} (MPa) | E_b (GPa) |
|--------------|----------------|-------------|
| 07 | 13,8 | 29,0 |
| 28 | 19,4 | 38,0 |
| 56 | 20,8 | 40,0 |
| 120 | 23,0 | 42,0 |

f_{bj} = Resistência à compressão simples;

E_b = Módulo de elasticidade do betão.

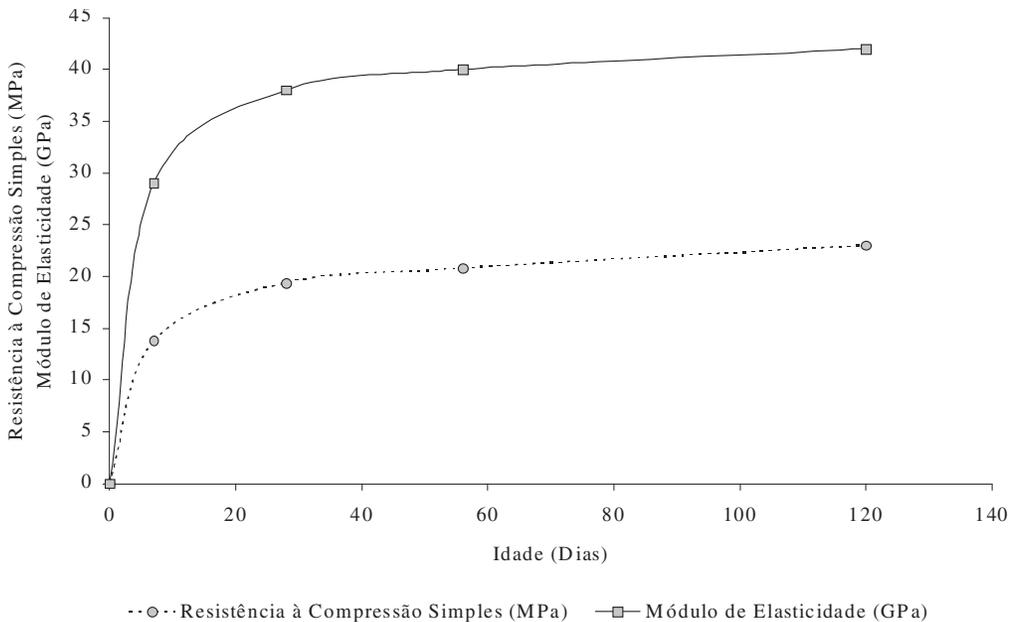


Fig. 4 – Resistência à compressão simples e módulo de elasticidade do betão em função da idade de cura.

Quadro 3 – Características do solo-cimento plástico em função da idade de cura.

| Idade de Cura | γ_{scp} (kN/m ³) | Absorção (%) | f_{scp} (MPa) | E_{scp} (GPa) |
|---------------|-------------------------------------|--------------|-----------------|-----------------|
| 28 dias | 16,3 | 21,3 | 4,4 | 5,9 |
| 56 dias | 16,2 | 20,9 | 6,2 | 8,8 |
| 120 dias | 16,3 | 20,5 | 8,9 | 9,3 |
| 240 dias | 16,6 | 20,9 | 10,6 | 10,1 |
| 1 ano | 16,5 | 21,3 | 11,0 | 10,5 |
| 1,5 anos | 16,6 | 21,1 | 11,1 | 10,5 |
| 2 anos | 16,7 | 21,5 | 11,7 | 10,5 |
| 5 anos | 16,7 | 21,6 | 11,7 | 10,7 |

γ_{scp} = Peso volúmico do solo-cimento plástico;

f_{scp} = Resistência à compressão simples do solo-cimento plástico;

E_{scp} = Módulo de elasticidade do solo-cimento plástico.

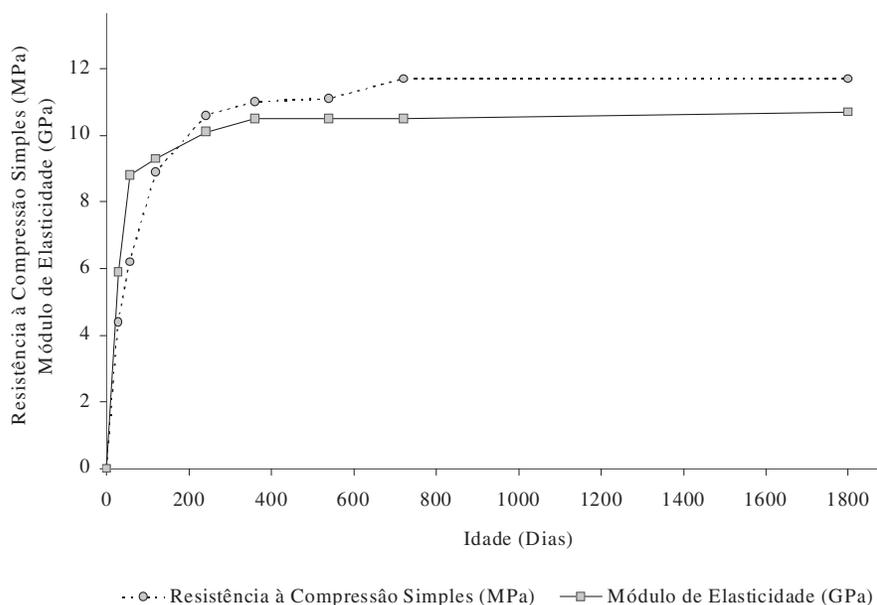


Fig. 5 – Resistência à compressão simples e módulo de elasticidade do solo-cimento-plástico.

4 – CONFEÇÃO DAS ESTACAS

Foram utilizadas estacas do tipo moldadas *in loco*, tendo sido os furos abertos através da queda de um pilão com peso de 5 kN e diâmetro de 0,2 m, conforme se observa na Figura 6. A execução deste tipo de estaca é bastante comum nos solos arenosos do Estado de São Paulo. No fundo dos furos, conforme se observa na Figura 6, foi colocado um elemento de poliestireno expandido, com 5 cm de espessura, com a finalidade de evitar a mobilização da reação de ponta da estaca no início das provas de carga. Desta forma foi possível no início das provas de carga avaliar a resposta da reação por atrito lateral e, posteriormente, após o esmagamento do poliestireno expandido, a mobilização da resistência de ponta.

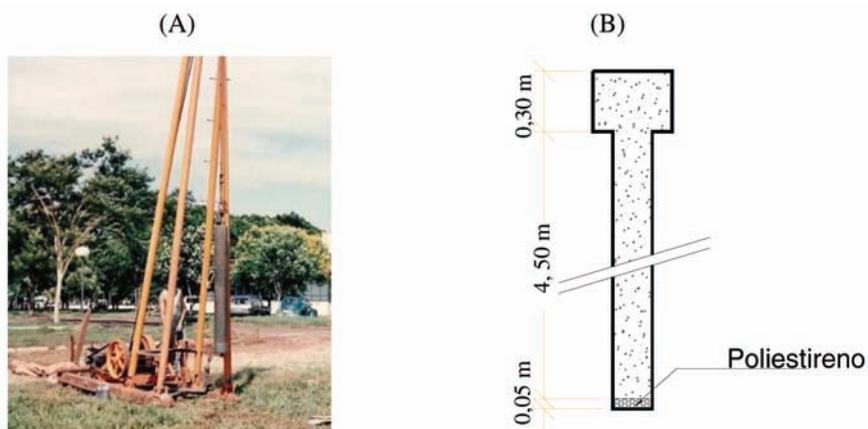


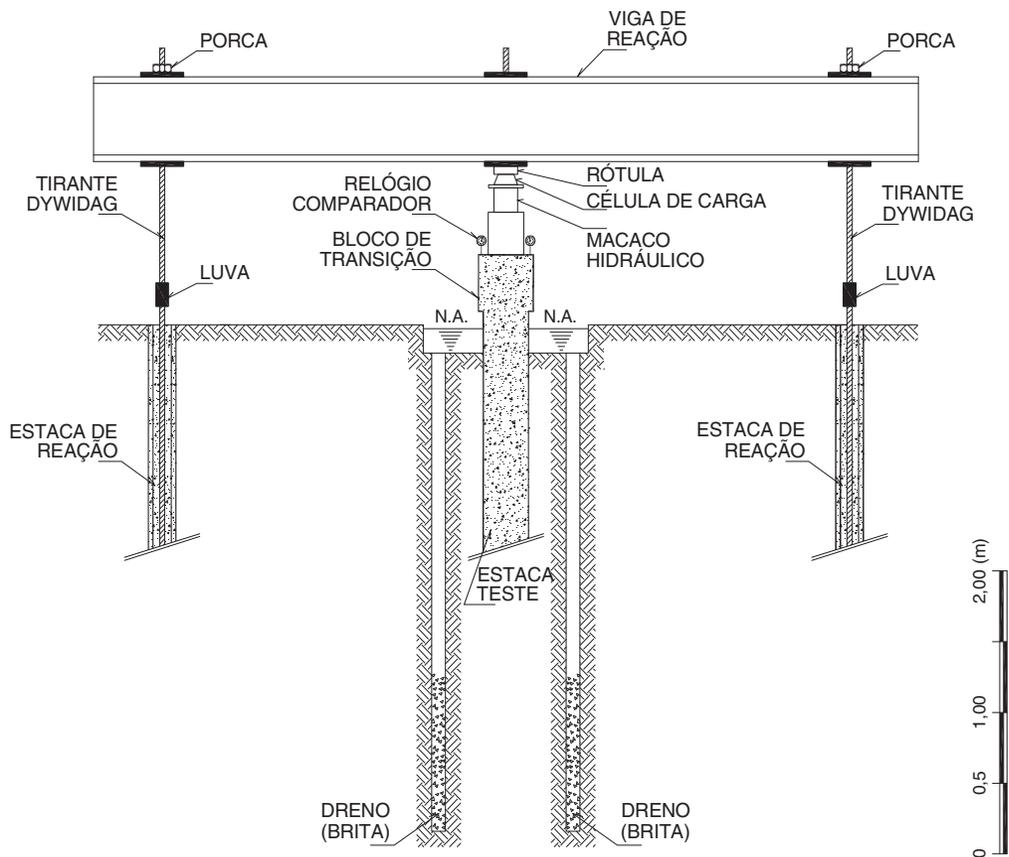
Fig. 6 – Bate-estaca utilizado (A) e croquis das estacas (B).

5 – PROVAS DE CARGA

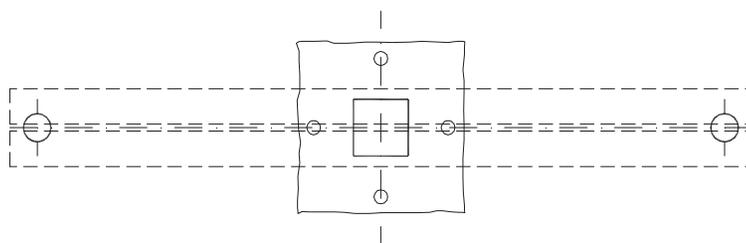
As provas de carga foram realizadas adotando-se carregamento rápido em estágios iguais e sucessivos, com duração de cinco minutos. Este procedimento é permitido e está prescrito na norma técnica brasileira NBR 12131, *Estacas - provas de carga estática* (ABNT, 2006). O descarregamento, após ser atingida a carga máxima do ensaio, foi efetuado em quatro estágios também sucessivos de cinco minutos, com a última leitura efetuada após dez minutos. Ilustra-se, na Figura 7, o momento da realização de um dos ensaios com molhagem prévia do solo e, na Figura 8, o esquema de reação utilizado.



Fig. 7 – Prova de carga com molhagem prévia do solo.



ELEVAÇÃO



PLANTA



Fig. 8 – Esquema do sistema de reação e carregamento.

Nas Figuras 9 e 11 são mostradas as curvas obtidas nas provas de carga realizadas com o solo na umidade natural e nas Figuras 10 e 12, com molhagem prévia do solo. No Quadro 4 são mostrados os valores das cargas máximas aplicadas nos ensaios.

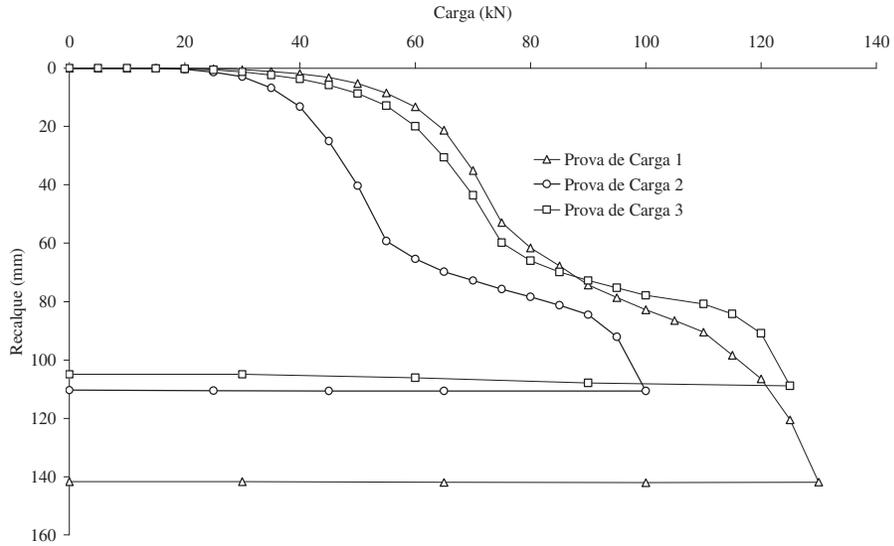


Fig. 9 – Carga \times recalque das estacas de betão com o solo na umidade natural.

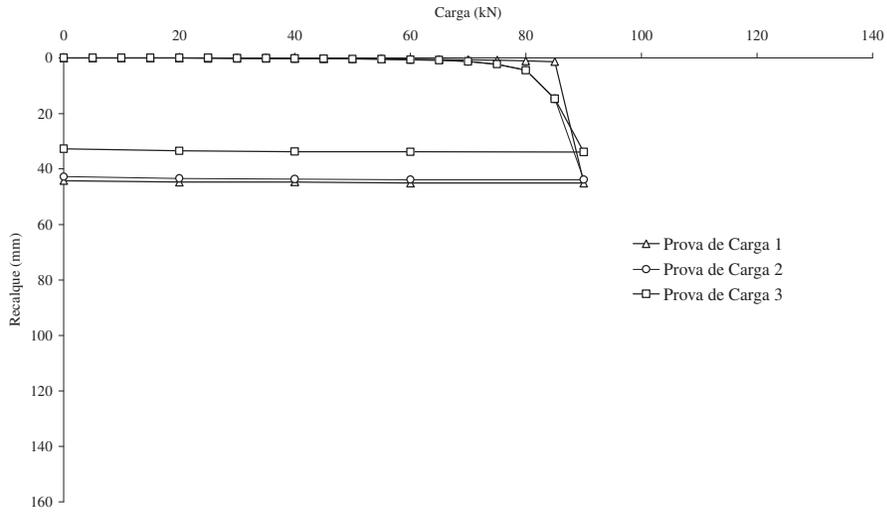


Fig. 10 – Carga \times recalque das estacas de betão com molhagem prévia do solo.

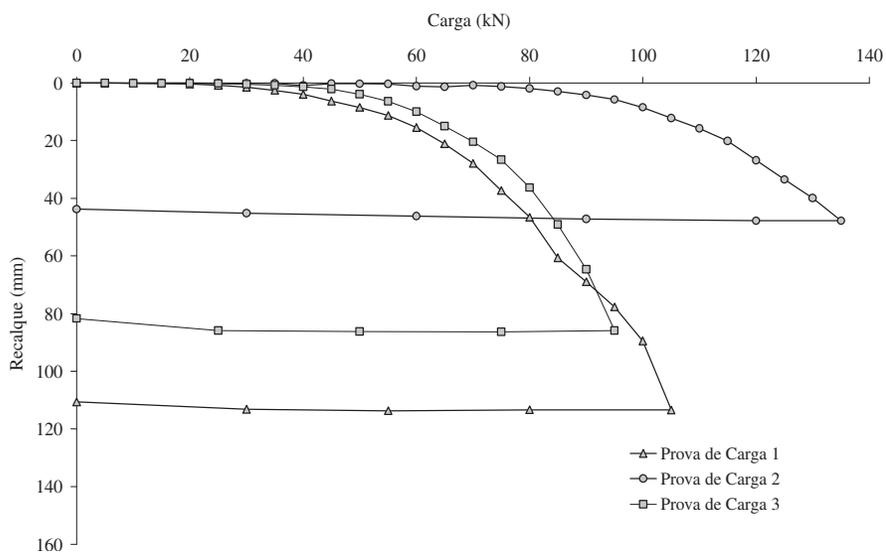


Fig. 11 – *Carga × recalque* das estacas de solo-cimento plástico com o solo na umidade natural.

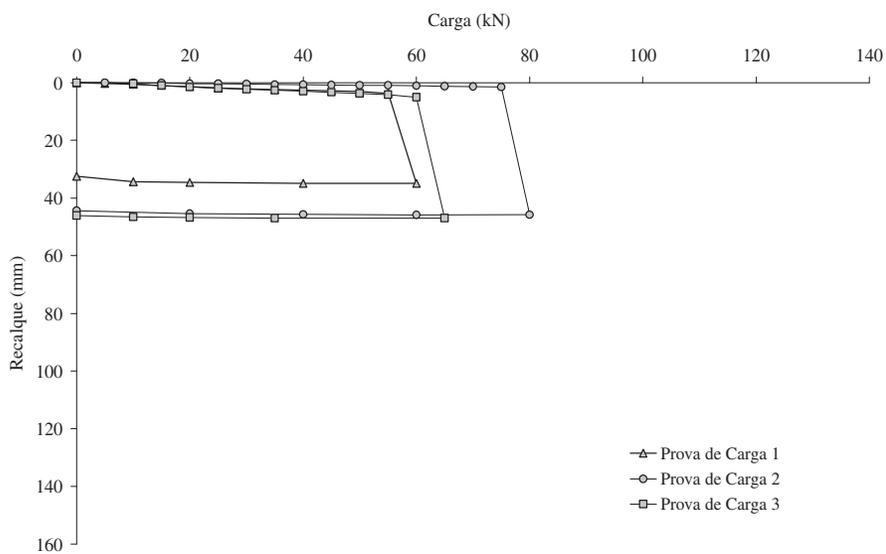


Fig. 12 – *Carga × recalque* das estacas de solo-cimento plástico com molhagem prévia do solo.

Quadro 4 – Características das estacas e resultados das provas de carga.

| Estacas | D (m) | L (m) | Q máx, nat (kN) | Q máx, sat (kN) | Redução (%) | \bar{Q} máx, nat (kN) | \bar{Q} máx, sat (kN) | Redução (%) |
|-----------------------|-------|-------|-----------------|-----------------|-------------|-------------------------|-------------------------|-------------|
| E _{1, BETÃO} | 0,2 | 4,5 | 130 | 90 | 31 | 118 | 90 | 23 |
| E _{2, BETÃO} | 0,2 | 4,5 | 100 | 90 | 10 | | | |
| E _{3, BETÃO} | 0,2 | 4,5 | 125 | 90 | 28 | | | |
| E _{1, SCP} | 0,2 | 4,5 | 105 | 60 | 43 | 100 | 62 | 38 |
| E _{2, SCP} | 0,2 | 4,5 | 135 (*) | 80 (*) | 41 (*) | | | |
| E _{3, SCP} | 0,2 | 4,5 | 95 | 65 | 32 | | | |

Q máx, nat = Carga máxima com o solo na umidade natural;

Q máx, sat = Carga máxima com molhagem prévia do solo;

\bar{Q} máx, nat = Carga máxima média com o solo na umidade natural;

\bar{Q} máx, sat = Carga máxima média com molhagem prévia do solo;

E_{i, SCP} = Estaca de solo-cimento plástico.

(*) Notou-se na prova de carga realizada na estaca E_{2, SCP} a ocorrência de deslocamento lateral da estaca, ocasionando outros esforços, além da carga axial de compressão, razão pela qual os valores obtidos nesta estaca não foram considerados nas análises efetuadas.

O Quadro 4 mostra que a molhagem do solo provocou redução de 23% na carga máxima das estacas de betão e de 38% nas de solo-cimento plástico.

6 – UTILIZAÇÃO DE FÓRMULAS EMPÍRICAS

Segundo Carvalho *et al.* (1997), diversas fórmulas teóricas e empíricas são encontradas na literatura para a determinação da carga de ruptura de estacas. No Brasil são bastante utilizadas as fórmulas de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Diversos outros autores também apresentam fórmulas para a obtenção das cargas de ruptura de estacas, como Bustamante & Gianceselli (1981), Philipponnat (1980) e Décourt *et al.* (1996). No Quadro 5 são mostrados os valores obtidos para as estacas de betão a partir da aplicação de algumas dessas fórmulas, comparando-se estes valores com os resultados obtidos nos ensaios. Para a determinação da carga máxima estimada ($Q_{\text{máx. estimado}}$) foram utilizados os dados das sondagens S-5 (SPT) e D-5 (CPT), que foram executadas bem próximas às estacas ensaiadas (ver a Fig. 2).

Quadro 5 – Comparação dos valores médios das provas de carga com os das fórmulas.

| Método | Parâmetros Utilizados | Q máx. estimado (kN) | $\frac{Q \text{ máx. ensaio}}{Q \text{ máx. estimado}}$ |
|------------------------------|--|----------------------|---|
| Aoki e Velloso – SPT (1975) | $\alpha = 0,03$ $K = 600 \text{ kPa}$ $F1 = 1+[D(\text{cm})/80] = 1,25^*$ $F2 = 2.F1 = 2,50^{**}$ | 92,7 | 1,27 |
| Aoki e Velloso – CPT (1975) | $F1 = 1+[D(\text{cm})/80] = 1,25^*$ $F2 = 2.F1 = 2,50^{**}$ | 94,3 | 1,25 |
| Décourt <i>et al.</i> (1996) | $\alpha = 1,00; \beta = 1,00$ $K = 400 \text{ kPa}$ | 90,5 | 1,30 |
| Velloso (1981) | $\alpha = 1,00; \beta = 1,00$ $\lambda = 1,00$ | 173,3 | 0,68 |

Observações:

Foram utilizados parâmetros de estacas cravadas, uma vez que a abertura do fuste foi realizada com a queda de um martelo (pilão);

* Proposta de Aoki (1985);

** Proposta de Aoki (1996).

7 – DISCUSSÃO

7.1 – Campo Experimental

O Campo Experimental possui uma camada de solo superficial mais resistente até a profundidade de 1,0 m, com valor médio de N-SPT = 6. Para profundidades de 1,0 a 8,0 m, os valores obtidos foram sempre menores do que 6. A partir dos 9,0 m, observa-se a ocorrência de aumento dos valores de N-SPT, obtendo-se, contudo, valores sempre inferiores a 15. Na identificação do subsolo se constatou a presença de areia fina pouco argilosa, fofa a medianamente compacta até a profundidade de 13,5 m. A partir desta profundidade, até 16,0 m, encontrou-se areia fina pouco argilosa, medianamente compacta, e presença de seixos dispersos. As sondagens foram interrompidas com 16,0 m em razão da presença da linha de seixos, que dificultou a continuidade dos trabalhos. O lençol freático não foi encontrado.

Utilizando as amostras indeformadas coletadas no poço de inspeção, Segantini (2000) realizou ensaios de laboratório com inundação em determinados níveis de pressão, obtendo-se índices de colapso, segundo a fórmula de Vargas (1978), que indicam que o solo local, dependendo da pressão aplicada, pode ser considerado colapsível até 7,0 m de profundidade.

7.2 – Estacas de betão

O uso do poliestireno expandido na ponta das estacas possibilitou diferenciar a resistência de ponta da resistência por atrito lateral, conforme se observa nas curvas apresentadas na Figura 9. Nota-se que a resistência de ponta pode representar uma parcela importante na capacidade de carga das estacas curtas, com comprimento de 4,5 m, no solo em estudo. Na primeira prova de carga houve inflexão da curva *carga × recalque* a partir da aplicação da carga de 75 kN, sendo que a carga máxima aplicada no ensaio foi de 130 kN, ou seja, a inflexão na curva aconteceu após a aplicação de 58% da carga máxima do ensaio. Na segunda prova de carga a inflexão aconteceu a partir da aplicação da carga de 55 kN, sendo de 100 kN o valor da carga máxima aplicada, ou seja, 55%. Na terceira prova de carga, assim como na primeira, a inflexão ocorreu a partir da aplicação da carga

de 75 kN, sendo de 125 kN o valor da carga máxima aplicada, ou seja, 60%. Nota-se que a inflexão das curvas aconteceu para recalques próximos a 50 mm, que correspondem justamente à espessura do poliestireno deixado na ponta das estacas. Desta forma, admite-se que antes da inflexão da curva, a resistência de ponta não havia sido mobilizada, pois o poliestireno ainda estaria sendo esmagado. Então, obviamente, os valores de carga aplicada até aquele momento, corresponderiam somente à parcela do atrito lateral. Na média das três estacas, portanto, a carga aplicada até o momento da inflexão da curva, associada à resistência por atrito lateral, equivale a aproximadamente 57,5% da carga máxima aplicada. Nos ensaios com molhagem prévia do solo, atingiu-se carga máxima de 90 kN nas três estacas em estudo. Em média, conforme se observa no Quadro 4, houve uma redução no valor da carga de ruptura da ordem de 23%. Há que se chamar à atenção, no entanto, para o fato de que cada estaca foi duas vezes ensaiada, sendo que a primeira prova de carga foi feita com o solo na umidade natural e a segunda, com molhagem prévia do solo, havendo possibilidade de a resistência do solo na ponta da estaca ter aumentado após a realização do primeiro ensaio e, portanto, não se pode descartar a possibilidade de que a carga máxima no ensaio realizado com molhagem prévia do solo seja ainda inferior aos 90 kN obtidos no segundo ensaio.

Portanto, para este tipo de solo o fenômeno da colapsibilidade não pode ser ignorado. Carvalho e Souza (1990) analisaram a influência da colapsibilidade na capacidade de carga de elementos de fundação, discutindo o comportamento de fundações diretas e de fundações profundas em solos colapsíveis, analisando, para o caso de fundações diretas, a solução de remoção do solo de apoio e sua recolocação em camadas compactadas. Ferreira *et al.* (1989) avaliaram aspectos relacionados ao comportamento de solos colapsíveis, os quais concluíram que além da colapsibilidade, também a heterogeneidade do solo pode ter influência na magnitude do colapso. De acordo com Cintra (1998), as estacas são as mais afetadas pela colapsibilidade do solo, apresentando geralmente redução de mais de 50% na capacidade de carga, e isso ocorre usualmente em estacas curtas, o que as torna quase sempre flutuantes na camada colapsível.

7.3 – Estacas de solo-cimento plástico

No caso das estacas de solo-cimento plástico, o uso do poliestireno expandido não possibilitou uma diferenciação com clareza entre a resistência de ponta e a resistência por atrito lateral, conforme se observa nas curvas apresentadas na Figura 11. Nota-se apenas, na primeira prova de carga, a ocorrência de uma ligeira inflexão na curva. Na segunda prova de carga, em razão da ocorrência de um deslocamento lateral no topo da estaca, por segurança o ensaio foi interrompido após a aplicação da carga de 135 kN. Esse deslocamento ocorreu em razão de uma excentricidade provocada por falha na execução das estacas, as quais ficaram desalinhas. Desconsiderando-se o resultado obtido nessa prova de carga, obtém-se em média para as outras duas carga máxima de 100 kN. Nas provas de carga realizadas com molhagem prévia do solo, Figura 12, considerando-se apenas essas duas estacas, o valor médio da carga máxima obtida foi de 62,5 kN, representando uma redução da ordem de 38%.

7.4 – Aplicação de fórmulas empíricas

Observa-se que tanto a Fórmula de Décourt *et al.* (1996) como a de Aoki e Velloso (1975) conduzem a valores que se aproximaram dos valores obtidos nas provas de carga, indicando que podem ser utilizadas para estacas semelhantes neste tipo de solo, em sua umidade natural.

7.5 – Ensaios de laboratório

No que tange aos parâmetros de resistência à compressão simples e de módulo de elasticidade, os resultados obtidos nos ensaios de laboratório mostraram que o betão utilizado no preenchimento das estacas apresentou comportamento de acordo com os padrões esperados para a dosagem utili-

zada. Este traço é usualmente utilizado na confecção de estacas moldadas *in loco* na região em que o estudo foi realizado.

Em vista dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório, nos quais se obtiveram resistência média de 19,4 MPa aos 28 dias para o betão, pode-se afirmar que para este valor, portanto, a carga de ruptura do material de uma estaca com 0,2 m de diâmetro seria equivalente 609,6 kN. No entanto, considerando-se a interação solo-estrutura de fundação, a carga máxima aplicada nas provas de carga foi de 130 kN. Logo, o material da estaca possui um coeficiente de segurança que corresponde a 4,7 vezes o valor da carga de trabalho aplicada. Fazendo esta mesma análise para o solo-cimento plástico, obtiveram-se no laboratório resistência à compressão de 4,4 MPa aos 28 dias. Portanto, se fosse considerada uma estaca com 0,2 m de diâmetro, a carga de ruptura do material seria de 138,2 kN. Como a carga de ruptura na prova de carga das estacas foi de 100 kN, então o coeficiente de segurança do solo-cimento, considerando-se o diâmetro de 0,2 m, correspondeu a cerca de 1,4 vezes o valor da carga máxima aplicada na prova de carga.

No Quadro 6 são apresentados os valores de deformação linear (ΔL) das estacas, os quais foram determinados a partir das cargas máximas aplicadas nas provas de carga, considerando-se as características dimensionais das estacas e os valores dos módulos de elasticidade obtidos para os materiais em estudo aos 28 dias.

Quadro 6 – Determinação da deformação linear das estacas.

| Estacas | Umidade do solo | $Q_{\text{máx}}$ (kN) | L (mm) | E (GPa) | A (cm ²) | $\Delta L = \frac{QL}{2EA}$ (mm) |
|-----------------------|---------------------|--------------------------|-----------|------------|-------------------------|-------------------------------------|
| Betão | Natural | 118 | 4500 | 38 | 314 | 0,22 |
| | Com molhagem prévia | 90 | 4500 | 38 | 314 | 0,17 |
| Solo-cimento plástico | Natural | 100 | 4500 | 5,9 | 314 | 1,21 |
| | Com molhagem prévia | 62 | 4500 | 5,9 | 314 | 0,75 |

$Q_{\text{máx}}$ (kN) = Carga máxima aplicada na prova de carga; A (cm²) = Área das estacas;
L (mm) = Comprimento das estacas; E (GPa) = Módulo de Elasticidade.

Conforme se observa no Quadro 6, as deformações lineares, ou encurtamento das estacas com a aplicação das cargas máximas, foram de 0,17 a 0,22 mm para as estacas de betão e de 0,75 a 1,21 mm para as de solo-cimento plástico. Estes valores podem ser considerados compatíveis com os deslocamentos previstos em obras pequenas. Ademais, pensando-se em termos de cargas admissíveis, ou seja, dividindo-se as cargas máximas das provas de carga com o solo na umidade natural por dois, notam-se que os recalques obtidos são muito superiores aos encurtamentos das estacas, que neste caso seriam ainda menores e plenamente aceitáveis, tanto para as estacas de betão como para as de solo-cimento plástico.

Desta forma, os resultados mostraram que o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do solo-cimento plástico são compatíveis com as cargas de trabalho usualmente empregadas nas fundações das construções de pequeno porte. Obviamente, assim como para o betão, a aplicação do solo-cimento plástico em fundações deve estar associada a ensaios de laboratório que visem definir a dosagem a ser trabalhada em função dos carregamentos utilizados. Nota-se no Quadro 3 que o material continua ganhando resistência à compressão simples de forma considerável após os 28 dias de cura, chegando a 8,9 MPa aos 120 dias, ou seja, aproximadamente duas vezes superior aos 4,4 MPa obtidos aos 28 dias. Miranda *et al.* (2008) avaliaram diversos sistemas de cura para o solo-cimento plástico, obtendo resultados que confirmaram esta tendência do material, ou seja,

aumentos substanciais da resistência e do módulo de elasticidade até a idade de 240 dias. Este fato pode ser explorado pelos projetistas em função do cronograma de execução das construções. Outras dosagens e possibilidades para se melhorar as características de resistência do solo-cimento plástico devem ser investigados. Miranda *et al.* (2006) estudaram a possibilidade de utilização de resíduos de construção na composição do solo-cimento plástico, encontrando resultados bastante superiores aos obtidos neste trabalho.

8 – CONCLUSÕES

Em vista dos resultados obtidos e das análises efetuadas, conclui-se que:

1 – Os resultados das provas de carga, para as estacas em estudo, mostraram que a ruptura na interação solo-estrutura de fundação ocorre para valores de carga muito abaixo dos valores de resistência do betão utilizado neste tipo de fundação, indicando a possibilidade de utilização de materiais de menor resistência.

2 – O solo-cimento plástico mostrou-se tecnicamente viável para uso em estacas moldadas *in loco* sujeitas a pequenas cargas. Contudo, a realização de ensaios de laboratório, assim como se faz para o betão, também é necessária e indispensável, no caso de se optar por esse material.

3 – Observou-se que tanto a resistência à compressão como o módulo de elasticidade do solo-cimento plástico continuaram aumentando de forma substancial após a idade de 28 dias, com esta - bilização após 240 dias. Portanto, este aspecto pode ser considerado em projetos em função dos cronogramas executivos das construções.

4 – Os valores dos encurtamentos elásticos das estacas de solo-cimento, calculados a partir de seu módulo de elasticidade, mostraram-se muito inferiores aos recalques observados nas provas de carga, indicando que são plenamente aceitáveis.

5 – O uso de poliestireno expandido nas estacas de betão mostrou que a mobilização da ponta aconteceu, em média, após a aplicação de 57,5% da carga máxima, evidenciando que a resistência de ponta, neste tipo de estaca, representa parcela considerável na sua capacidade de carga.

6 – Havendo possibilidade de um grande aumento da umidade do solo ao longo do fuste das estacas, tanto para estacas de betão como para estacas de solo-cimento plástico, o fenômeno da colapsibilidade obrigatoriamente deverá ser considerado, pois caso isto ocorra, haverá uma redução substancial na capacidade de carga das estacas.

7– Caso haja possibilidade de um grande aumento de umidade do solo na ponta de estacas curtas, pelo fato dos solos da região apresentarem características de colapsibilidade até 7,0 m de profundidade, uma redução da capacidade de carga da ponta deve ser considerada.

9 – AGRADECIMENTOS

FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo; FUNDUNESP – Fundação para o Desenvolvimento da UNESP; LCEC - Laboratório CESP de Engenharia Civil.

10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 12131:2006 (2006). *Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio.*

- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximated method to estimate the bearing capacity of piles*. Proc. 5th Pan-American Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol.2, pp.367-376, Buenos Aires.
- Aoki, N. (1985). *Prática de fundações em estacas pré-moldadas em terra*. Palestra proferida no Curso “Pile Foundations for Offshore Structures”, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 45p.
- Aoki, N. (1996). *Engenharia de fundações*. Notas de aula, Curso de Pós-graduação, Departamento de Geotecnia, EESC-USP, São Carlos-SP.
- Bustamante, M. G.; Gianceselli, L. (1981). *Reajustement des paramètres de calcul des pieux*. Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.2, pp.643-646, Estocolmo.
- Carvalho, D.; Souza, A. (1990). *Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos*. Anais do 9^o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol.2, pp.109-114, Salvador.
- Carvalho, D.; Segantini, A. A. S.; Claro, A. T.; Mantilla, J. N. R. (1997). *Comportamento de estacas escavadas como elemento de fundação em solos arenosos*. Anais das 28^{as} Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, ASAAE, vol.2, pp.527-536, São Carlos.
- Cavalcante, E. H.; Danzinger, F. A. B.; Giacheti, H. L.; Coutinho, R. Q.; Souza, A.; Kormann, A. C. M.; Belincanta, A.; Pinto, C. S.; Branco, C. J. M. C.; Ferreira, C. V.; Carvalho, D.; Marinho, F. A. M.; Cintra, J. C. A.; Dourado, K. C. A.; Moraes, L. S.; Albuquerque Filho, L. H.; Almeida, M. S. S.; Gutierrez, N. H. M.; Albuquerque, P. J. R.; Chamecki, P. R.; Cunha, R. P.; Teixeira, R. S.; Menezes, S. M.; Lacerda, W. A. (2007). *Campos Experimentais Brasileiros*. Geotecnia, vol. 111, pp. 99-205.
- Cintra, J. C. A. (1998). *Fundações em solos colapsíveis*. 1^a edição, EESC-USP, Projeto Reenge, São Carlos, 116p.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. Anais do 6^o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, vol.1, pp.45-53, Rio de Janeiro.
- Décourt, L.; Albiero, J. H.; Cintra, J. C. (1996). *Análise e projeto de fundações profundas*. In: Fundações: Teoria e Prática, W. Hachich, F. F. Falconi, J. L. Saes, R. G. Frota, C. S. Carvalho, S. Niyama (Eds.), Editora Pini, São Paulo-SP, pp. 265-327.
- Ferreira, R. C.; Monteiro, L. B.; Peres, J. E. E.; Benvenuto, C. (1989). *Some aspects on the behavior of Brazilian collapsible soils*. Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ABMS, v. suppl., pp.117-120, Rio de Janeiro.
- HRB - Highway Research Board (1945). *Report of committee on classification of materials for sub grades and granular type roads*. Proceedings, Highway Research Board, v.25, pp.376-384.
- Menezes, S. M. (1997). *Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade no interior do Estado de São Paulo*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 377 p.
- Miranda, D. E. O.; Machado, A. F.; Souza, M. I. B.; Segantini, A. A. S.; Carvalho, D. (2006). *Estudo das características de resistência e deformabilidade ao longo do tempo do solo-cimento plástico obtido através de resíduos sólidos de construção, visando a sua aplicação em fundações de obras de pequeno porte*. Anais do XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2006, Curitiba-PR, pp. 61-70.

- Miranda, D. E. O.; Segantini, A. A. S.; Souza, A.; Fiorati, N. A. (2008). *Avaliação de sistemas de cura do solo-cimento plástico composto com agregados reciclados*. Anais do XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2008, Búzios-RJ, v. 1. pp. 683-690.
- Morais, A. S. (2002). *Estudo das características de resistência do solo-cimento plástico e aplicação em estacas moldadas in loco*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira, 123 p.
- Philipponnat, G. (1980). *Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique*. Revue Française de Géotechnique, vol. 10, pp. 55-64.
- Segantini, A. A. S. (2000). *Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira-SP*. Tese de Doutorado, Universidade Estadual de Campinas, 176 p.
- Souza, A. (2001). *Estaca piloto instrumentada: uma ferramenta para o estudo da capacidade de carga de estacas quando submetidas a esforços axiais de compressão*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 302 p.
- Vargas, M. (1978). *Introdução à Mecânica dos Solos*. Editora McGraw-Hill do Brasil, 509 p.
- Velloso, P. P. C. (1981). *Considerações sobre a estimativa de capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo*. Publicações, Universidade de Brasília.