

Estudo da Carga de Ruptura de Trilhos Metálicos de Seção Simples, Carregados à Compressão em Solo de Diabásio da Região de Campinas - SP

Engº Dirney Cury Filho - Mestrando

Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Campinas, Brasil, dirneycury@yahoo.com.br

Engº Rogério Carvalho Ribeiro Nogueira, M.Sc

Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, Brasil, rogerio.nogueira@anhembimorumbi.edu.br

Engº João Paschoalin Filho, D.Sc

Universidade Nove de Julho, São Paulo, Brasil, jalexandre@uninove.br

Engº David de Carvalho, D.Sc

Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Campinas, Brasil, d33c@uol.com.br

RESUMO: Este trabalho apresenta a avaliação da carga de ruptura de cinco estacas metálicas tipo Trilho TR-37 - Simples, cravados com 12m, 18m e 22,2m de profundidade no Campo Experimental da Universidade Estadual de Campinas, nos quais foram realizadas provas de carga estáticas à compressão de carregamento misto, de acordo com as recomendações da NBR 12.131/2006. O subsolo local é constituído por solo de diabásio, tendo uma camada porosa, composta por argila arenosa até 7,5m de profundidade, sobrejacente a uma camada residual de silte argiloso. O nível do lençol freático foi encontrado a 18m abaixo do nível do terreno. As provas de carga foram realizadas até que os deslocamentos caracterizassem ruptura da ligação estaca-solo dos trilhos. No intuito de verificar qual metodologia semiempírica melhor se adequa às condições locais, a carga de ruptura foi estimada por meio de métodos baseados em ensaios CPT, SPT e SPT-T, para, em seguida, serem comparadas àquelas obtidas pelas provas de carga. Foram utilizados os seguintes métodos semiempíricos: Aoki & Velloso, (1975); Décourt, (1996) e Alonso, (2008). O método proposto por Décourt, (1996) utilizando os valores de N_{equiv} obtidos através do ensaio SPT-T e o método proposto por Alonso, (2008) apresentaram resultados mais próximos dos valores estipulados de ruptura, através do critério da NBR 6122/2010.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Metálica, Estaca Trilho, Prova de Carga Estática, Carga de Ruptura

1 INTRODUÇÃO

Há mais de 120 anos, a utilização de estacas metálicas, como solução de fundação vem sendo empregada no mundo todo. No Brasil essa solução tem conquistado cada vez mais espaço no mercado como alternativa de fundação. Trilhos metálicos têm sido utilizados, provenientes de ferrovias, devido ao seu baixo custo, capacidade de carga e vantagens durante seu processo executivo.

Na década de 50 durante o governo de

Getúlio Vargas foram produzidas, pela Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), peças de aço, ou perfis metálicos com finalidade de serem utilizados em fundações na construção civil. Com a introdução de estacas de aço, devido à sua resistência, começaram a ocorrer cravações acima do esperado e por este e outros motivos as estacas metálicas foram atribuídas às estacas profundas. As estacas de aço trabalham bem a flexão, têm fácil manuseio, baixo risco de transporte e vários outros fatores que contribuem para que estas sejam cada vez mais

inseridas em fundações na construção civil (AÇOMINAS, 1981).

A falta de conhecimento técnico a respeito do comportamento de estacas metálicas na geotecnia brasileira compromete as previsões de desempenhos das fundações.

Schenck (1966) propõe para o cálculo da carga de ruptura por atrito lateral, a multiplicação do perímetro lateral desenvolvido pela seção transversal da estaca (perímetro colado) pela adesão unitária estaca-solo. Para a carga de ruptura da ponta propõe multiplicar a área da seção envoltória da mesma, pela resistência de ponta do solo sob a ponta da estaca.

É apresentado neste trabalho a avaliação da carga de ruptura de 5 estacas metálicas tipo trilho TR 37 de seção simples, utilizando-se de metodologias semiempíricas de Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Alonso (2008).

As estacas avaliadas foram ensaiadas através de provas de carga estáticas, realizadas em concordância com as recomendações da ABNT: NBR 12.131/2006.

2 MATERIAS E MÉTODOS

2.1 Características das estacas ensaiadas

Dentre as 5 estacas TR 37 - Simples ensaiadas, três foram cravadas até a profundidade de 18m, uma cravada até 12m e outra até 22m.

As características estruturais dos trilhos metálicos deste estudo são: Massa por metro = 0,37 kN/m; Momento de inércia $I_x = 951 \text{ cm}^4$; módulo de elasticidade $E = 205000 \text{ Mpa}$, peso específico $\gamma_a = 77 \text{ kN/m}^3$, perímetro = 44 cm e área da seção transversal = $47,3 \text{ cm}^2$.

2.2 Local de implantação das estacas

As estacas foram executadas no Campo Experimental Para Estudo de Mecânica dos Solos e Fundações, situado dentro do Campus da Universidade Estadual de Campinas, junto ao prédio do laboratório de Ensaio de Materiais da Faculdade de Engenharia Agrícola (Feagri). A Figura 2.1 ilustra o perfil geológico da região de Campinas / SP.

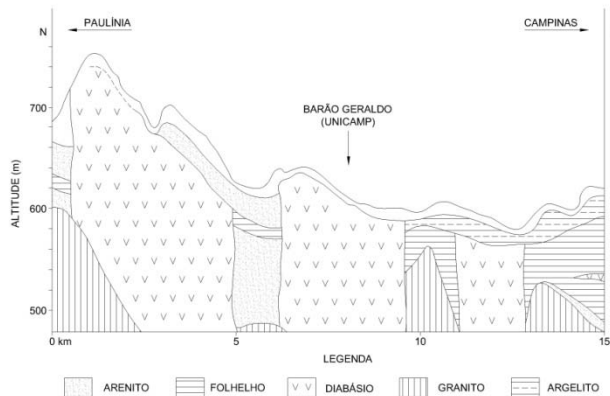


Figura 2.1 - Perfil Geológico da Região de Campinas (ZUQUETE, 1987).

De acordo com as sete sondagens de simples reconhecimento, com medida de torque (SPT-T), executadas no local, o perfil do campo experimental é constituído por uma primeira camada, de seis a sete metros de espessura de argila arenosa de alta porosidade, laterítica e colapsível, seguida por uma camada de solo residual de diabásio composto por silte argiloso até 20 m de profundidade, subjacente a presença de solo de alteração de rocha composto por silte muito arenoso. O nível do lençol freático encontra-se a partir dos 18 metros de profundidade. Foram realizadas 4 (quatro) sondagens de penetração estática (CPT) utilizando-se cone elétrico.

Nas Figuras 2.2, 2.3, 2.4, 2.5 e 2.6, a seguir, são apresentados os resultados dos ensaios de campo realizados.

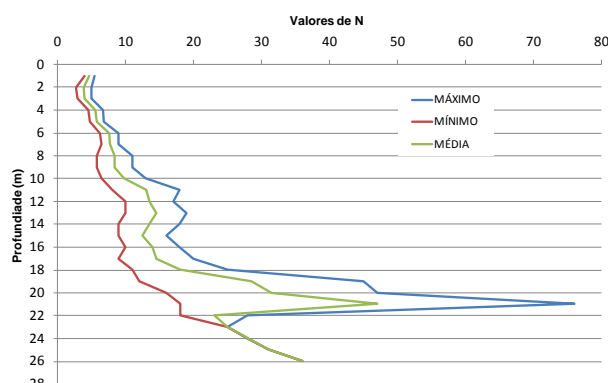


Figura 2.2 - Valores máximos e mínimos. de N_{SPT} .

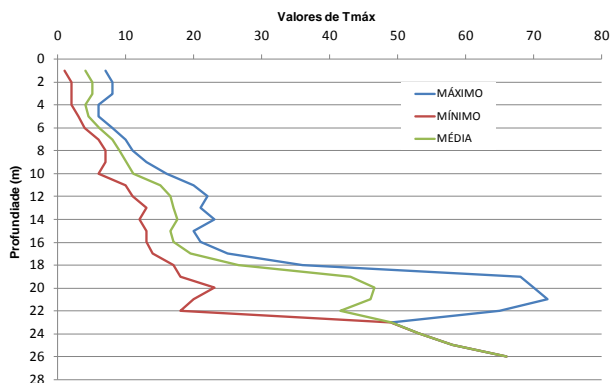


Figura 2.3 - Valores máximos e mínimos de $T_{máx}$.

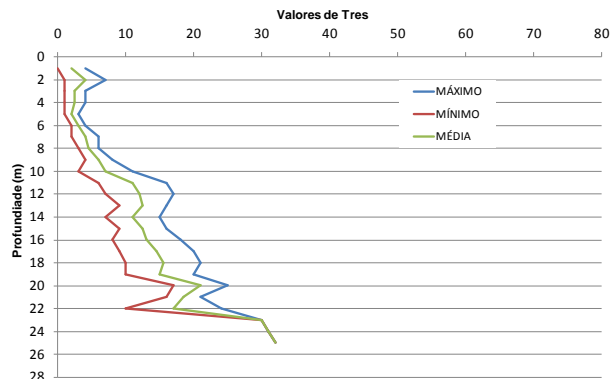


Figura 2.4 - Valores máximos e mínimos de T_{res} .

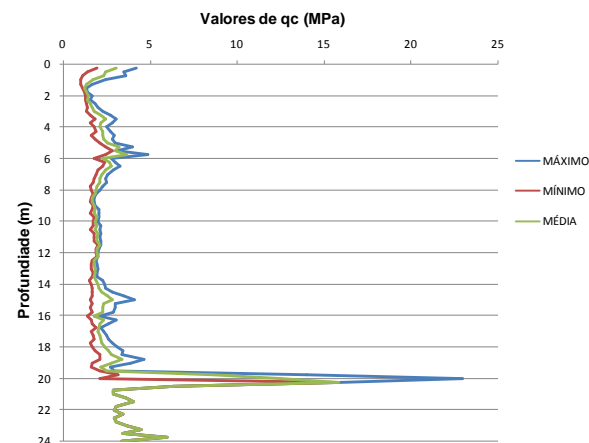


Figura 2.5 - Valores máximos e mínimos de q_c (CPT).

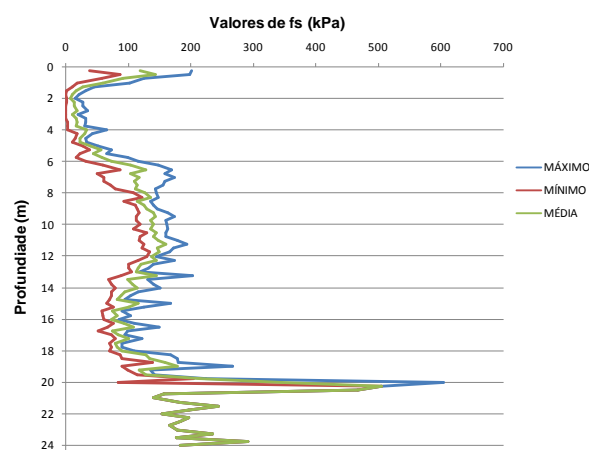


Figura 2.6 - Valores máximos e mínimos de f_s (CPT).

2.3 Realização das provas de carga

Foram executadas provas de carga estáticas à compressão axial, seguindo os procedimentos da ABNT: NBR 12.131/2006. Para tal, utilizou-se o carregamento misto, ou seja, inicialmente até a carga de trabalho estimada foi utilizado carregamento lento e, em seguida, carregamento rápido até sua ruptura.

Para as provas de carga executadas o sistema de reação foi dimensionado de modo que se atingisse a carga de ruptura estimada para as estacas em estudo. Para se atingir esse objetivo foi necessário o uso de estacas escavadas, como estacas de reação, com diâmetro de 40cm e comprimento de 12m.

As estacas escavadas foram locadas de maneira que sua distribuição espacial permitisse sua utilização em mais de uma estaca metálica, totalizando a execução de seis estacas de reação. Estas estacas foram armadas e possuem um tirante central cada, com o papel de transmitir os esforços provenientes da viga de reação para as mesmas e conseqüentemente ao maciço (subsolo).

A viga de reação é formada de perfil duplo I com comprimento de 5,30m e reforços necessários para absorver os esforços provenientes do carregamento. A seguir apresentam-se as Figuras 2.7 e 2.8, as quais ilustram o sistema de reação utilizado.

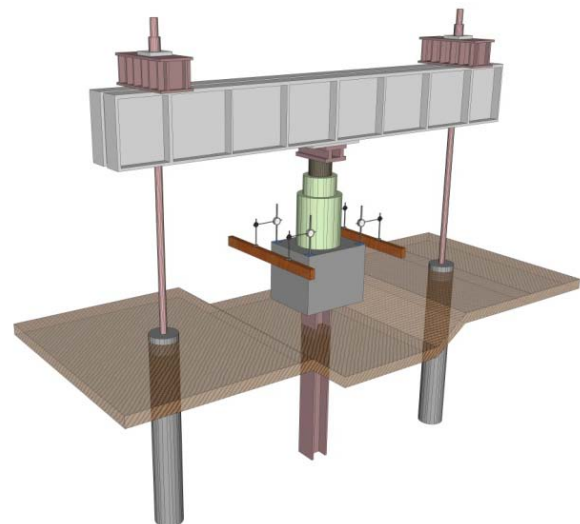


Figura 2.7 - Perspectiva em 3D do sistema de prova de carga utilizado nas estacas tipo trilho TR 37.

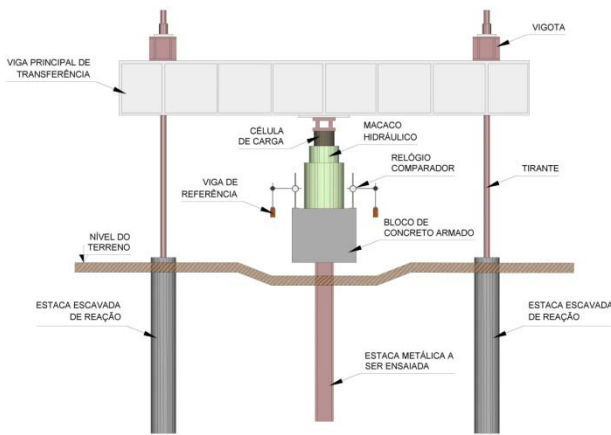


Figura 2.8 - Croqui e detalhes do sistema de prova de carga utilizado nas estacas tipo trilho TR 37.

A seguir são apresentados nas Figuras 2.9, 2.10 e 2.11, os resultados das provas de cargas realizadas.

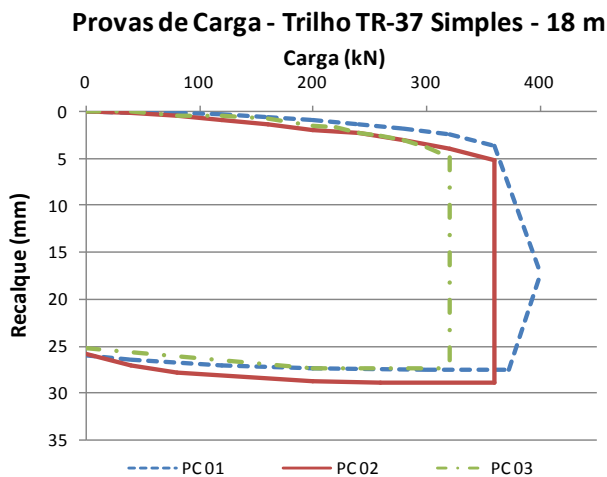


Figura 2.9 - Curva carga vs recalque Trilho TR-37 Simples / PC 01, PC 02 e PC 03. Profundidade 18m.

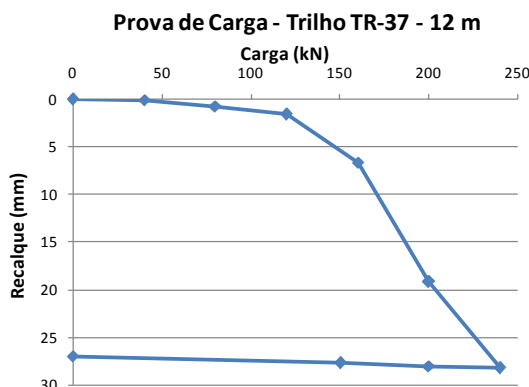


Figura 2.10 - Curva carga vs recalque Trilho TR-37 Simples / PC 04. Profundidade 12m.

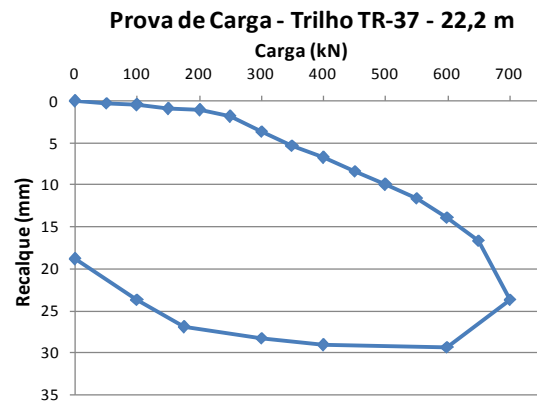


Figura 2.11 - Curva carga vs recalque Trilho TR-37 Simples / PC 05. Profundidade 22,2m.

3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Provas de carga

As estacas com 18m, provas de carga PC01, PC02 e PC03 apresentaram nos primeiros estágios de carregamento deslocamentos viscoplásticos (recalques variam de acordo com a carga e o tempo) e posteriormente deslocamentos incessantes sem acréscimo de carga, caracterizando a ruptura da ligação estaca-solo das mesmas. As estacas com 12m e 22,2m não apresentaram uma inflexão brusca da curva para determinada carga. Os deslocamentos atingiram cerca de 20% do diâmetro equivalente das mesmas (diâmetro de um círculo com mesmo perímetro da estaca trilho).

Os resultados das provas de cargas realizadas são apresentados na Tabela 3.1. As cargas de ruptura obtidas nas estacas foram convencionadas através do critério estabelecido pela NBR 6122/2010. Convencionou-se chamar de carga de trabalho a carga correspondente a 50% da carga de ruptura obtida.

Tabela 3.1 - Resumo das cargas de ruptura convencionadas nas estacas através do critérioda NBR 6122/2010

Nº DA PC	TIPO	COMPRIMENTO CRAVADO (m)	CARGA DE RUPTURA CONVENCIONADA (kN)	CARGA DE TRABALHO (kN)	RECALQUE PARA CARGA DE TRABALHO (mm)
1	TR 37	18	380	190	0.90
2	TR 37	18	360	180	1.64
3	TR 37	18	320	160	0.74
4	TR 37	12	160	80	0.70
5	TR 37	22,20 (nega)	670	335	4.40

Para as 3 estacas TR-37 Simples cravadas na profundidade de 18m, verificou-se que a carga de ruptura obtida de acordo com o critério da

NBR 6122/2010 variou entre 320 kN e 390 kN apresentando valor médio de 357 kN, desvio padrão de 35 kN e coeficiente de variação de 9,8%. Para as três estacas os deslocamentos residuais foram praticamente os mesmos, da ordem de 25 mm. Os deslocamentos para as cargas de trabalho foram entre 0,90 mm e 1,64 mm.

A prova de carga na estaca de 12m apresentou deslocamentos elevados para cada incremento de carga a partir de 120 kN. A carga de ruptura convencionalizada foi de 160 kN, de acordo com o critério da NBR 6122/2010. Após o descarregamento o deslocamento residual foi praticamente igual ao deslocamento total de 27 mm. O deslocamento para a carga de trabalho foi de 0,70 mm.

A prova de carga PC05 foi realizada na estaca mais longa deste estudo, com 22,2m de profundidade, cravada até se obter nega de 10 mm, para 10 golpes. O gráfico carga vs recalque (Figura 2.11) pode-se ser dividido em 3 trechos. No primeiro trecho, até 200 kN, ocorreram pequenos deslocamentos para cada incremento de carga, o segundo trecho se dá entre 250 kN e 650 kN onde ocorreram deslocamentos maiores para cada incremento de carga, formando quase uma reta; o terceiro trecho se deu após a carga de 650 kN até o próximo estágio de carga de 700 kN, onde ocorreram deslocamentos incessantes para esta carga. Após determinados deslocamentos parou-se a aplicação de carga. Os deslocamentos continuaram ocorrendo e estabilizaram-se para uma carga 600 kN. O deslocamento na carga de trabalho foi de 4,4 mm. Após do descarregamento o deslocamento residual foi de 18mm.

3.2 Cargas de ruptura obtidas pelos métodos semiempíricos e sua comparação com as obtidas através das provas de carga.

A partir dos ensaios de caracterização do subsolo local, SPT, SPT-T e CPT, foram estimadas as cargas de ruptura baseadas nos métodos semiempíricos de Aoki & Velloso (1975), utilizando-se SPT e CPT, Décourt (1996), utilizando-se SPT e N_{equiv} , e Alonso (2008).

O valor de perímetro e área das estacas

adotados no cálculo geotécnico foram: 44 cm e 47,3 cm² respectivamente. Para a prova de carga na estaca com 22,2m, PC05, que foi cravada até a nega de 10 mm, foi utilizada a área de ponta considerada como a envolvente (área bruta) do trilho, igual a 113 cm². Não foram considerados os efeitos de descolamento do solo superficial da estaca devido ao drapejamento durante a cravação para a estimativa de carga de ruptura.

A seguir, nas Figuras 3.1, 3.2 e 3.3, são apresentados os gráficos comparativos entre os métodos semiempíricos e os resultados obtidos através das provas de carga. Destaca-se nos gráficos também os limites de 20% para mais ou para menos da carga de ruptura medida nas provas de carga.

Tabela 3.2 - Resumo entre carga prevista e obtida na prova de carga - Método Aoki & Velloso, (1975).

Prova de Carga		Método		Variação	
		Aoki&Velloso (kN)		Pprevisto / Pruptura	
N°	Carga (kN)	SPT	CPT	SPT	CPT
PC 01	380	232	196	0.61	0.52
PC 02	360	232	196	0.64	0.54
PC 03	320	232	196	0.72	0.61
PC 04	160	97	121	0.61	0.76
PC 05	670	475	320	0.71	0.48

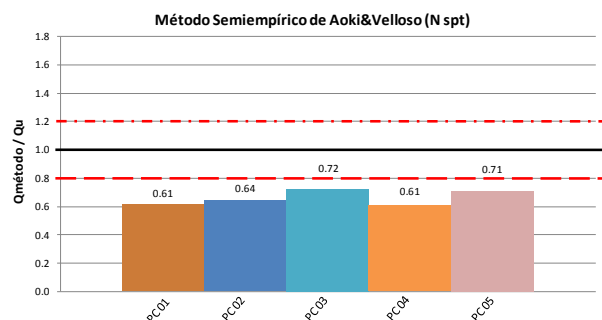


Figura 3.1 - Variação da carga de ruptura com o método semiempírico de Aoki & Velloso, (1975) - Nspt.(Qm/Qu +/- 20%)

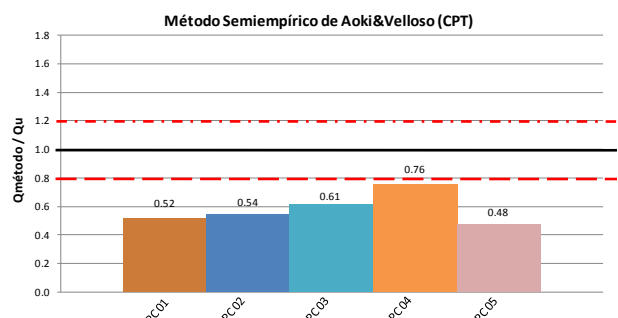


Figura 3.2 - Variação da carga de ruptura com o método semiempírico de Aoki & Velloso, (1975) -CPT.(Qm/Qu +/- 20%)

No Método de Aoki & Velloso (1975) para CPT, na época da publicação, utilizava-se cone mecânico, no qual foi incorporada a luva de Begemann para medida do atrito lateral. Atualmente predomina-se o emprego do cone elétrico utilizado na investigação do subsolo e do piezocone, que propiciam a medida direta do atrito lateral, simultânea à leitura da resistência de ponta (Cintra, 2010).

De Ruitter, (1971) comparou os resultados de atrito lateral, f_s , obtidos entre cone elétrico e cone mecânico e encontrou um fator de ajuste igual a 2. No estudo realizado por Fontaine, (2002) no campo experimental da Unicamp (mesmo local que as estacas em estudo deste trabalho), foi encontrado o fator de ajuste igual a 2,5 para f_s , entre cone mecânico e cone elétrico.

A seguir apresenta-se na Tabela 3.3 e a Figura 3.3 o resumo e o gráfico comparativo entre método semiempírico de Aoki & Velloso, (1975) Modificado de acordo com o fator de ajuste encontrado por Fontaine, (2002) de 2,5 para f_s .

Tabela 3.3 - Resumo entre carga prevista e obtida na prova de carga - Método Aoki & Velloso, (1975) Modificado Fontaine, (2002)

Prova de Carga		Método	Varição
N°	Carga (kN)	Aoki&Velloso (kN) CPT - Ajustado	Pprevisto / Pruptura CPT - Ajustado
PC 01	380	480	1.26
PC 02	360	480	1.33
PC 03	320	480	1.50
PC 04	160	294	1.84
PC 05	670	766	1.14

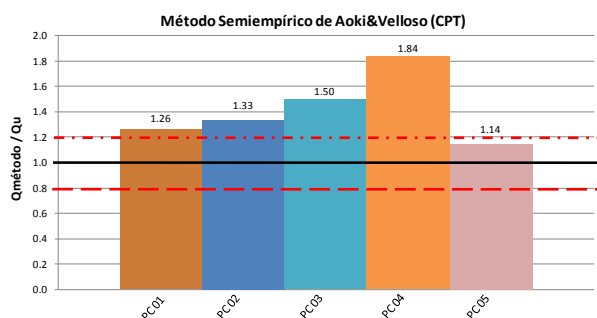


Figura 3.3 - Variação da carga de ruptura com o método semiempírico de Aoki & Velloso, (1975) Modificado Fontaine, (2002) - CPT. ($Q_m/Q_u \pm 20\%$)

O método semiempírico de Aoki & Velloso (1975), utilizando valores N do ensaio SPT, apresentou resultados com variação superior a 20% da unidade ($P_{previsto}/P_{ruptura}$), a favor da

segurança. A média entre os resultados é de 0,66 da unidade, desvio padrão de 0,06 e coeficiente de variação de 8%.

Comparando os mesmos resultados de ruptura com o método semiempírico de Aoki & Velloso, (1975) utilizando valores do ensaio CPT, os valores apresentam-se ainda mais discrepantes com a unidade e comparando com os resultados através do ensaio SPT, obtém-se média de 0,58 da unidade, desvio padrão de 0,11 e coeficiente de variação de 19%.

Os resultados obtidos pelo método semiempírico de Aoki & Velloso, (1975) Modificado, utilizando o fator de ajuste de 2,5 para os valores de f_s , apresentaram resultados superiores a 20% contra a segurança, exceto a PC05 que ficou dentro do limite de 20%, conforme Figura 3.8. Este método apresentou valor médio de 1,42 da unidade, desvio padrão de 0,27 e coeficiente de variação de 19%.

Tabela 3.4 - Resumo entre carga prevista e obtida na prova de carga - Método Décourt, (1996).

Prova de Carga		Método		Varição	
N°	Carga (kN)	Décourt (kN)		Pprevisto / Pruptura	
		N spt	N equiv.	N spt	N equiv.
PC 01	380	396	376	1.04	0.99
PC 02	360	396	376	1.10	1.04
PC 03	320	396	376	1.24	1.17
PC 04	160	190	176	1.19	1.10
PC 05	670	612	670	0.91	1.00

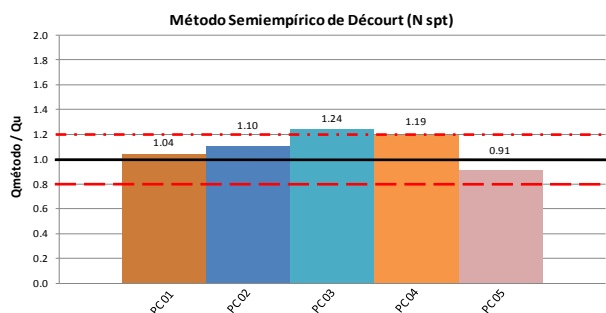


Figura 3.4 - Variação da carga de ruptura com o método semiempírico de Décourt, (1996) - N_{spt} . ($Q_m/Q_u \pm 20\%$)

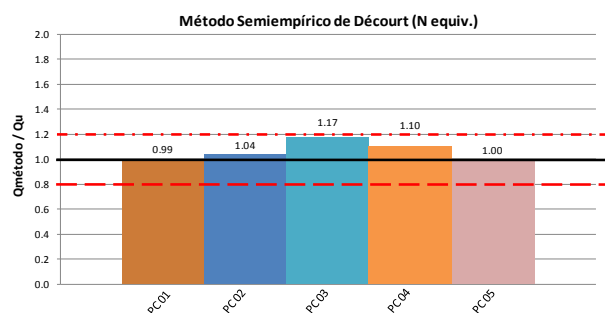


Figura 3.5 - Variação da carga de ruptura com o método semiempírico de Décourt, (1996) - N_{equiv} . ($Q_m/Q_u \pm 20\%$)

Comparando-se os resultados obtidos nas provas de carga com os resultados obtidos no método Décourt, (1996), utilizando-se valores de N do ensaio SPT, obteve-se na PC05 variação de 9% da unidade, a favor da segurança. Na PC01 obteve-se uma variação menor que 5% contra a segurança, na PC02 uma variação de 10%, na PC04 uma variação de 19% e na PC 03 uma variação superior a 20%, todas também contra a segurança. A média dos resultados foi de 1,10 da unidade, desvio padrão de 0,13 e coeficiente de variação de 12%.

Os valores das provas de carga comparados com os valores obtidos utilizando o método Décourt, (1996) com N_{equiv} do ensaio SPT-T, foram parecidos com os valores obtidos utilizando os valores de N do ensaio SPT, porém a variação em todas as provas de carga ficaram dentro do limite superior e inferior de 20%. Destacam-se as PC01 e PC05 que tiveram valores de estimativa de carga de ruptura praticamente iguais aos encontrados nas provas de carga. A média dos resultados foi de 1,06 da unidade, desvio padrão de 0,08 e coeficiente de variação de 7%.

Tabela 3.5 - Resumo entre carga prevista e obtida na prova de carga - Método Alonso, (2008).

Prova de Carga	Método Alonso, 2008 (kN)			Variação Pprevisto / Pruptura		
	N°	Carga (kN)	Média	0,28 fs	0,35 fs	Média
PC 01	380	241	294	0,63	0,77	0,70
PC 02	360	241	294	0,67	0,82	0,74
PC 03	320	241	294	0,75	0,92	0,83
PC 04	160	124	151	0,78	0,94	0,86
PC 05	670	440	534	0,66	0,80	0,73

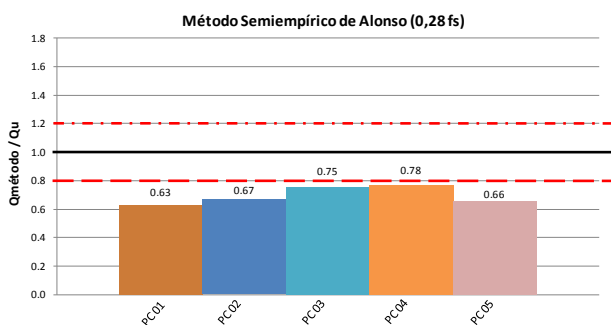


Figura 3.6 - Variação da carga de ruptura com o método semiempírico de Alonso, (2008) -0,28fs. (Q_m/Q_u +/- 20%)

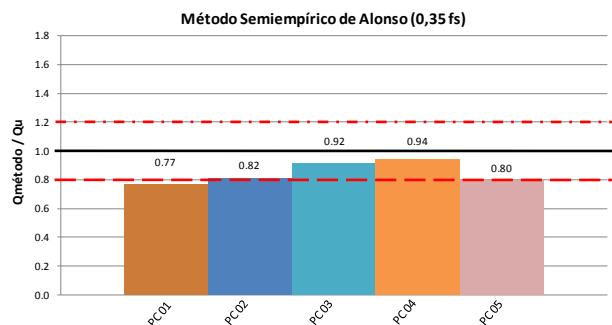


Figura 3.7 - Variação da carga de ruptura com o método semiempírico de Alonso, (2008) -0,35fs. (Q_m/Q_u +/- 20%)

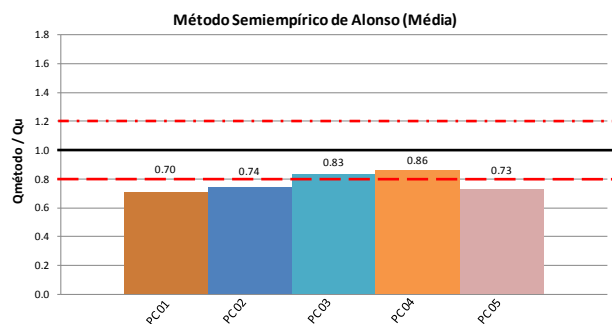


Figura 3.8 - Variação da carga de ruptura com o método semiempírico de Alonso, (2008) -fs Médio. (Q_m/Q_u +/- 20%)

No método de Alonso, (2008) considerando a adesão lateral igual a 0,28fs, todos os resultados das provas de carga apresentaram variação superior a 20%, a favor da segurança. O valor médio obtido foi de 0,70 da unidade, desvio padrão de 0,06 e coeficiente de variação de 9%.

Considerando adesão lateral igual a 0,35fs, a PC01 foi a única a apresentar valor de variação acima do limite de 20%, a favor da segurança. A PC02 e PC05 apresentaram valores de variação entre 15% e 20%, a favor da segurança e as PC03 e PC05 apresentaram uma variação de 8% e 6% da unidade, a favor da segurança. O valor médio obtido foi de 0,85 da unidade, desvio padrão de 0,08 e coeficiente de variação de 9%.

A média entre os valores de 0,28fs e 0,35fs, apresentaram valores de variação acima de 20% nas PC01, PC02 e PC05, a favor da segurança e as PC03 e PC04 apresentam uma variação entre 14% e 17%, respectivamente, a favor da segurança. O valor médio obtido foi de 0,77 da unidade, desvio padrão de 0,07 e coeficiente de variação de 9%.

5 CONCLUSÕES

A utilização do método Aoki & Velloso (1975) com os valores obtidos no ensaio CPT, sem o ajuste proposto, foram os que apresentaram resultados mais conservadores, porém ressalta-se que a variação dos valores (CV) foi baixo, da ordem de 8%. A utilização do coeficiente de ajuste 2,5 para fs mostrou resultados com variação superior a 20%, contra a segurança, chegando a 84% superior na PC04.

Os métodos de Décourt, (1996) e Alonso, (2008) mostraram-se satisfatórios para a previsão da carga de ruptura das estacas analisadas, dentro do intervalo de +/- 20% em relação ao valor obtido na prova de carga.

O método de Décourt, (1996) com utilização do N_{equiv} (SPT-T) obteve uma média melhor do que utilizando-se o valor de N (SPT). A utilização do N_{equiv} mostrou-se satisfatório, obtendo o coeficiente de variação mais baixo deste trabalho (7%) e uma média de valores igual 1,06 da unidade.

O método de Alonso, (2008) para o subsolo local, apresentou melhores resultados utilizando adesão de 0,35fs (limite máximo segundo o método) do que utilizando-se 0,28fs. No método de Alonso, (2008) com 0,35fs todas as provas de carga ficaram dentro do limite inferior a 20% ou muito próximas do mesmo, obtendo um valor médio dos resultados de 0,85 da unidade e coeficiente de variação baixo, igual a 9%.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo – Fapesp, à Gerdau S.A. e à APGeo Soluções Geotécnicas Ltda.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
NBR-6122/2010: Projeto e execuções de fundações.
Rio de Janeiro, 2010.
ABNT - Associação Brasileira de Normas

Técnicas.NBR-12131/2006: Prova de carga estática.
Rio de Janeiro, 20206

- ALONSO, U. R. (2008) *Previsão da capacidade de carga geotécnica de estacas metálicas com ponta em solo "pouco competente"*. In: Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia, VI SEFE, 2008, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF e ABMS, v.1, p. 487-495.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. (1975) *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 5, Buenos Aires. Anais..., p.367-376.
- AÇOMINAS - SIDERBRÁS. *Estacas em perfis de aço*. 1 ed. Belo Horizonte: Açominas - Siderbrás, 1981. 83p. (Coletânea Técnica do uso do aço) v. 4.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. *Fundações por estaca: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de textos, 2010, 96 p.
- DÉCOURT, L. (1996) *Análise e projeto de fundações profundas: estacas*. In: HACHICH et al. (eds.). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1ed, 1998, p. 265-301.
- DE RUITER, J. (1971) *Electronic penetrometer for site investigations*. Journal of the soil mechanics and foundation division. ASCE. v. 97, p. 457-462. USA.
- FONTAINE, E. B.; CARVALHO, D. (2002) *Comparação de resultados de cone mecânico com luva de Begemann e cone elétrico em um solo residual de diabásio de Campinas, SP.*. In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo. XII COBRAMSEG, 2002. v. 1. p. 35-41.
- SCHENCK, W. (1966) *Grundbau-Taschenbuch* - Traduzido pela empresa Franki Ltda. Capítulo 2.6 de *Pfahlgrundungen*". Relatório DT 67/68.
- ZUQUETE, L. V. (1987) - *Análise e proposta metodológica sobre cartografia geotécnica para condições brasileiras*, Tese de Doutorado, 3 volumes, EESCUSP, São Carlos.