

Adaptação de métodos semi-empíricos para estimar capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro no solo de Londrina, Estado do Paraná

Miriam Gonçalves Miguel^{1*}, Daniel Fermino da Silva², Gustavo Garcia Galego Campos³, Maycon André de Almeida² e Antonio Belincanta⁴

¹Departamento de Geotecnia e Transportes, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Cidade Universitária "Zeferino Vaz", Cx. Postal 6021, Barão Geraldo, 13083-852, Campinas, São Paulo, Brasil. ²Departamento de Construção Civil, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Campus Universitário, Rodovia Celso Garcia Cid (PR 445), km 380, 86051-990, Londrina, Paraná, Brasil. ³Departamento de Estruturas, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina. ⁴Departamento de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, Paraná, Brasil. *Autor para correspondência. e-mail: mgmiguel@fec.unicamp.br

RESUMO. A cidade de Londrina, Estado do Paraná, possui um perfil geotécnico constituído de uma camada superficial de solo argilo-siltoso, poroso, laterítico e muitas vezes colapsível, que se estende até a profundidade máxima de 12 metros. As estacas utilizadas em obras de pequeno a médio porte se encontram totalmente embutidas nesta camada, sofrendo a influência de seu comportamento laterítico e colapsível. Os métodos clássicos brasileiros de estimativa de capacidade de carga de estacas tornam-se conservadores, frente aos resultados reais, quando aplicados em solos lateríticos e, contra a segurança, quando aplicados em solos colapsíveis, isto é, na condição crítica ao colapso. Este trabalho avalia os coeficientes de ajuste das resistências de ponta e ao atrito lateral para esses métodos, no caso de estacas apiloadas, sendo estes coeficientes obtidos pela retro-análise de resultados de provas de carga estática à compressão, realizadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina.

Palavras-chave: capacidade de carga, estacas de pequeno diâmetro, solos lateríticos.

ABSTRACT. *Adaptation of the semi-empiric methods to calculate small diameter piles bearing capacity in the soil of Londrina City, Paraná State.* The city of Londrina, Paraná, has a typical geotechnical profile defined by a superficial layer of porous silty clay with maximum depth of about 12 meters, that shows lateritic characteristics, and many times, collapsibility. Casts in place piles are often used for small buildings in the region and are fully embedded in this soil layer. Therefore, this type of foundation is subjected to the lateritic and occasionally collapsible influence of soil. Brazilian pile bearing capacity methods may yield conservative results when applied to tropical soils, as far as the lateritic origin is concerned. On the other hand, it can be unsafe if collapsibility prevails. This paper evaluates coefficients to adjust both point and lateral resistance of cast in place small diameter piles in the situation described. The work was carried out at the Londrina State University Geotechnical Experimental Site, and back analysis from static compression load tests data was done.

Key words: bearing capacity, small diameter pile, tropical soils.

Introdução

A argila laterítica da região de Londrina, Estado do Paraná.

Os solos lateríticos são produto de um intenso intemperismo, sofrido pela rocha de origem, que resulta em características provocadas pelo processo

de lixiviação, o qual é responsável por originar solos bem drenados, com elevado volume de vazios, com baixa massa específica aparente e, provavelmente, elevada permeabilidade, por consequência de sua estrutura macroporosa (Cozzolino e Nogami, 1993).

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) "Prof. Saburo Morimoto",

implantado dentro do campus da Universidade Estadual de Londrina, Estado do Paraná, possui um subsolo bastante característico da região. Este subsolo foi identificado como solo residual de basalto, através da coleta e análise de amostras remoldadas, obtidas de catorze furos de sondagens SPT (*Standard Penetration Test*), segundo a NBR 6484/2001 (ABNT, 2001), e de amostras indeformadas, obtidas de dois poços de inspeção, distribuídos nesta área.

A camada de solo, que se estende da superfície até a profundidade máxima de 12 m, constitui-se de uma argila siltosa, porosa, de consistência variando de muito mole a média, laterítica e colapsível. A Tabela 1 apresenta os valores médios de seus parâmetros geotécnicos, obtidos segundo a NBR 6508/1984 (ABNT, 1984a), NBR 6459/1984 (ABNT, 1984b), NBR 7180/1984 (ABNT, 1984c) e NBR 7181/1984 (ABNT, 1984d). Os principais minerais que compõem esta camada são a caulinita e os óxidos de ferro, proporcionando a esta argila uma estrutura microagregada, típica dos solos tropicais (Teixeira *et al.*, 2003).

Algumas amostras do solo desta camada foram submetidas a ensaios geotécnicos em laboratório por Décourt (2002), apresentando o Índice de Laterização de Ignatius (L), Ignatius (1991), igual a 1,54 (acima de 0,3 é indicativo de solo laterítico e abaixo de 0,3 não o é) e classificação LG', segundo a metodologia MCT. Esses fatos apontam no sentido do comportamento laterítico da argila da camada superficial do CEEG.

Tabela 1. Valores médios de parâmetros geotécnicos do solo da primeira camada do CEEG.

Massa específica natural (ρ_n)	14 (kN/m ³)
Massa específica dos grãos (ρ_s)	30 (kN/m ³)
Teor de Umidade (w)	33 %
Limite de Liquidez (LL)	61 %
Limite de Plasticidade (LP)	45 %
Porosidade (n)	60 %
Porcentagem de Argila	81 %
Porcentagem de Silte	12 %
Porcentagem de Areia	7 %

Existe uma preocupação em se conhecer melhor o comportamento geotécnico do solo superficial da região de Londrina, Estado do Paraná, em virtude da maioria das fundações de obras de pequeno e médio porte na região se encontrar embutida total ou parcialmente nesta camada, sofrendo a influência de seu comportamento laterítico e muitas vezes colapsível, afastando-se, portanto, dos modelos da Mecânica dos Solos Clássica.

Segundo Décourt (2002), as argilas lateríticas, como as da primeira camada do subsolo do CEEG, apresentam propriedades de rigidez superiores às de

outras argilas não lateríticas, mesmo apresentando valores semelhantes de N_{SPT} . Dessa maneira, os métodos clássicos de previsão de capacidade de carga de fundações, embutidas nessas argilas, tornam-se conservadores frente aos resultados reais. Os métodos semi-empíricos Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), quando utilizados para a estimativa de capacidade de carga de estacas de pequeno porte na região, confirmam essa assertiva.

Quanto à colapsibilidade, esses métodos se colocam contra a segurança, uma vez que não levam em consideração a redução da capacidade de carga das fundações quando o solo sofre o colapso, chegando, no caso de Londrina, a reduções que variam na ordem de 34% a 50% para as estacas escavadas com trado manual (Miguel *et al.*, 2003; Guerra *et al.*, 2003; Fernal *et al.*, 2003; Gonçalves *et al.*, 2003; Miguel e Belincanta, 2004a).

Estacas de pequeno diâmetro correntes na região

As estacas apiloadas são muito utilizadas em obras de pequeno e médio porte na cidade de Londrina, Estado do Paraná, em função de sua facilidade de execução em solos porosos e, também, de sua viabilidade de execução sem o uso de revestimento na camada superficial de solo argiloso, situada acima do nível de água, típico da região do Norte do Estado do Paraná.

Além da contribuição da alta rigidez natural das argilas lateríticas, para a elevação da capacidade de carga dessas estacas neste solo quando não inundado, o processo executivo das mesmas, que consiste na abertura do furo por queda livre de um pilão cilíndrico de aço (apiloamento), também para isso colabora. Isto é, o solo ao redor do fuste da estaca e o solo subjacente à ponta da mesma sofrem uma diminuição do índice de vazios e, portanto, da porosidade, o que acarreta o aumento de sua resistência. Conseqüentemente, essas estacas apresentam resistências de ponta e ao atrito lateral bem superiores às estimadas pelos métodos semi-empíricos clássicos brasileiros.

Quando as estacas apiloadas são preenchidas por apiloamento do concreto magro, após a abertura do furo por pilão, em etapas desde a base até o topo do furo, a ponta da estaca sofre um alargamento e pequenos bulbos no fuste se formam, aumentando com isto a área de contato com o solo. Neste caso, ambas as resistências de ponta e ao atrito lateral contribuem para a capacidade de carga da estaca.

No entanto, quando essas estacas são preenchidas por concreto auto-adensável, depois da abertura do furo por pilão, a prática regional recomenda executar, antes da concretagem, o *pé da estaca*, que consiste no lançamento de brita no 1 (no volume de,

aproximadamente, uma “carriola” cheia) e posterior apiloamento desse material no fundo do furo com o pilão. Neste caso, há um ganho de resistência de ponta, significativo em relação à resistência ao atrito lateral.

Em comparação às estacas escavadas com trado manual, estas apresentam uma resistência de ponta relativamente baixa, pois há deposição de detritos na extremidade inferior da perfuração. Na grande maioria das vezes, a limpeza do fundo do furo não é realizada com sucesso, resultando numa capacidade de carga representada, quase que somente, pela resistência lateral.

Métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga

Os métodos semi-empíricos mais utilizados para a estimativa de capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro na região de Londrina, Estado do Paraná, são os consagrados Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

O método de Aoki e Velloso (1975) se baseia na expressão (1) para estimar a capacidade de carga de estacas (P_u):

$$P_{u,est} = \frac{K \cdot N_p \cdot A_p}{F_1} + \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^n K \cdot \alpha \cdot N_{\ell} \cdot \Delta_{\ell} \quad (1)$$

onde

K: coeficiente que correlaciona o valor de N_{SPT} (obtido pelas sondagens SPT) com o valor da resistência de ponta do ensaio CPT (*Cone Penetration Test*) (NBR 12.069/1991; ABNT, 1991), ou seja, $q_c = K \times N_{SPT}$ (para argilas siltosas $K = 220 \text{ kN/m}^2$).

α : coeficiente que exprime o efeito escala entre o cone do CPT e a estaca (para argilas siltosas $\alpha = 4\%$);

N_p : valor de N_{SPT} na ponta da estaca;

A_p : área da seção transversal da ponta da estaca;

N_{ℓ} : valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, referente a cada camada de solo;

n : número de camadas ao longo do fuste da estaca;

Δ_{ℓ} : espessura de cada camada ao longo do fuste da estaca;

F_1 e F_2 - coeficientes de transformação que levam em conta o tipo de estaca. Considera-se para o valor de F_2 o dobro do valor de F_1 , isto é, $F_2 = 2 \times F_1$.

O valor de F_1 para as estacas pré-moldadas de concreto (deslocamento), segundo Aoki (1996) pode ser determinado pela expressão $F_1 = 1 + \frac{D}{0,80}$.

Para estacas escavadas, Aoki (1976) considera F_2 variando entre 4,5 e 10,5, sendo função do processo executivo empregado. Enquanto que Aoki e Alonso

(1992) consideram para as estacas escavadas os valores de $F_1 = 3,0$ e $F_2 = 6,0$.

O método Décourt e Quaresma (1978), incorporando os valores de coeficientes de correção sugeridos por Décourt (1996), utiliza a expressão (2) para a estimativa da capacidade de carga de estacas (P_u):

$$P_{u,est} = \alpha \cdot K \cdot \bar{N}_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{\bar{N}_{\ell} + 1}{3} \right) \cdot S_{\ell} \quad (2)$$

onde

α e β : coeficientes de correção para as resistências de ponta e ao atrito lateral, respectivamente (para estacas escavadas em argilas $\alpha = 0,85$ e $\beta = 0,80$; para estacas de deslocamento em qualquer tipo de solo α e β são iguais a 1,0);

K: coeficiente que correlaciona o valor de N_{SPT} na ponta da estaca com o valor da resistência de ponta do ensaio CPT ($q_c = K N_{SPT}$, para argilas $K = 120 \text{ kN/m}^2$).

\bar{N}_p : valor médio de N_{SPT} na ponta da estaca, obtido por três valores, o correspondente ao nível da ponta, o imediatamente inferior e o imediatamente superior;

A_p : área da seção transversal da ponta da estaca;

\bar{N}_{ℓ} : valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca;

S_{ℓ} : área lateral do fuste da estaca;

A incorporação de fatores de correção de minoração no método de Décourt e Quaresma (1978), válidos para a estimativa da resistência de ponta e de atrito lateral (α e β , respectivamente) nas estacas escavadas (Décourt, 1996), torna este método ainda mais conservativo, quando aplicado para a estimativa da capacidade de carga das estacas escavadas com trado manual, executadas em solos lateríticos, em sua umidade natural.

No caso de estacas apiloadas, classificadas como de deslocamento e, portanto, similares às estacas cravadas, consideradas de referência para o método, embora os coeficientes de correção não sejam aplicados, o problema de conservadorismo do método ainda não se elimina.

As mesmas observações são válidas para o método de Aoki e Velloso (1975) no que se refere aos coeficientes F_1 e F_2 , que levam em conta os diferentes processos executivos das estacas e o efeito escala entre a estaca e o cone holandês, ensaio no qual o método foi baseado.

Esses fatos levam à reflexão de que o

comportamento carga *versus* recalque dessas fundações, no caso da região de Londrina, só pode ser estudado através da execução e da análise de provas de carga em campo. Dessa maneira, protótipos dessas fundações têm sido executados no CEEG e submetidos a provas de carga estática à compressão, com diâmetros e comprimentos usuais da prática regional (Miguel et al., 2003, 2004; Guerra et al., 2003; Fernal et al., 2003; Gonçalves et al. 2003; Almeida, 2004; Almeida e Miguel, 2004; Miguel e Belincanta, 2004b).

As curvas carga *versus* recalque obtidas nas provas de carga têm apontado no sentido de que, até recalques de 30 mm a 50 mm, a mobilização da ponta para essas estacas escavadas com trado manual é pouco expressiva e que, portanto, sua resistência se dá em função do atrito lateral (R_ℓ). Desse modo, a resistência de ponta (R_p) pode ser desprezada na prática, frente à magnitude dos recalques referentes à carga admissível (Miguel e Belincanta, 2004b).

No caso de estacas apiloadas, com apiloamento e com lançamento do concreto, até recalques de 50 mm, ocorre mobilização da ponta, podendo, assim, ser consideradas ambas as resistências de ponta (R_p) e ao atrito lateral (R_ℓ) na capacidade de carga dessas fundações.

Se os valores de R_ℓ e R_p forem estimados, utilizando os resultados das provas de carga para o solo sem inundação, pode-se compará-los aos valores estimados pelos métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) e verificar os coeficientes de majoração (em virtude do aumento de rigidez das argilas lateríticas e do processo executivo das estacas) necessários para elevar estes valores estimados, de modo a igualá-los aos obtidos experimentalmente.

Os coeficientes de majoração das resistências de ponta e ao atrito lateral, do método de Décourt e Quaresma (1978), para o solo no teor de umidade natural, foram simbolizados respectivamente por α_ℓ e β_ℓ (o subscrito ℓ se refere ao termo laterítico).

Material e métodos

Execução das estacas e das provas de carga

No CEEG, foram executadas seis estacas apiloadas com lançamento do concreto (auto-adensável) e com *pé de brita* (brita apiloada na base) e seis estacas apiloadas com apiloamento

do concreto (concreto mais seco). Todas as doze estacas possuíam diâmetro nominal de 20 cm e metade delas possuía comprimento de 3 m e a outra metade de 6 m. Os furos das estacas foram abertos com pilão de aço de 4 kN.

O concreto auto-adensável, lançado nos furos da superfície do terreno com auxílio de um funil, apresentou *slump* igual a 10 cm e resistência à compressão média (f_{cm}), aos 28 dias, de 20 MPa. O concreto mais seco apresentou *slump* igual a zero e f_{cm} de 25 MPa. Ambos os concretos foram confeccionados *in loco*.

Após o lançamento do concreto, foram dispostas nos furos três barras de $\phi 8$ mm e comprimento de 1,15 m, como armaduras construtivas. Blocos de concreto foram executados sobre as cabeças das estacas, armados com barras de 6,3 mm, dispostas em forma de “gaiola” por estribos verticais e horizontais, com espaçamentos de 10 cm e cobrimentos de 3 cm. O embutimento das estacas nos blocos foi de 10 cm.

As estacas utilizadas como reações do sistema de carregamento foram do tipo Strauss, executadas com o pilão de 4 kN para a abertura do furo até 7 m. Após a abertura, foi colocado um tubo de revestimento de diâmetro 32 cm e de 3 m de comprimento. A escavação, até 12 m, foi realizada através de sonda (piteira) e a concretagem foi feita com concreto auto-adensável, sem apiloamento, *slump* de 17 cm e f_{cm} de 20 MPa.

A armadura das estacas Strauss se consistiu em quatro barras com $\phi 8$ mm, todas com 12 m de comprimento, sendo soldadas em suas extremidades superiores a uma barra Dywidag com $\phi 32$ mm de 1,15 m de comprimento. A extremidade superior dessa barra ficava acima do nível do terreno cerca de 15 cm, com a finalidade de ser ancorada ao sistema de reação.

As provas de carga estática à compressão, com o solo no teor de umidade natural, foram do tipo mista (Alonso, 1997), isto é, caracterizadas pelo carregamento do tipo lento até a respectiva carga admissível, obtida por meio do método de previsão semi-empírico baseado no N_{SPT} e proposto por Décourt e Quaresma (1978). Foram considerados os coeficientes α e β iguais a 1,0 (Décourt, 1996).

Atingida a carga admissível, o carregamento prosseguiu do tipo rápido até o deslocamento máximo dos extensômetros (50 mm). O descarregamento de cada prova de carga foi feito em estágios do tipo rápido (NBR 12.131/1991).

No cálculo da estimativa da capacidade de carga, foi utilizado o furo de sondagem SPT mais próximo às estacas (SPT9), ilustrado pela Figura 1.

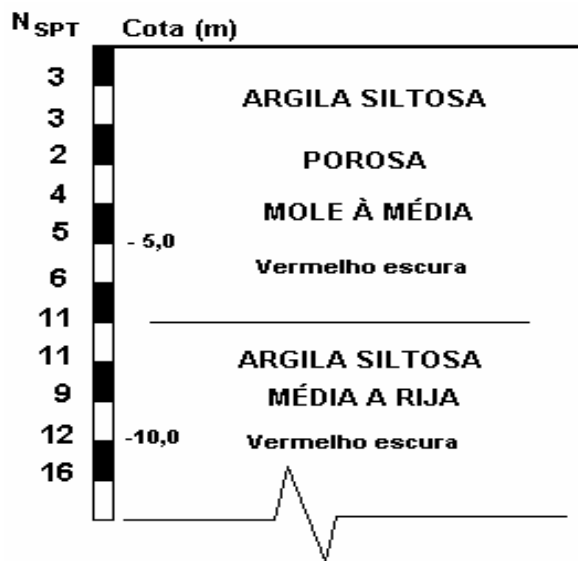


Figura 1. Furo de sondagem SPT n° 9.

Método de determinação da capacidade de carga

A metodologia adotada para a determinação da capacidade de carga (P_u), por meio das curvas carga *versus* recalque, foi a média dos valores encontrados pelo método de Van der Veen (1953) e por aqueles propostos por Décourt (1998), utilizando-se do método do Gráfico de Rigidez (GR). Na estimativa de P_u pelo método GR (curva carga *versus* rigidez), foram considerados os pontos da curva carga *versus* recalque r/D (recalque sobre diâmetro da seção transversal do fuste) inferiores a 2%. Além disso, pelo fato desse método superestimar o valor de P_u , adotou-se a recomendação de minorá-lo em 10%.

Na estimativa da resistência ao atrito lateral (R_ℓ) foi utilizado o método de Brierley Modificado (MBM) (apud Décourt, 2002), no qual consideram-se os pontos situados no intervalo de r/D entre 2% e 4%, aproximadamente, da curva carga *versus* recalque. Segundo Décourt (2002), o método MBM subestima o valor de R_ℓ , fato que faz recomendar a majoração desta resistência em 10%.

O valor da estimativa de R_ℓ , obtido pelo método de MBM por meio dos dados de provas de carga (campo), foi comparado com os valores de R_ℓ estimados pelos métodos Décourt e Quaresma (1978) e de Aoki e Velloso (1975). Dessa maneira, foi possível obter os valores dos coeficientes de correção da resistência ao atrito lateral desses métodos, respectivamente, β_ℓ e F_2 .

O valor de R_ℓ obtido em campo foi subtraído do valor médio de P_u estimado pelos métodos de Van der Veen e de GR, também baseados nos resultados de campo, de modo a se obter a resistência de ponta (R_p). Este valor, comparado com os valores estimados por Décourt e

Quaresma (1978) e por Aoki e Velloso (1975), porém, considerando os valores dos coeficientes de correção correspondentes aos de estacas cravadas (estaca de referência), permitiu obter os valores dos coeficientes de correção da resistência de ponta desses métodos, respectivamente, α_ℓ e F_1 .

Dessa maneira, puderam ser adaptados ambos os métodos semi-empíricos clássicos para estimativa de capacidade de carga para as estacas apiloadas embutidas em solo argiloso, laterítico de Londrina, Estado do Paraná, no teor de umidade natural ($\omega \cong 33\%$).

Resultados e discussão

As estacas apiloadas com lançamento do concreto foram simbolizadas por ACL. Conforme o comprimento da estaca essa simbologia vem procedida pelo número 3 ou 6 e, entre parênteses, pela numeração da estaca. Por exemplo, ACL6(3) se refere à estaca apiloadada com lançamento do concreto de número 3 e com 6 m de comprimento. O mesmo procedimento foi utilizado para as estacas com apiloadamento do concreto, porém com nomenclatura ACA.

As curvas carga *versus* recalque obtidas nas provas de carga para as estacas apiloadadas em concreto ($L = 3$ m e $L = 6$ m) na condição de teor de umidade natural do solo, estão apresentadas nas Figuras 2 a 5. Juntamente com essas figuras, estão representados nas curvas os pontos em tamanho maior referentes aos valores r/D iguais a 2% e 4%, para a estimativa capacidade de carga por atrito lateral (R_ℓ), segundo o MBM. As equações contidas nessas figuras representam a equação da reta que passa pelos pontos de valores r/D acima e que cruza o eixo da carga no valor de (R_ℓ).

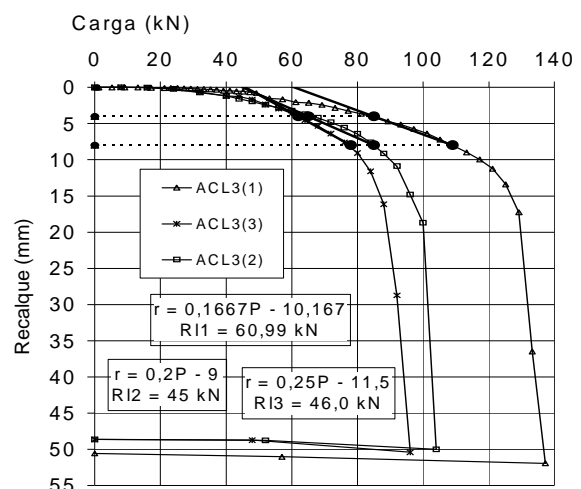


Figura 2. Curvas carga *versus* recalque para as ACL com $L = 3$ m. Aplicação do MBM.

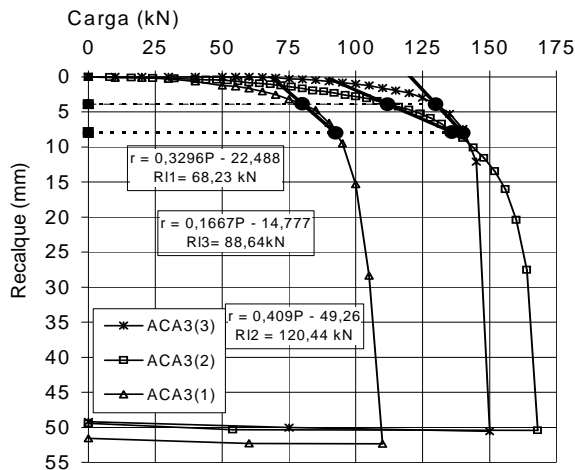


Figura 3. Curvas carga versus recalque para as ACA com L = 3 m. Aplicação do MBM.

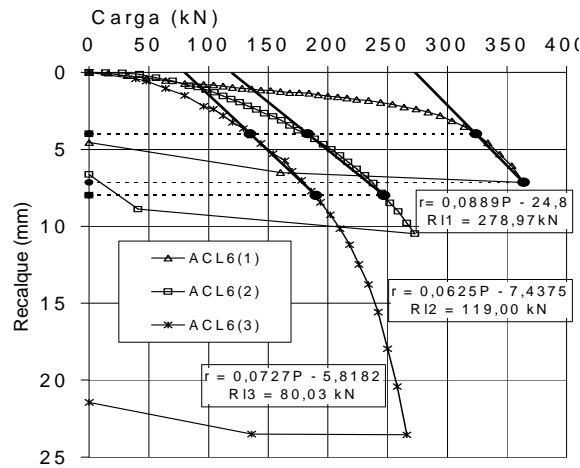


Figura 4. Curvas carga versus recalque para as ACL com L = 6 m. Aplicação do MBM.

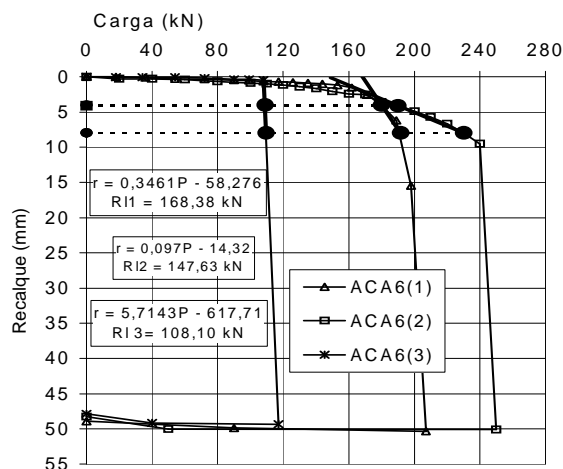


Figura 5. Curvas carga versus recalque para as ACA com L = 6 m. Aplicação do MBM.

As curvas carga versus rigidez, para a estimativa da capacidade de carga P_u , das estacas apiladas ACL e ACA com L = 3 m e L = 6 m, na condição de teor de umidade natural do solo, estão apresentadas nas Figuras 6 a 9. Juntamente com essas figuras, estão representados os pontos (em maior tamanho) utilizados para o traçado das curvas de tendência, as quais definiriam a estimativa de P_u , segundo o método GR.

A Tabela 2 apresenta os valores obtidos de R_p , para cada estaca ensaiada, por meio do método MBM e os seus valores majorados de 10%. A Tabela 3 apresenta os valores das estimativas de P_u pelos métodos de Van der Veen e de GR, assim como os valores obtidos por esse último método minorados em 10%, a média dos valores estimados e os valores da resistência de ponta (R_p).

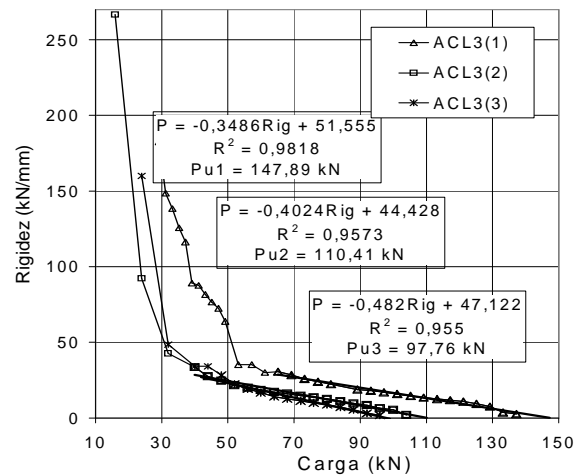


Figura 6. Curvas carga versus rigidez para as estacas ACL com L = 3 m.

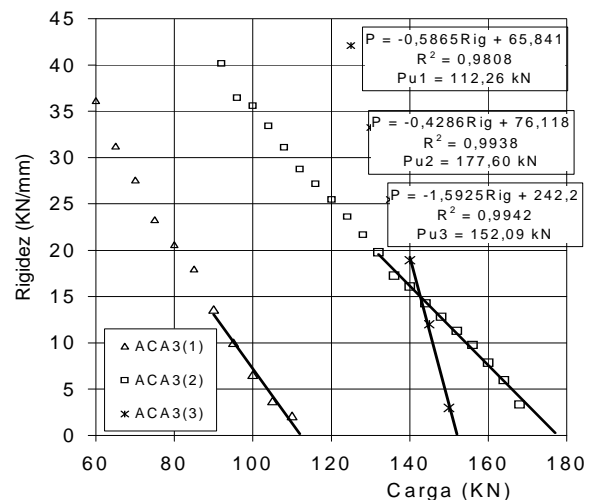


Figura 7. Curvas carga versus rigidez para as estacas ACA com L = 3 m.

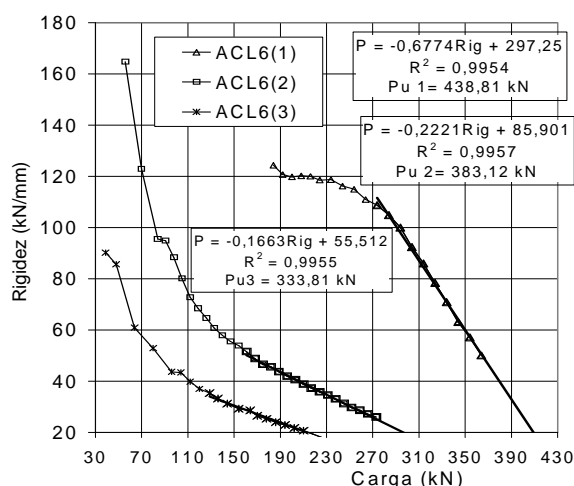


Figura 8. Curvas carga versus rigidez para as estacas ACL com $L = 6$ m.

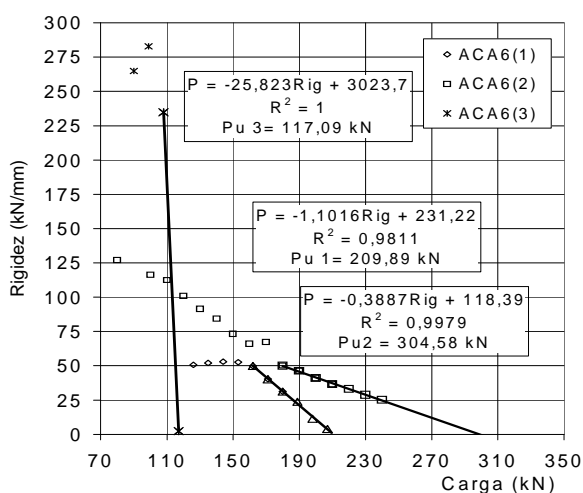


Figura 9. Curvas carga versus rigidez para as estacas ACA com $L = 6$ m.

Observa-se na Tabela 2 que, no geral, os valores de resistência ao atrito lateral são mais significativos para as estacas com apiloamento do concreto, pois ocorre um maior contato entre as paredes do furo e o fuste dessas estacas, em contrapartida com as de lançamento do concreto, com exceção da estaca ACL6 (1) que mostrou desempenho muito superior às demais.

A estaca ACA6(3) apresentou uma perda de rigidez brusca, sem mobilização da resistência de ponta, portanto seu valor de R_{\square} não foi majorado em 10%, nem seu valor de P_u minorado em 10%.

Na Tabela 3, nota-se que os valores de P_u obtidos pelo método de Van der Veen (1953) apresentaram-se muito próximos aos obtidos pelo método do Gráfico de Rigidez com minoração da capacidade de carga em 10%. Isso porque o comportamento das curvas carga versus recalque das estacas ensaiadas mostrou ruptura do tipo física.

Tabela 2. Valores de resistência ao atrito lateral (R_{ℓ}), estimados pelo método MBM.

Estaca	R_{ℓ} (kN)	$1,1xR_{\ell}$ (kN)
ACL3(1)	61,0	67,1
ACL3(2)	45,00	49,5
ACL3(3)	46,00	50,6
ACL6(1)	279,0	306,9
ACL6(2)	119,0	130,9
ACL6(3)	80,0	88,0
ACA3(1)	68,2	75,0
ACA3(2)	88,6	97,5
ACA3(3)	118,8	130,7
ACA6(1)	168,4	185,2
ACA6(2)	147,6	162,4
ACA6(3)	108,1	-

Tabela 3. Valores de capacidade de carga (P_u) estimados pelos métodos de Van der Veen (VV) e do Gráfico de Rigidez (GR).

Estaca	P_u (kN)				
	P_u (VV)	P_u (GR)	$0,9xP_u$ (GR)	P_u méd	R_p
ACL3(1)	137,3	147,9	133,1	135,2	68,1
ACL3(2)	104,0	110,4	99,4	101,7	52,2
ACL3(3)	96,1	97,8	88,0	92,0	41,4
ACL6(1)	371,8	438,8	394,9	383,4	76,5
ACL6(2)	306,6	383,1	344,8	325,7	194,8
ACL6(3)	278,4	333,8	300,4	289,4	201,4
ACA3(1)	110,1	112,3	101,0	105,6	30,5
ACA3(2)	168,1	177,6	159,8	164,0	66,5
ACA3(3)	150,0	152,1	136,9	143,4	12,7
ACA6(1)	207,0	210,0	188,9	198,0	12,7
ACA6(2)	250,0	304,6	274,1	262,1	99,7
ACA6(3)*	117,0	117,1	-	117,0	8,9

De um modo geral, os valores das resistências de ponta, estimadas para as estacas com lançamento do concreto e com *pé de brita*, apresentaram-se maiores que aquelas obtidas para as estacas com apiloamento do concreto. A camada de brita, lançada na extremidade do furo da estaca antes da concretagem, com o respectivo apiloamento, se mostrou mais eficiente para a melhoria da ponta do que a base alargada formada pelo processo de apiloamento do concreto.

Para as estacas com lançamento do concreto, as de 3 m de comprimento apresentaram valores de R_{ℓ} muito próximos aos valores de R_p , porém as estacas de 6 m apresentaram valores de R_p maiores que os de R_{ℓ} .

Para as estacas com apiloamento do concreto, independente do comprimento, os valores de R_{ℓ} foram superiores aos de R_p . Esse fato vai contra o esperado para essas estacas, pois a execução da base alargada, em função do apiloamento no concreto no fundo do furo, deveria acarretar numa resistência de ponta mais expressiva. Isso leva a repensar na maneira pela qual a base alargada tem sido executada na prática, devendo essa execução ser realizada de maneira mais criteriosa possível.

A Tabela 4 apresenta os valores de R_{ℓ} e R_p ,

estimados pelo método semi-empírico de Décourt e Quaresma (1978), além dos coeficientes de correção α_ℓ e β_ℓ , para cada estaca ensaiada e seus valores médios.

Os valores apresentados de α_ℓ foram determinados com referência ao valor do parâmetro $K = 120 \text{ kN/m}^2$, sugerido para a argila siltosa pelos autores do método, e também com referência ao valor de $K = 250 \text{ kN/m}^2$, estimado para o solo argiloso de Londrina através da análise de ensaios de campo CPT e SPT, realizados no CEEG, conforme Silva e Miguel (2004).

Tabela 4. Valores dos coeficientes de correção β_ℓ e α_ℓ - Décourt e Quaresma (DQ).

Estaca	R_t (DQ) (kN)	R_p (DQ) (kN)	β_ℓ	$K = 120 \text{ kN/m}^2$		$K = 250 \text{ kN/m}^2$	
				α_s	α_ℓ	α_s	α_ℓ
ACL3(1)			2,67	6,03	2,89		
ACL3(2)	25,14	11,3	1,97	4,62	2,22		
ACL3(3)			2,01	3,67	1,76		
ACL6(1)			4,88	2,78	1,33		
ACL6(2)	62,84	27,51	2,08	7,08	3,40		
ACL6(3)			1,40	7,32	3,51		
Média			2,51	4,01	2,52		
ACA3(1)			2,98	2,70	1,30		
ACA3(2)	25,14	11,3	3,88	5,89	2,83		
ACA3(3)			5,20	1,13	0,54		
ACA6(1)			2,95	0,46	0,22		
ACA6(2)	62,84	27,51	2,58	3,62	1,74		
ACA6(3)			1,72	0,32	0,15		
Média			3,22	-	-		

A Tabela 5 apresenta os valores estimados de R_t e R_p , pelo método semi-empírico de Aoki e Velloso (1975), além dos coeficientes de correção F_1 e F_2 , para cada estaca ensaiada e seus valores médios.

Vale a pena salientar que os valores apresentados de F_1 e F_2 foram determinados com referência aos parâmetros ($K = 220 \text{ kN/m}^2$ e $\alpha = 4\%$) sugeridos para a argila siltosa pelos próprios autores e também, com referência aos valores de $K = 250 \text{ kN/m}^2$ e $\alpha = 2\%$, estimados para o solo argiloso do CEEG, conforme Silva e Miguel (2004).

Observa-se que os valores de α_ℓ e F_1 para as estacas com apiloamento do concreto se mostraram muito discrepantes, talvez em função da dificuldade, na prática da execução da base alargada, mostrando diferenças de eficiência na resistência de ponta; este fato não permitiu a obtenção de uma média razoável desses valores para essas estacas.

Os valores de α_s , obtidos por meio de K , segundo a sugestão de Silva e Miguel (2004), apresentaram-se menores que aqueles obtidos segundo a sugestão do valor de K , pelos autores do método, provavelmente porque esta segunda sugestão não leva em consideração o comportamento laterítico das argilas.

Quanto aos valores de β_ℓ e de F_2 , vê-se que as

estacas com apiloamento do concreto apresentaram valores que levam a resistências ao atrito lateral maiores que as estacas apiloadas com lançamento do concreto.

Tabela 5. Valores dos coeficientes de correção F_2 e F_1 . - Aoki e Velloso (AV).

Estaca	R_t (AV) (kN)	R_p (AV) (kN)	$K = 220 \text{ kN/m}^2$		$K = 250 \text{ kN/m}^2$	
			F_1	F_2	F_1	F_2
ACL3(1)			0,20	0,49	0,28	0,23
ACL3(2)	33,17	13,82	0,26	0,67	0,36	0,32
ACL3(3)			0,33	0,66	0,45	0,31
ACL6(1)			0,54	0,31	0,70	0,15
ACL6(2)	93,99	41,45	0,21	0,72	0,27	0,36
ACL6(3)			0,21	1,07	0,27	0,54
Média			0,29	0,65	0,39	0,32
ACA3(1)			0,45	0,44	0,62	0,21
ACA3(2)	33,17	13,82	0,21	0,34	0,28	0,16
ACA3(3)			1,09	0,25	1,48	0,12
ACA6(1)			3,25	0,51	4,19	0,25
ACA6(2)	93,99	41,45	0,42	0,58	0,54	0,29
ACA6(3)			4,63	0,87	5,97	0,44
Média			-	0,50	-	0,24

Na Tabela 5, nota-se que a relação $F_2 = 2 \times F_1$, adotada pelo método de Aoki e Velloso (1975) para estimativa da capacidade de carga de estacas, não é atendida.

A Tabela 6 apresenta os valores de F_1 e F_2 , considerando a relação $F_2 = 2 \times F_1$ e os parâmetros K e α sugeridos por Aoki e Velloso (1975) e por Silva e Miguel (2004). Nesta tabela, os valores de F_1 e F_2 se apresentaram mais ajustados, pois a relação $F_2 = 2 \times F_1$ permite minimizar o efeito de execução da base alargada no valor de F_1 , para o caso das estacas apiloadas com apiloamento do concreto.

Tabela 6. Valores dos coeficientes de correção F_2 e F_1 com $K = 220 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 4\%$ (AV) e com $K = 250 \text{ kN/m}^2$, $\alpha = 2\%$ (SM) e considerando ($F_2 = 2 \times F_1$).

Estaca	AV		SM	
	F_1	F_2	F_1	F_2
ACL3(1)	0,22	0,45	0,20	0,39
ACL3(2)	0,30	0,60	0,26	0,53
ACL3(3)	0,33	0,66	0,29	0,58
ACL6(1)	0,23	0,46	0,20	0,40
ACL6(2)	0,27	0,54	0,24	0,47
ACL6(3)	0,31	0,61	0,27	0,53
Média	0,27	0,55	0,24	0,48
ACA3(1)	0,29	0,58	0,25	0,51
ACA3(2)	0,19	0,37	0,16	0,33
ACA3(3)	0,21	0,42	0,19	0,37
ACA6(1)	0,45	0,89	0,39	0,78
ACA6(2)	0,34	0,67	0,29	0,59
ACA6(3)	0,76	1,51	0,66	1,31
Média	0,37	0,74	0,32	0,65

Na Tabela 6, os valores médios de F_1 para as estacas apiloadas com apiloamento do concreto se apresentaram maiores, o que na formulação representa menores resistências de ponta para essas estacas em comparação àquelas executadas com lançamento do concreto e com *pé de brita*. O que se

mostrou coerente com o comportamento até então obtido para ambas as estacas.

No entanto, os valores médios de F_2 obtidos para as estacas apiloadas com apiloamento do concreto levam a resistências ao atrito lateral menores que aquelas obtidas com F_2 para as estacas apiloadas com lançamento do concreto e com *pé de brita*. Esse fato leva ao comportamento oposto, até então observado e discutido, levando em consideração os valores de β_ℓ para o método de Décourt e Quaresma (1998) e os valores de F_2 (sem considerar a relação $F_2 = 2 \times F_1$), para o método de Aoki e Velloso (1975).

Isso leva a crer que a consideração dessa relação entre F_1 e F_2 é satisfatória na análise de capacidade de carga para essas estacas, mas não representa bem o comportamento das mesmas quando se deseja obter as resistências de ponta e ao atrito lateral, separadamente.

A Tabela 7 apresenta os valores de β_ℓ e F_2 para estacas escavadas com trado manual, com comprimentos de 3 m e 6 m, submetidas a provas de carga estática à compressão no CEEG, seguindo o mesmo procedimento metodológico, e analisadas em Pimenta (2003), Fernal (2003) e Miguel e Belincanta (2004b).

Os valores de α_ℓ e F_1 para essas estacas não foram analisados, porque estas trabalham preferencialmente com a resistência ao atrito lateral, em função de seu método executivo que acarreta a deposição de solo fofo no fundo do furo.

Tabela 7. Valores dos coeficientes de correção β_ℓ e F_2 para estacas escavadas com trado manual. Pimenta (2003), Fernal (2003) e Miguel e Belincanta (2004b).

Estacas escavadas com trado manual	β_ℓ	F_2
L = 3 m	1,47	0,51
L = 6 m	1,36	0,82
Média	1,42	0,66

Os valores de F_2 da Tabela 7 se referem àqueles obtidos seguindo a recomendação para os parâmetros K e α somente dos autores do método Aoki e Velloso (1975), ou seja, 220 kN/m² e 4%, respectivamente.

Nota-se que, em média, os valores de β_ℓ das estacas escavadas foram menores que os obtidos para as estacas apiloadas, mostrando que a resistência ao atrito lateral das primeiras é inferior à das segundas. Isto é, para o método de Décourt e Quaresma (1978) as estacas apiloadas com lançamento do concreto apresentaram valores de resistência ao atrito lateral intermediária entre as estacas escavadas e as estacas apiloadas com apiloamento do concreto.

Os valores de F_2 para as estacas escavadas se

encontraram muito próximos daqueles das estacas apiloadas com lançamento do concreto e com *pé de brita*, porém maiores que os das estacas apiloadas com apiloamento do concreto. Ou seja, para o método de Aoki e Velloso (1975) as estacas escavadas apresentaram valores de resistência ao atrito lateral próxima ao das apiloadas com lançamento do concreto e inferiores ao das apiloadas com apiloamento do concreto.

Conclusão

Os valores estimados de resistências de ponta (R_p) e ao atrito lateral (R_ℓ), para as estacas apiloadas e escavadas com trado manual, embutidas em solo argiloso de Londrina, Estado do Paraná, no teor de umidade natural, utilizando os métodos clássicos semi-empíricos brasileiros Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), apresentaram-se conservativos, frente aos valores dessas mesmas resistências, obtidos por meio de provas de carga estática à compressão.

Os valores médios obtidos do coeficiente de correção β_ℓ da resistência ao atrito lateral, estimados pelo método Décourt e Quaresma (1978), no caso de estacas apiloadas com lançamento do concreto e com *pé de brita*, estacas apiloadas com apiloamento do concreto e estacas escavadas com trado manual, foram iguais a 2,51, 3,22 e 1,42, respectivamente.

Quanto aos valores do coeficiente de correção α_ℓ das resistências de ponta (R_p), para este mesmo método, somente foi possível obter, sem grandes dispersões, para as estacas apiloadas com lançamento do concreto e com *pé de brita*, sendo seus valores médios iguais a 4,01, considerando a sugestão de Décourt e Quaresma (1978) para $K = 120$ kN/m², e a 2,52, considerando a sugestão de Silva e Miguel (2004) para $K = 250$ kN/m², correspondente ao solo laterítico da região. Os resultados mostram que, no caso das estacas apiloadas com apiloamento do concreto, a falta de critérios na execução da base alargada influencia os resultados de R_p , provocando grandes dispersões nos resultados, e impossibilita uma coerência entre os valores de α_ℓ .

Os valores médios do coeficiente de correção F_2 da resistência ao atrito lateral, segundo o método de Aoki e Velloso (1975), para as estacas apiloadas com lançamento do concreto e com *pé de brita*, estacas apiloadas com apiloamento do concreto e estacas escavadas com trado manual, foram iguais a 0,65, 0,50 e 0,66 (considerando $K = 220$ kN/m² e $\alpha = 4\%$), respectivamente.

No caso de $K = 250$ kN/m² e $\alpha = 2\%$, obtidos para o solo laterítico de Londrina (Silva e Miguel,

2004), os valores médios de F_2 para as estacas apiloadas com lançamento do concreto e com *pé de brita* e para as estacas apiloadas com apiloamento do concreto foram 0,32 e 0,24, respectivamente.

O valor do coeficiente de correção F_1 da resistência de ponta foi somente obtido para as estacas apiloadas com lançamento do concreto e com *pé de brita*, sendo seu valor igual a 0,29, para $K = 220 \text{ kN/m}^2$ e $\alpha = 4\%$, e igual a 0,39 para $K = 250 \text{ kN/m}^2$ e $\alpha = 2\%$. Isso também, devido à influência da falta de critérios para a execução da base alargada das estacas apiloadas com apiloamento do concreto.

No caso de se considerar a relação $F_2 = 2 \times F_1$, sugerida pelo método Aoki e Velloso (1975), os valores médios do coeficiente de correção F_2 da resistência ao atrito lateral, para as estacas apiloadas com lançamento do concreto e com *pé de brita* e para as estacas apiloadas com apiloamento do concreto, foram iguais a 0,55 e 0,74 (se considerados $K = 220 \text{ kN/m}^2$ e $\alpha = 4\%$), respectivamente. Se considerar $K = 250 \text{ kN/m}^2$ e $\alpha = 2\%$, os valores médios do coeficiente de correção F_2 foram iguais a 0,48 e 0,65, respectivamente.

Vale a pena ressaltar que esses valores são apenas orientativos, necessitando de maiores estudos para sua aplicação na prática regional de fato.

Agradecimentos

Os autores do presente trabalho gostariam de registrar os seus agradecimentos às seguintes pessoas e instituições: ao técnico Pedro Cândido de Souza do Laboratório de Geotecnia da UEL, à Prefeitura do Campus Universitário da UEL, ao Laboratório de Topografia do Departamento de Geociências da UEL, à BASESTAC Engenharia de Fundações e Estaqueamento Ltda, à Cia. De Cimento ITAMBÉ, à Construtora CONSTRUBLOK Ltda, à Ferro e Aço BERTIN Ltda, à Pedreira URBALON Ltda, à Protendidos DYWIDAG Ltda, à Universidade Estadual de Maringá (UEM) e à Universidade de São Paulo (Campus São Carlos/Departamento de Geotecnia).

Referências

- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Estacas – prova de carga estática. NBR 12.131, Rio de Janeiro/RJ, 4 p, 1991.
- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. NBR 6484, Rio de Janeiro/RJ, 2001.
- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ensaio de Penetração de Cone *in situ* (CPT). NBR 12.069, Rio de Janeiro/RJ, 1991.

ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação da Massa Específica dos Grãos. NBR 6508, Rio de Janeiro/RJ, 1984a.

ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação do Limite de Liquidez. NBR 6459, Rio de Janeiro/RJ, 1984b.

ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. NBR 7180, Rio de Janeiro/RJ, 1984c.

ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Análise Granulométrica. NBR 7181, Rio de Janeiro/RJ, 1984d.

ALMEIDA, M.A. de. *Comportamento de estacas apiloadas em solo superficial laterítico da região de Londrina/PR*. 2004. Monografia (Curso de Engenharia Civil)-Centro de Tecnologia e Urbanismo/Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2004.

ALMEIDA, M.A. de MIGUEL; M.G. Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo laterítico da região de Londrina/PR. In: ENCONTRO ANUAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA. 12., 2004. Londrina. *Anais...* Londrina: UEL, 2004. CDRom.

ALONSO, U.R. Prova de carga estática em estacas (uma proposta para revisão da norma NBR 12.131). *Rev. Solos Rochas*, São Paulo, v. 20, n. 1, p. 47-59, 1997.

AOKI, N. *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso (Extensão Universitária em Engenharia de Fundações)-Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976.

AOKI, N. *Engenharia de fundações*. Notas de Aula (Curso de Pós-graduação)-Departamento de Geotecnia da USP/SC. São Carlos, 1996.

AOKI, N.; VELLOSO, D.A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: V PANAMERICAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Buenos Aires, 1975.

AOKI, N.; ALONSO, U.R. *Previsão e comprovação da carga admissível de estacas*. São Carlos: Publicação USP/SC, 1992.

COZZOLINO, V.M.N.; NOGAMI, J.S. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. *Rev. Solos e Rochas*. ABMS/ABGE, v. 16, n. 2, p. 77-91, 1993.

DÉCOURT, L. *Estacas – análise e projeto de fundações profundas*. In: HACHICH et al. (Ed.). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1996, cap. 8.1, p. 265-301.

DÉCOURT, L. Ruptura de fundações e coeficientes de segurança à luz do conceito de rigidez. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998. Brasília. *Anais...* Brasília: AMBS, 1998. p. 1599-1606.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978. Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 1978. p. 45-54.

DÉCOURT, L. Capacidade de carga em estacas executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina.

- Algumas ponderações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., São Paulo, *Anais...* São Paulo: ABMS, v. 3, 2002. p. 1545-1555.
- FERNAL, F. *et al.* Provas de carga em estacas escavadas com trado manual em solo colapsível de Londrina/PR. In: ENCONTRO TECNOLÓGICO DA ENGENHARIA E ARQUITETURA DE MARINGÁ, 4., Maringá. *Anais...* Maringá: UEM, 2003. p. 388-396.
- FERNAL, F. *Comportamento de estacas escavadas com comprimento de 6m em solo colapsível de Londrina/PR.* 2003. Monografia (Curso de Engenharia Civil)-Centro de Tecnologia e Urbanismo/Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2003.
- GONÇALVES, R.L. *et al.* Provas de carga em estacas escavadas com trado manual, preenchidas com solo-cimento plástico. In: ENCONTRO TECNOLÓGICO DA ENGENHARIA E ARQUITETURA DE MARINGÁ, 4., 2003. Maringá. *Anais...* Maringá: UEM, 2003. p. 397-405.
- GUERRA, L. *et al.* Análise da influência do pré-carregamento em estacas escavadas com trado manual em solo colapsível da região de Londrina/PR. In: ENCONTRO TECNOLÓGICO DA ENGENHARIA E ARQUITETURA DE MARINGÁ, 4., 2003. Maringá. *Anais...* Maringá: UEM, 2003. p. 380-387.
- IGNATIUS, S.G. Solos tropicais: proposta de índice classificatório. *Rev. Solos Rochas*, São Paulo, v. 14, n. 2, p. 89-93, 1991.
- MIGUEL, M.G.; BELINCANTA, A. Influência da colapsibilidade do solo de Londrina/PR na capacidade de carga de estacas escavadas com trado manual. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5., 2004. São Carlos. *Anais...* São Carlos: AMBS/EESC, 2004a. p. 369-375.
- MIGUEL, M.G.; BELINCANTA, A. Avaliação do coeficiente de majoração da resistência lateral para estacas escavadas com trado manual em solo laterítico de Londrina/PR. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 5., 2004. São Paulo. *Anais...* São Paulo: AMBS, 2004b. p. 411-422
- MIGUEL, M.G. *et al.* Comportamento de estacas escavadas com trado manual em solo colapsíveis de Londrina/PR. In: ENCONTRO GEOTÉCNICO DO TERCEIRO PLANALTO PARANAENSE, 1., 2003. Maringá. *Anais...* Maringá: UEM, 2003. p. 315-331.
- MIGUEL, M.G. *et al.* Estudo de viabilidade do uso de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado manual em Londrina/PR. In: SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL. (GEOSUL'2004), 4., 2004. Curitiba. *Anais...* Curitiba: ABMS/UFPR, 2004. p. 263-270.
- PIMENTA, C. *Comportamento de estacas escavadas com trado manual de concreto em solo colapsível de Londrina/PR.* 2003. Monografia (Curso de Engenharia Civil)-Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2003.
- SILVA, D.F.; MIGUEL, M.G. Correlações entre os parâmetros de resistência do CPT e do SPT-T para o solo residual de basalto de Londrina/PR. In: ENCONTRO ANUAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA, 12., 2004. Londrina. *Anais...* Londrina: UEL, 2004. CDRom.
- TEIXEIRA, R.S. *et al.* Caracterização Geológico-Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica "Prof. Saburo Morimoto" da Universidade Estadual de Londrina (UEL). In: ENCONTRO GEOTÉCNICO DO TERCEIRO PLANALTO PARANAENSE, 1., 2003, Maringá. *Anais...* Maringá: UEM, 2003. p. 165-182.
- VAN DER VEEN, C. The Bearing Capacity of a Pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., Zurich, 1953, v. 2, p. 84-90.

Received on May 24, 2005.

Accepted on December 07, 2005.