

Desempenho de estacas tipo hélice contínua monitorada na cidade de Santo André – SP

Alexsander Silva Mucheti

Instituto Federal de São Paulo – IFSP, Engestrass Engenharia e Fundações, Proeng Geotecnia, São Paulo, Brasil, alexmucheti@gmail.com

Paulo José Rocha de Albuquerque

Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, Campinas, Brasil, pjra@fec.unicamp.br

Tiago Garcia Rodrigues

Universidade Presbiteriana Mackenzie – UPM, Geoprova Engenharia Ensaios e Monitoramento, Campinas, Brasil, tiago@geoprova.com.br

RESUMO: O presente trabalho tem o objetivo de avaliar o comportamento geotécnico de estacas tipo hélice contínua monitorada, por meio de provas de cargas prévias (prova de carga de projeto) em subsolo característico da cidade de Santo André, Região Metropolitana da cidade de São Paulo. Analisa-se os resultados de doze provas de cargas estáticas, sendo seis ensaios para estacas de diâmetro 40 cm, três para estacas de 50 cm e três para estacas de 60 cm, comprimentos entre 15 e 17 m. Para o estudo dispõe-se de 13 sondagens a percussão com medida de torque (SPT-T) distribuídos ao longo do local. Para obtenção da carga de ruptura Q_{rup} , as provas de carga tiveram suas curvas carga vs deslocamento extrapoladas por quatro métodos, Décourt (1996), Chin (1976), Van der Veen (1953) e Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976). A previsão da capacidade de carga das estacas foi estimada por seis métodos semiempíricos: Aoki e Velloso (1975), Pedro Paulo da Costa Velloso (1979), Décourt e Quaresma (1996), Teixeira (1996), Alonso (1996) e Antunes e Cabral (1996). Os resultados apontaram o grande potencial da utilização de provas de carga prévias na reformulação e ajustes dos modelos físico-matemáticos, utilizados como premissas para o dimensionamento dos elementos de fundação.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca hélice contínua, prova de carga, capacidade de carga, interpretação curva carga vs recalque

1 INTRODUÇÃO

A velocidade de execução, a adaptabilidade para os diversos tipos de solo e o custo atrativo, tornam as estacas tipo hélice contínua a solução em fundações profundas mais presente nos diversos tipos de empreendimentos da construção civil. Em 2010, a norma de fundações (NBR-6122) tornou obrigatória a realização de provas de carga em estacas, sendo um grande passo para que os profissionais geotécnicos tivessem condições de conduzir um

juízo crítico de suas premissas de projeto e acompanhamento de obras de fundações. Com a retroalimentação de parâmetros geotécnicos, remodelagem físico/matemática da capacidade e recalque dos elementos, confirmação de desempenho geotécnico, confiabilidade, economia e segurança dos projetos e obras. Infelizmente, em função do desconhecimento da aplicação destes ensaios na otimização das fundações, apesar de estar claramente preconizado pela NBR-6122/2010 e reiterado em Rodrigues et al. (2013), poucas construtoras

optam por conduzir provas de carga prévia (prova de carga durante a fase de projeto), não aproveitando o ganho em escala gerado pela metodologia, com redução de riscos, imprevistos e custos obviamente. Objetiva-se avaliar no presente trabalho o comportamento geotécnico de estacas tipo hélice contínua monitorada, através de provas de carga prévia (prova de carga de projeto) em subsolo característico da cidade de Santo André, Região Metropolitana da cidade de São Paulo.

2 DADOS

2.1 Geologia local

A Bacia de São Paulo localiza-se no planalto Atlântico, com sedimentos distribuídos irregularmente numa área pouco superior a 1.000 km², com eixo maior de 75 km, entre Arujá, a leste, e Embu-Guaçu, a oeste, e menor de 25 km, entre Santana ao norte, e Santo André, ao sul (Riccomini e Coimbra, 1992).

O local de estudo situa-se no bairro de Utinga, cidade de Santo André, estado de São Paulo. O empreendimento ocupa uma área de edificação de 7.000 m², onde foram realizadas 29 sondagens a percussão, ao qual 13 encontram-se inscritas na região de realização das 12 provas de cargas estáticas.

De maneira geral o subsolo é composto por uma camada superficial de 3,0 m de aterro de solos diversos com entulho e escória de alto forno (um subproduto da produção do ferro e do aço, resíduos bastante comuns nas indústrias da região). Para execução das sondagens, foi preciso realizar uma escavação para remoção deste material, assim, os relatórios de sondagem não apresentaram o índice de resistência a penetração (N_{spt}) dos metros iniciais. Em seguida, uma camada de argila siltosa orgânica de consistência muito mole e mole, de espessura variável, atingindo-se até 8,5 m de profundidade. A partir daí, intercalam-se camadas de areia siltosa e argila silto arenosa de ordens e espessuras variáveis. Pode-se observar

nas figuras 2 e 3, de forma agrupada, o índice de resistência (N_{SPT}) e torque máximo ($T_{MÁX}$) ao longo da profundidade das 13 sondagens SPT-T envolvidas na análise.

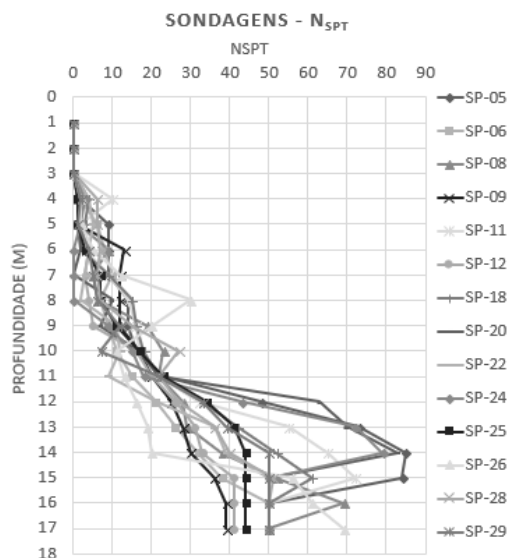


Figura 1 - Índice de resistência N_{SPT}

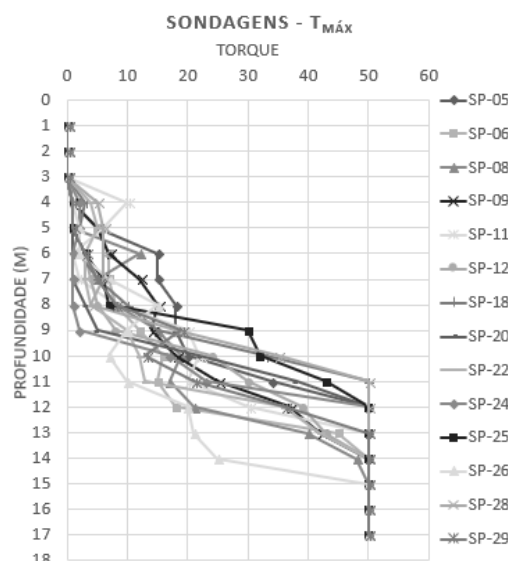


Figura 2 – Torque máximo ($T_{MÁX}$) obtido do SPT-T

Facilita-se a visualização da resistência do solo ao longo da profundidade observando-se as figuras 3 e 4, onde resumem-se os valores da resistência a penetração N_{SPT} e N_{EQ} em valores médios, bem como sua variação em função do respectivo desvio padrão (DP). Com os valores dos coeficientes de variação (CVs) foi possível saber de que forma os DPs estão variando para os valores de N_{SPT} médios, e com as porcentagens dos CVs pôde-se mostrar o peso

do desvio padrão sobre a distribuição. Da mesma forma avaliou-se os N_{EQ} obtidos por meio das leituras de torque máximo (SPT-T).

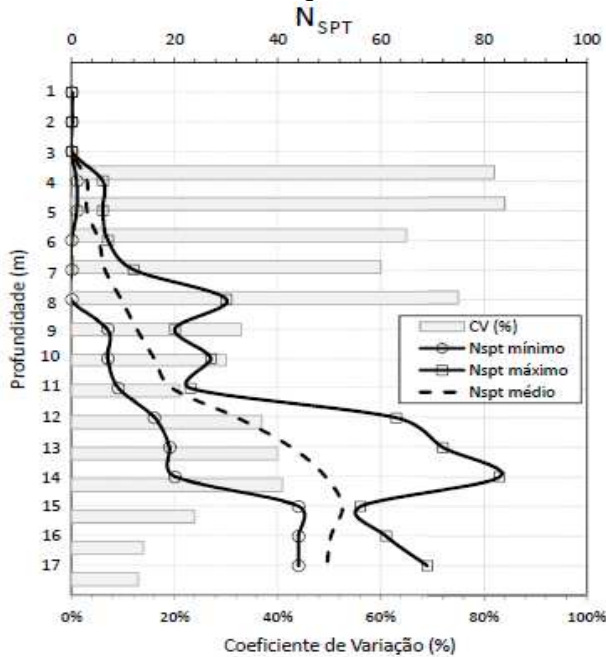


Figura 3 - Variação do índice de resistência N_{spt}

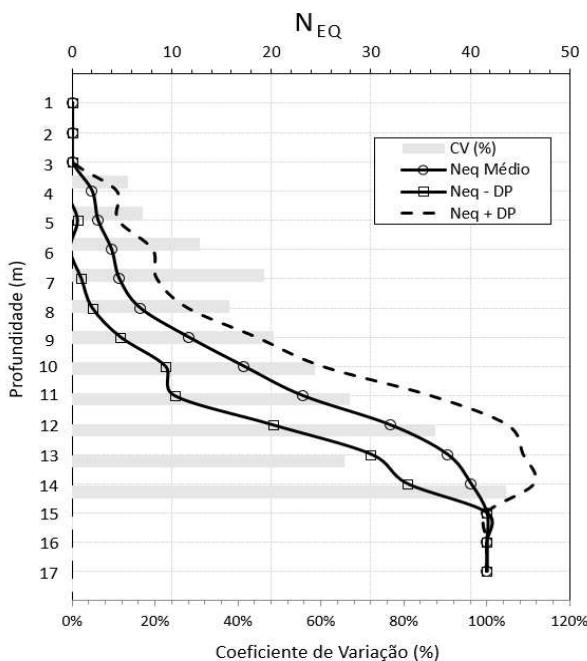


Figura 4 - Variação do índice de resistência N_{EQ}

2.2 Localização dos ensaios

Na figura 5 apresenta-se o posicionamento das provas de carga estáticas (PCEs) e a localização das sondagens SPT-T na área de edificação do empreendimento.

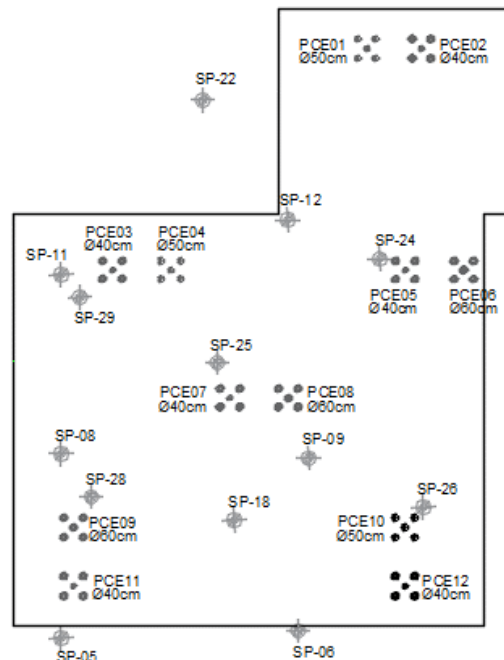


Figura 5 - Posicionamento das sondagens e das PCEs

2.3 Provas de carga estática

As provas de carga estáticas foram realizadas de acordo com a NBR-13.131/2006: Estacas – Prova de Carga Estática, no período de 26/12/2017 a 13/01/2018. Na tabela 1 mostra-se as características das estacas tipo hélice contínua monitorada ensaiadas.

Tabela 1 - Dados das estacas ensaiadas

Ensaio	ϕ (cm)	Comprimento (m)	$Q_{trab.}$ (kN)
PCE01	50	17,0	1.150
PCE02	40	16,0	700
PCE03	40	15,0	700
PCE04	50	16,0	1.150
PCE05	40	15,0	700
PCE06	60	17,0	1.600
PCE07	40	15,0	700
PCE08	60	17,0	1.600
PCE09	60	17,0	1.600
PCE10	50	17,0	1.150
PCE11	40	15,0	700
PCE12	40	16,0	700

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resultados das provas de carga

Na tabela 2 apresenta-se a carga máxima atingida em cada ensaio, os deslocamentos obtidos ao fim do carregamento e residual (ao fim do descarregamento), como também, os deslocamentos atingidos na carga de trabalho da estaca. As curvas carga x deslocamento dos ensaios estão apresentadas nas figuras 6 a 10, agrupadas em função dos diâmetros e profundidades ensaiados.

Tabela 2 - Carga máxima e deslocamentos

Ensaio	ϕ (cm)	Q_{ensaio} (kN)	Desloc. máximo (mm)	Desloc. residual (mm)	Desloc. Q_{trab} (mm)
PCE01	50	2.305	17,90	13,12	2,45
PCE02	40	1.542	5,95	2,24	1,38
PCE03	40	1.403	7,03*	N/A*	1,71
PCE04	50	2.292	9,30**	2,77**	5,05
PCE05	40	1.403	5,56	2,27	1,28
PCE06	60	3.208	13,26	5,26	3,24
PCE07	40	1.403	9,56	4,30	2,24
PCE08	60	3.204	12,63	5,13	3,35
PCE09	60	3.211	9,69***	N/A***	3,03
PCE10	50	2.309	13,51	8,00	3,29
PCE11	40	1.404	6,90	2,12	2,10
PCE12	40	1.401	5,76	2,17	1,62

- * PCE-03 rompeu o bloco, estruturalmente, no 10° estágio, sem possibilidade de descarregar.
- ** PCE-04 rompeu o bloco, estruturalmente, no 10° estágio, mas foi possível descarregar.
- ** PCE-09 rompeu o bloco, ou a estaca teste, estruturalmente no 10° estágio, sem possibilidade de descarregar.

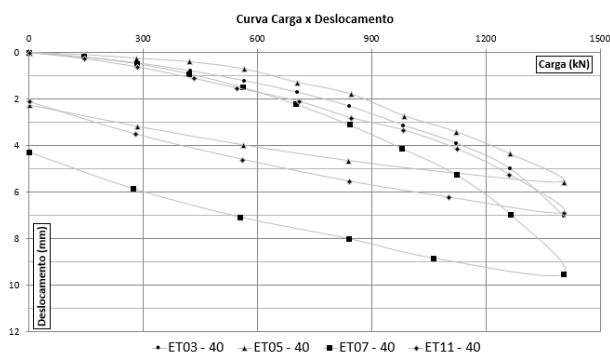


Figura 6 – Curva carga x deslocamento obtidas (estacas com diâmetro de 40 cm e 15 m de comprimento)

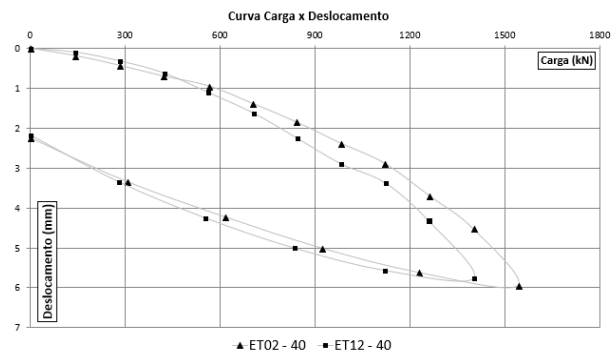


Figura 7 – Curva carga x deslocamento obtidas (estacas com diâmetro de 40 cm e 16 m de comprimento)

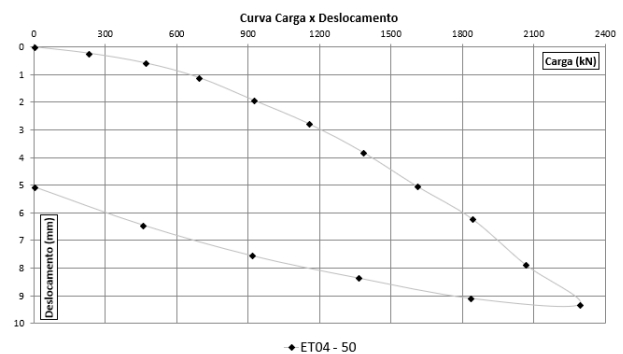


Figura 8 – Curva carga x deslocamento obtidas (estacas com diâmetro de 50 cm e 16 m de comprimento)

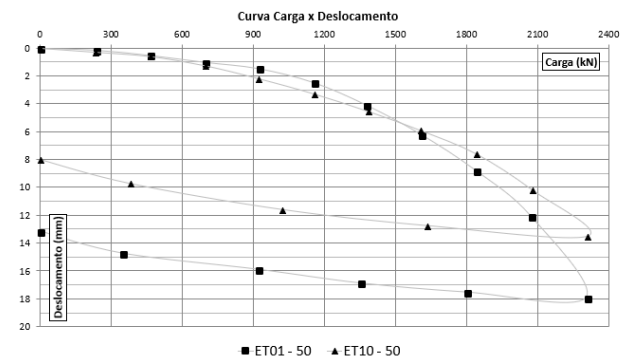


Figura 9 – Curva carga x deslocamento obtidas (estacas com diâmetro de 50 cm e 17 m de comprimento)

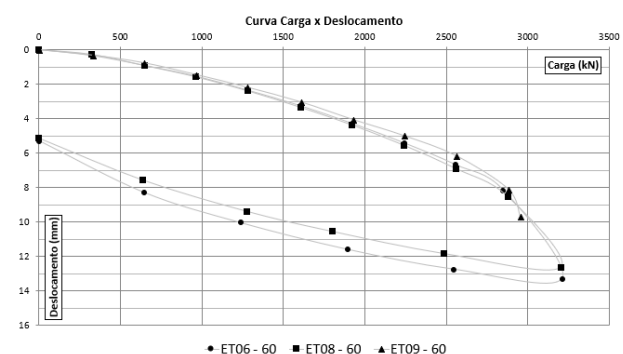


Figura 10 – Curva carga x deslocamento obtidas (estacas com diâmetro de 60 cm e 17 m de comprimento)

3.2 Extrapolação das provas de carga

Para a verificação da carga de ruptura prevista das estacas utilizaram-se quatro métodos consagrados de extrapolação da curva carga *versus* deslocamento, método de Décourt (1996), Chin (1976), Van der Veen (1953) e Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976). Na tabela 3 apresentam-se os valores obtidos para cada ensaio.

Tabela 3 – Carga de ruptura por extrapolação

Ensaio	Q_{rup} Décourt (kN)	Q_{rup} Chin (kN)	Q_{rup} Van der Veen (kN)	Q_{rup} VDV- Aoki (kN)
PCE01	2990	3001	2395	2465
PCE02	2500	2467	1750	1790
PCE03	2173	2122	1543	1583
PCE04	4475	4478	2800	3158
PCE05	2365	2361	1563	1693
PCE06	4700	4463	3439	3439
PCE07	2107	2084	1533	1593
PCE08	4985	4769	3544	3564
PCE09	4713	4483	3387	3417
PCE10	3492	3483	2550	2670
PCE11	2358	2331	1685	1695
PCE12	2467	2373	1622	1732

Na figura 11 mostra-se a curva carga vs deslocamento da PCE01, obtida por meio dos dados da prova de carga e dos ajustes dos métodos de extrapolação empregados. Verifica-se que os dados extrapolados se ajustaram aos obtidos experimentalmente. A variabilidade obtida para esta análise foi da ordem de 5,5 %, mostrando que os valores se situaram próximos.

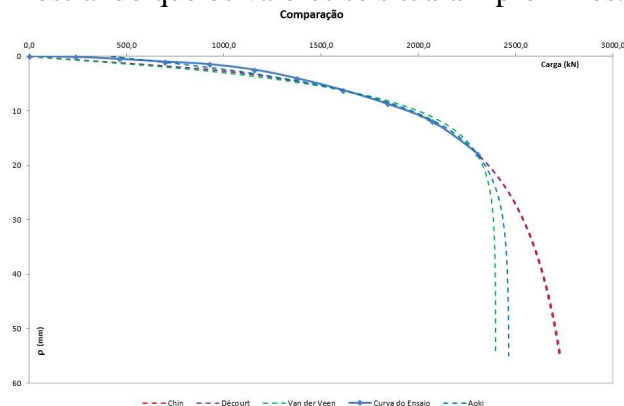


Figura 11 - Extrapolação da PCE01

Analisando-se a PCE11 que apresentou um

deslocamento de menor magnitude, verificou-se um CV de 18,6%, conforme mostra-se na figura 12.

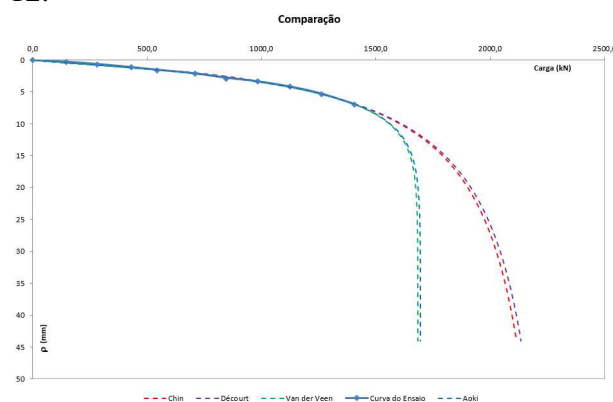


Figura 12 - Extrapolação da PCE11

Com base na tabela 3, nota-se uma proximidade de resultados entre os métodos de Décourt e Chin, como também para os métodos de Van der Veen e Van der Veen modificado por Aoki.

No ensaio da PCE01 o CV entre os os métodos de Décourt e Chin foi de 2,2 %, e para os métodos de Van der Veen e Van der Veen modificado por Aoki, nulo.

Na figura 13, ilustra-se a condição de congruência entre os métodos, também observado já nas figuras 11 e 12.

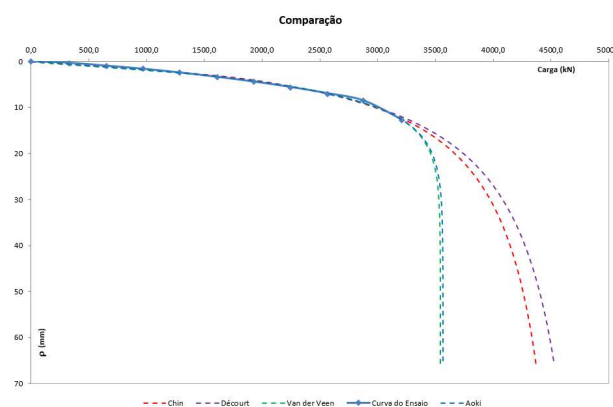


Figura 13 - Congruência entre métodos PCE08

Na figura 14, apresenta-se o CV para a média dos quatro métodos propostos, para a média entre os métodos de Décourt e Chin e para a média entre Van der Veen e Aoki. Para esta última combinação, os CVs nos ensaios PCE01 e PCE11 mostraram-se nulos.

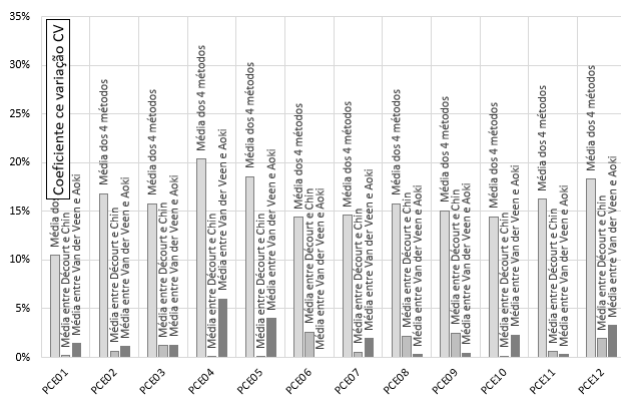


Figura 14 - PCEs x CVs

De maneira a equalizar os resultados e permitir a comparação com os métodos de previsão de capacidade de carga apontados a seguir optou-se por trabalhar com a média de todos os ensaios conduzidos, apesar da elevada dispersão apresentada (CV de 15 a 25%), porém assim é possível analisar de maneira imparcial, evitando-se influências de preferências pessoais em relação tanto aos métodos de extrapolação quanto de previsão de capacidade de carga. Desta forma a tabela 4 apresenta os valores utilizados nas análises posteriores.

Tabela 4 – Cargas de ruptura extrapoladas médias (Q_{rup}), utilizando todos os métodos utilizados, utilizando as 12 PCEs e separando por especificação das estacas.

Estacas	Ensaio	Q_{rup} (kN)
Ø 40 - 15 m	PCE03, 05, 07 e 11	1.924
Ø 40 - 16 m	PCE02 e 12	2.088
Ø 50 - 16 m	PCE04	3.728
Ø 50 - 17 m	PCE01 e 10	2.881
Ø 60 - 17 m	PCE06, 08 e 09	4.075

3.3 Previsão da capacidade de carga das estacas

Para determinação da previsão da capacidade de carga das estacas tipo hélice contínua monitorada, utilizaram-se seis métodos: Aoki e Velloso (1975), P. P. C. Velloso (1979), Décourt e Quaresma (1996), Teixeira (1996), Alonso (1996) e Antunes e Cabral (1996).

Para a análise as estacas foram agrupadas por diâmetro e comprimento conforme tabela 5.

Tabela 5 - Divisão das PCEs para análise da previsão da capacidade de carga

Ensaio	Ø (cm)	Comprimento (m)
PCE03, 05, 07 e 11	40	15,0
PCE02 e 12	40	16,0
PCE04	50	16,0
PCE01 e 10	50	17,0
PCE06, 08 e 09	60	17,0

Nas figuras 15 a 19 apresentam-se as previsões de capacidade de carga pelos seis métodos propostos, para cada uma das 13 sondagens. Indica-se ainda nas figuras, a previsão da capacidade de carga estimada pelos métodos de extrapolação, em três linhas: média dos valores nos quatro métodos (PCE TODOS), média prevista pelos métodos de Décourt e Chin (PCE D+C) e, por fim, média prevista pelos métodos de Van der Veen e Van der Veen modificado por Aoki (PCE V+A).

Classifica-se na tabela 6, os métodos empíricos de previsão de capacidade de carga de estacas que melhor se aproximaram das previsões médias de capacidade de carga obtida pelas extrapolações das PCEs.

PCE-03, 05, 07 e 11 - Ø 40 cm - 15 m

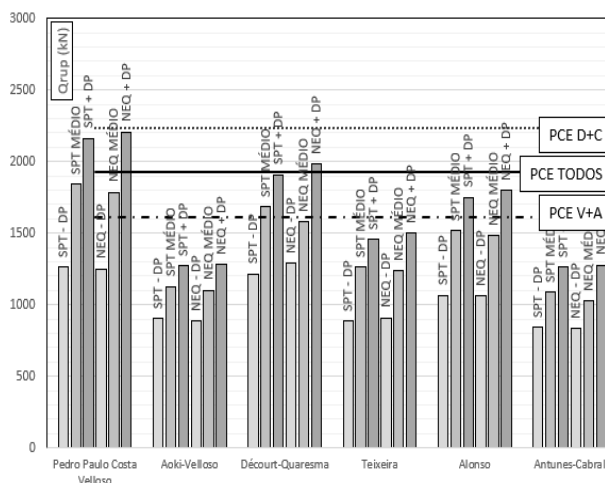


Figura 15 - Previsão de capacidade de carga para estacas de Ø 40 cm e 15 m de comprimento.

PCE-02 e 12 - Ø 40 cm - 16 m

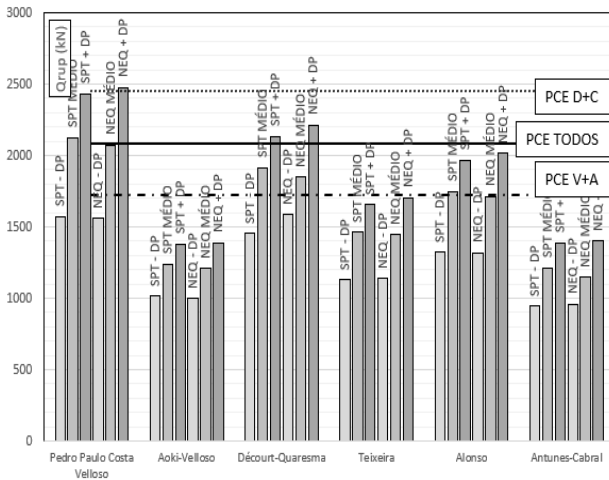


Figura 16 - Previsão da capacidade de carga para estacas de Ø 40 cm e 16 m de comprimento.

PCE-06, 08 e 09 - Ø 60 cm - 17 m

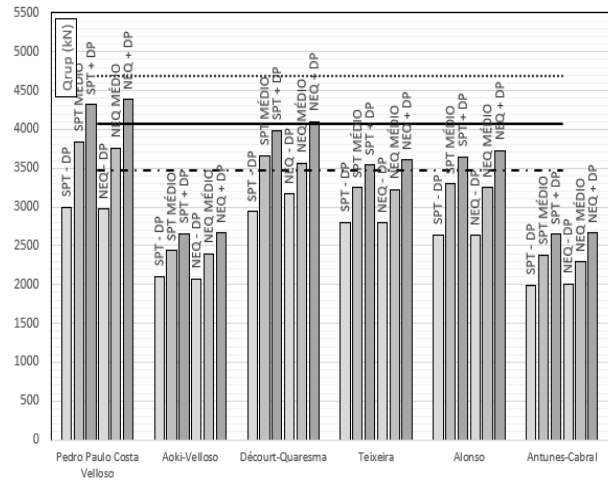


Figura 19 - Previsão da capacidade de carga para estacas de Ø 60 cm e 17 m de comprimento.

PCE-04 - Ø 50 cm - 16 m

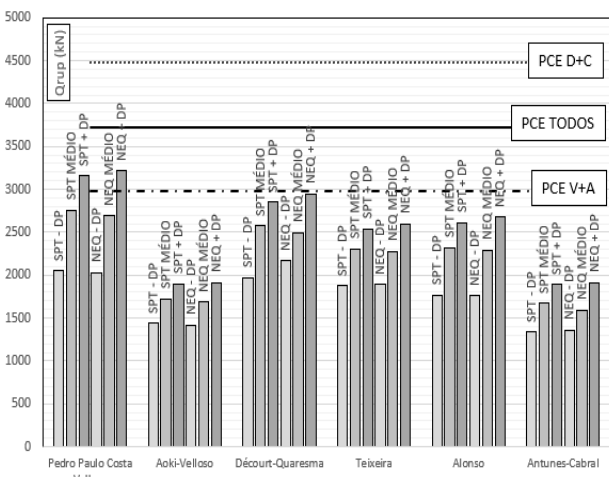


Figura 17 - Previsão da capacidade de carga para estacas de Ø 50 cm e 16 m de comprimento.

PCE-01 e 10 - Ø 50 cm - 17 m

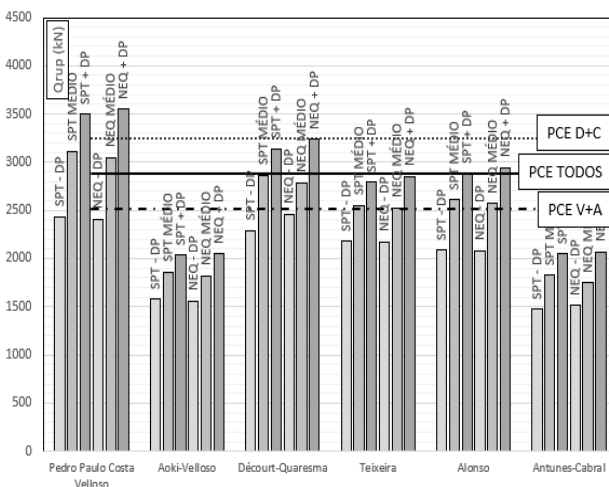


Figura 18 - Previsão da capacidade de carga para estacas de Ø 50 cm e 17 m de comprimento.

3.4 Comparação da carga de ruptura real obtida por extrapolação (Q_{rup}) e os métodos de previsão de carga (Q_{rup})

De maneira a possibilitar a comparação dos valores obtidos na aplicação dos métodos apresentados optou-se pela utilização das médias das cargas de ruptura observadas em função da especificação da estaca.

Na figura 20 apresenta-se as cargas médias consideradas, sendo Q_{rup1} a carga correspondente à média dos métodos de capacidade de carga utilizando o N_{SPT} , Q_{rup2} a carga correspondente a média dos métodos de capacidade de carga utilizando N_{EQ} e Q_{rup} a carga de ruptura real das estacas obtidas através da média das extrapolações. Observa-se que utilizando-se o N_{SPT} nos cálculos de capacidade de carga foram obtidas carga de ruptura subestimadas da ordem de 14 a 40% em relação aquelas obtidas das curvas das PCEs utilizando extrapolação. Já utilizando-se o N_{EQ} a subestimativa foi da ordem de 16 a 42%.

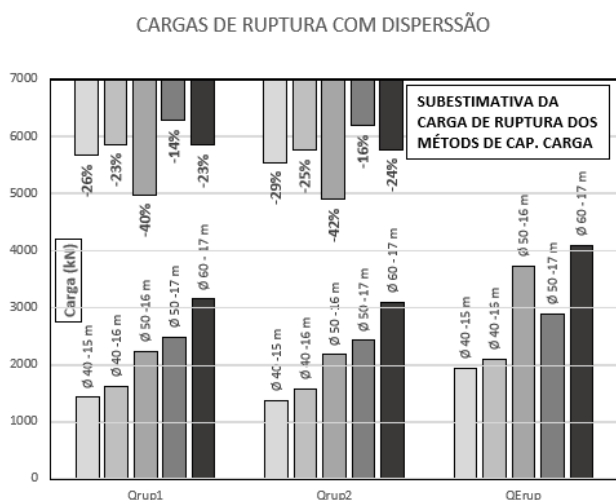


Figura 20 – Comparação das cargas de ruptura com a realidade (extrapolação)

Sob a óptica da carga de trabalho, partindo-se do pressuposto que não houvesse prova de carga prévia, considerando-se o fator de segurança mínimo estipulado pela NBR 6122/10 para fundações profundas seria igual a 2.0, porém se for o fator de segurança, apontado na mesma norma, após a condução de provas de carga de projeto (prévias) igual a 1.6, há um grande potencial de otimização devido ao aumento da carga de trabalho.

Na figura 21 apresenta-se o ganho associado a consideração do fator de segurança igual a 1.6, sendo apresentada a carga de trabalho original do projeto (Q_{trab}) e as cargas de trabalho ajustadas utilizando os métodos de capacidade utilizando N_{SPT} (Q_{trab2}), N_{EQ} (Q_{trab3}) e os métodos de extrapolação (Q_{Etrab}), considerando o fator de segurança igual a 1.6. A ordem de grandeza dos ganhos obtidos em Q_{trab2} foi de 21 a 44%, em Q_{trab3} foi de 18 a 40% e em Q_{Etrab} foram de 57 a 103%. Ressalta-se que nas análises não foram consideradas as cargas estruturais, devendo-se ser sempre observada esta limitação no momento do projeto, assim como o efeito da limitação das cargas devido ao ELS (estado limite de serviço), sendo estas análises obrigatórias no momento da definição das diretrizes de projeto.

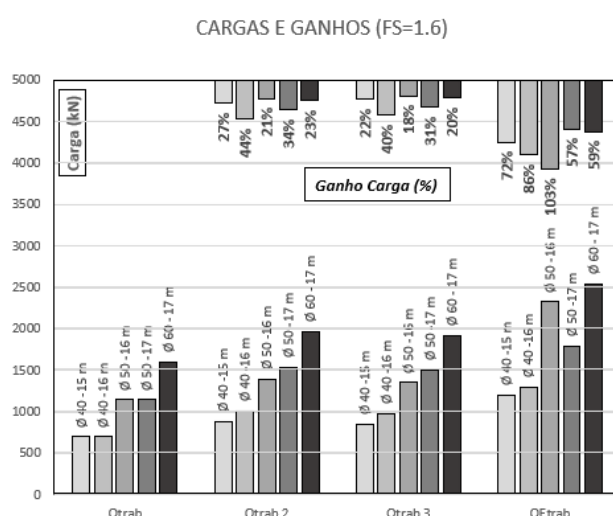


Figura 21 – Comparação das cargas de trabalho ajustadas com a inicial de projeto, incluindo a porcentagem de ganho considerando FS de 1.6.

4 CONCLUSÕES

Com relação a resistência N_{SPT} das 13 sondagens, observa-se um CV elevado, entre 60 a 80% até 8,0 m de profundidade, este fato está relacionado a variabilidade de espessura da camada de argila orgânica muito mole presente no local. A partir desta profundidade a resistência do solo aumenta e o CV diminui, atingindo-se valores da ordem de 15 a 40%.

As extrapolações das provas de carga para estimativa da previsão da carga de ruptura das estacas apresentou similaridade de resultados entre os métodos de Décourt e Chin, como também para os métodos de Van der Veen e Van der Veen modificado por Aoki. Observou-se também, que os deslocamentos das PCEs não atingiram valores elevados, isso gerou uma maior imprecisão no traçado das extrapolações, fazendo-se com que o CV se elevasse quando se estabeleceu a média dos resultados obtidos pelos quatro métodos.

Os resultados obtidos com o uso do N_{EQ} apresentaram, praticamente, os mesmos resultados do uso do N_{SPT} , indicando assim elevado potencial do ensaio SPT-T devido à redução das incertezas oriundas do ensaio SPT, sem onerar significativamente o custo do ensaio e aumentando a confiabilidade dos resultados

através da utilização leitura do torque (N_{EQ}) em substituição ao N_{SPT} , nos métodos de capacidade de carga mais utilizados pelo meio técnico.

Os resultados das subestimativas obtidas nos métodos de capacidade de carga, associadas ao ganho de carga gerado pela aplicação do fator de segurança de 1.6, endossam a necessidade da realização das provas de carga prévia para a racionalização dos estaqueamentos, podendo além de gerar um melhor aproveitamento do potencial das estacas em termos de cargas, apresentar um grande potencial de geração de economia financeira para obra.

Reitera-se a necessidade de compatibilizar os resultados obtidos nas PCEs de projeto com as cargas estruturais dos elementos, assim como compatibilizar as cargas de trabalho com ELS (estado limite de serviço).

- Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE III. São Paulo, ABEM/ABMS, v. 1, p. 215-224.
- Riccomini, C. E Coimbra, A.M. (1992). Geologia da bacia sedimentar. In : Negro Jr., A.; Ferreira, A. A.; Alonso, U.R.; Luz, P. A. (eds). Solos da Cidade de São Paulo. São Paulo, ABMS/ABEF, p.37-94
- Rodrigues et al. (2013). O verdadeiro potencial da prova de carga estática. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, v. 1, p. 56-63.
- Teixeira, A. H. (1996). *Projeto e execução de fundações*, Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE III, v. 1, São Paulo, p. 33-50.
- Van der Veen, C. (1953). The bearing capacity of a pile. III International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, v. 2, p. 84-90.
- Velloso, P. P. C. Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento. Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981 estamos indicando método de 1979.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Contrutora MZM em nome de Eng.º Rafael Takaesu, por autorizar a utilização dos dados para elaboração deste artigo.

REFERÊNCIAS

- Alonso, U.R. (1996). *Estacas Hélice Contínua com Monitoração Eletrônica: Previsão da Capacidade de Carga Através do Ensaio SPT-T*, 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, SEFE III, ABEM/ABMS, São Paulo, v.2, p. 141-151.
- Antunes, W.R.; Cabral, D.A. (1996). *Capacidade de carga de estacas hélice contínua*, 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, SEFE III, ABEM/ABMS, São Paulo, v.2, p. 105-110.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, v. 1, p. 367 – 376.
- Chin, K. F. (1976). Diagnosis of pile condition. Geotechnical Engineering, v. 9, p. 85 – 104.
- Décourt, L. (1996). *Análise e projeto de fundações profundas - Estacas*. Fundações teoria e prática. 1 ed. São Paulo – SP. ABMS/ABEF/Pini. P. 265-301.
- Décourt, L. (1996) *A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez*. 3º Seminário de