

PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ATRAVÉS DE CONCEITOS DE TRANSFERÊNCIA DE ENERGIA NO SPT

Prediction of pile bearing capacity from SPT energy transfer measurements

Bianca de Oliveira Lobo*

Fernando Schnaid**

Edgar Odebrecht***

Marcelo Maia Rocha****

RESUMO – Neste artigo apresenta-se um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas desenvolvido com base na interpretação de resultados de ensaios SPT. Ao contrário de outras metodologias consagradas na prática de engenharia, de natureza essencialmente empírica, a nova abordagem é estruturada em conceitos da dinâmica e faz uso dos princípios de conservação de energia envolvidos na cravação do amostrador SPT. A energia absorvida pelo solo, calculada a partir do número de golpes N_{spt} (ou diretamente da medida correspondente de penetração do amostrador) é convertida analiticamente em uma força dinâmica de reação à penetração. A força dinâmica permite determinar as resistências unitárias mobilizadas no amostrador SPT (modelo) e, a partir destas, estimar as resistências unitárias mobilizadas na estaca (protótipo). A aplicabilidade da metodologia proposta é demonstrada a partir da interpretação de resultados de provas de carga, organizados na forma de um banco de dados composto de 272 casos.

SYNOPSIS – This paper presents a new method for predicting the bearing capacity of piles based on the concepts of soil dynamics and principles of energy conservation to interpret results from the SPT. The energy delivered to the hammer-rod-sampler system to the soil is computed from the numbers of blow counts N_{spt} (or directly from the measured penetration) and is analytically converted in a penetration dynamic force. The dynamic force allows to determine the unit resistance mobilized in the SPT sampler (model) which is then used to predict the unit resistance mobilized in the prototype pile. Applicability of the suggested methodology is demonstrated by comparing predicted and estimated bearing capacity results from full scale load tests of a 272 cases database.

PALAVRAS CHAVE – ensaios dinâmicos, capacidade de carga de estacas, conservação de energia.

1 – INTRODUÇÃO

A estimativa da capacidade de carga de fundações profundas através de ensaios de penetração constitui-se em uma das mais difundidas práticas da engenharia geotécnica. Trabalhos pioneiros reconheceram no cone o modelo reduzido de uma estaca e passaram a relacionar a resistência de ponta q_c e o atrito lateral f_s do cone às resistências unitárias mobilizadas na estaca (e.g. Sanglerat, 1972;

* Engenheira Civil, Msc, Bolsista de Doutorado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.
E-mail: lobo_bianca@yahoo.com.br

** Professor Adjunto da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. E-mail: fernando@ufrgs.br

*** Professor Adjunto da Universidade do Estado de Santa Catarina, Brasil.

E-mail: geoforma@terra.com.br

**** Professor Adjunto da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. E-mail: mmrocha@ufrgs.br

De Ruiter & Berigen, 1979; Bustamante & Gianselli, 1982). A prática brasileira de projetos de fundações, fortemente baseada na medida de penetração do ensaio SPT, adaptou os métodos tradicionais desenvolvidos para o cone através de abordagens de natureza estatística, estabelecendo correlações entre as medidas de N_{spt} e a capacidade de carga de estacas (e.g. Aoki & Velloso, 1975; Decourt & Quaresma, 1978; Velloso, 1981). Estes métodos consagrados na prática de engenharia consideram empiricamente fatores como tipo de estaca, procedimentos de instalação, tipo de solo, entre outros, tendo sua aplicabilidade restrita às práticas construtivas regionais e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento (e.g. Schnaid, 2000).

Neste trabalho desenvolveu-se um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas baseado na interpretação da energia transferida ao solo durante a penetração do amostrador SPT (Odebrecht, 2003; Odebrecht *et al.*, 2004; Odebrecht *et al.*, 2005). Esta energia é utilizada no cálculo da força dinâmica F_d de reação do solo, que, uma vez decomposta, permite análises comparativas entre as resistências unitárias mobilizadas no amostrador SPT (modelo) e as mobilizadas na estaca (protótipo). Estes conceitos de força e energia, combinados à teoria de capacidade de carga e à expansão de cavidade, são aplicados na previsão das condições limites de desempenho de estacas. Busca-se, com base nestes conceitos, estabelecer uma metodologia de maior rigor conceitual que, uma vez utilizada, reduz as incertezas atribuídas à estimativa de capacidade de carga de estacas.

2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A capacidade de carga de estacas pode ser calculada a partir da resistência à penetração quasi-estática de um elemento no solo (elemento cônico para medir a resistência de ponta q_c e atrito lateral f_s) ou do número de golpes necessários à cravação dinâmica de um amostrador, N_{spt} . Neste trabalho utiliza-se uma nova abordagem baseada na força dinâmica F_d calculada a partir da energia medida na cravação do amostrador SPT. Comparativamente, a resistência unitária de ponta da estaca (q_p) pode ser determinada através de uma das seguintes correlações:

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} = \frac{k_p \cdot N_{spt}}{F_1} = \frac{F_d}{F_1} \quad (1)$$

e o atrito lateral unitário (f_l):

$$f_l = \frac{f_s}{F_2} = \frac{k_s \cdot q_c}{F_2} = \frac{k_s \cdot k_n \cdot N_{spt}}{F_2} = \frac{k_s F_d}{F_2} \quad (2)$$

sendo k_p , k_s and k_n fatores que expressam a dependência do tipo de solo e F_1 e F_2 fatores de correção para os efeitos de escala e mecanismos de interação distintos observados entre a estaca (protótipo) e o modelo (cone ou SPT). Note que nas correlações propostas no presente trabalho, ao adotar a força dinâmica F_d elimina-se a influência do tipo de solo (χ_1 , χ_2 , χ_3) na previsão das resistências unitárias, pois na medida que se utilizam conceitos físicos da dinâmica e o princípio de conservação de energia combinados à teoria de capacidade de carga e expansão de cavidades, considera-se explicitamente os efeitos da rigidez e resistência do solo bem como a eficiência do ensaio SPT (*i.e.* perdas decorrentes do processo de propagação de ondas nas hastes decorrentes do impacto do martelo).

A estrutura conceitual desenvolvida para a determinação da força dinâmica F_d postula que a energia transmitida ao solo na cravação do amostrador SPT é função da altura de queda teórica do martelo H (no caso do sistema brasileiro de 75 cm) acrescida da penetração permanente Δp . Como consequência, esta energia passa a ser função de 3 fatores: altura de queda e massa do martelo M_m ,

tipo de solo - que determina a magnitude da penetração média por golpe do amostrador, $\Delta\rho = 30\text{cm}/N_{\text{spt}}$) e geometria (comprimento e seção) da composição de hastes - que determina a massa da composição M_h . Assim, a *energia potencial gravitacional do sistema* ($EPG_{m+h}^{\text{sistema}}$), considerando simultaneamente martelo, haste e solo, é expressa como (Odebrecht *et al*, 2004):

$$\Delta EPG_{m+h}^{\text{sistema}} = \eta_3[\eta_1(H + \Delta\rho)M_m g + \eta_2(M_h g \Delta\rho)] \quad (3)$$

sendo η_1 , η_2 , η_3 os coeficientes de eficiência do martelo, da composição de hastes e do sistema, respectivamente. Estes coeficientes devem ser obtidos por calibração do ensaio SPT através de célula de carga e acelerômetros. Como primeira estimativa, pode-se adotar para o sistema brasileiro de acionamento manual do martelo os valores: $\eta_1 = 0,76$; $\eta_2 = 1$ e $\eta_3 = 1-0,0042L$ (Odebrecht *et al* 2004), onde L representa o comprimento de hastes do topo da composição ao amostrador. A calibração local dos equipamentos para medir η_1 , η_2 e η_3 é prática recomendável.

Como o trabalho efetivamente entregue ao solo é conhecido - equação (3) - é possível calcular o valor da força dinâmica (F_d) média de reação do solo (Odebrecht *et al*, 2004; Schnaid *et al*, 2005):

$$\Delta EPG_{m+h}^{\text{sistema}} = W_s = F_d \Delta\rho \quad (4)$$

$$F_d = \frac{\Delta EPG_{m+h}^{\text{sistema}}}{\Delta\rho} \quad (5)$$

É interessante observar que o termo “força dinâmica” não é empregado neste trabalho em sua definição clássica: força que varia de intensidade ao longo do tempo, mas como uma força média no tempo, resultante da reação do solo durante um incremento na cravação do amostrador, devido à ação de um golpe do martelo.

A utilização das equações (3) a (5) apresenta ainda importante consequência prática no que se refere à realização dos ensaios. Computada a energia utilizada para cravar o amostrador no solo ($\Delta EPG_{m+h}^{\text{sistema}}$), qualquer sistema de cravação (com acionamento automático ou manual do martelo) pode ser utilizado para medir a resistência à penetração do amostrador SPT, desde que devidamente calibrado através de acelerômetros e célula de carga.

3 – FORMULAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga de uma estaca é obtida pelo equilíbrio estático entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo. Este equilíbrio pode ser expresso pela equação (6):

$$Q_U + W = Q_L + Q_P \quad (6)$$

onde Q_U representa a capacidade de carga total de uma estaca, W o peso próprio, Q_P a capacidade de carga da ponta ou base e Q_L a capacidade de carga do fuste. Desprezando o peso próprio da estaca, a capacidade de carga é expressa como função de dois termos, um relativo à resistência de ponta e outro ao atrito lateral. Deste modo, a equação (6) pode ser reescrita como:

$$Q_U = A_p \cdot q_p + U \int_0^L f_l \cdot d_L = A_p \cdot q_p + U \cdot \sum_{i=1}^L f_{l,i} \cdot \Delta L \quad (7)$$

$$F_d = F_{d,l} + F_{d,p}$$

onde A_p representa a área de ponta ou base da estaca, q_p a resistência unitária de ponta, U o perímetro da estaca, $f_{l,i}$ o atrito lateral unitário e Δ_L o comprimento do trecho da estaca ao qual $f_{l,i}$ se aplica. Sabendo-se que na equação (7) os fatores determinantes da capacidade de carga de estacas são as parcelas unitárias de resistência de ponta q_p e de atrito lateral f_l , propõe-se nesta abordagem estabelecer uma correlação entre q_p e f_l da estaca com os valores de q_p e f_l mobilizados durante o processo de cravação do amostrador SPT no solo. No desenvolvimento do método é necessário decompor a força dinâmica F_d medida no ensaio SPT, calculada pela equação (5), em duas parcelas, uma relativa às forças cisalhantes ao longo das faces interna e externa e outra relativa às forças normais mobilizadas na ponta do amostrador.

$$F_d = F_{d,l} + F_{d,p} \quad (8)$$

onde $F_{d,l}$ e $F_{d,p}$ são as forças dinâmicas lateral e de ponta, respectivamente.

Como o mecanismo de interação solo-amostrador é complexo, é necessário adotar algumas hipóteses simplificadoras para decomposição desta força em suas componentes de atrito lateral e de resistência de ponta:

- a) a resistência de ponta de estacas é normalmente associada a estratos resistentes (à exceção de estacas flutuantes), nos quais ocorre o embuchamento da ponta do amostrador durante o processo de cravação, mobilizando-se simultaneamente resistência de ponta e tensões cisalhantes em torno da área lateral externa (Fig. 1a). Esta hipótese é corroborada pela inspeção sistemática de inúmeros ensaios SPT, nos quais se observa um baixo nível de recuperação de amostras em solos resistentes e através de modelagem numérica dos mecanismos de penetração (Lobo, 2008);
- a) até atingirem a cota de projeto as estacas ultrapassam camadas pouco resistentes, nas quais a cravação do amostrador ocorre predominantemente com ponta aberta (sem embuchamento), mobilizando somente tensões tangenciais no contato das áreas laterais externa e interna (Fig. 1b).

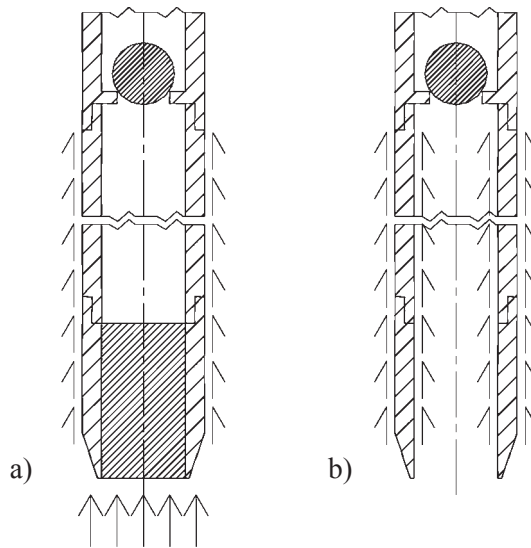


Fig. 1 – Hipóteses adotadas na separação da força dinâmica mobilizada pelo amostrador:
(a) solos compactos e (b) solos fofos.

Considere-se inicialmente o amostrador SPT cravado em um solo resistente, tipicamente encontrado na profundidade de assentamento da ponta da estacas. Havendo mobilização tanto de resistência de ponta quanto de resistência lateral, sugere-se separar estas parcelas através da teoria de capacidade de carga:

$$F_e = a_p \cdot p'_0 \cdot N_q + a_l (K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta) \quad (9)$$

onde a_p representa a área da ponta do amostrador ($\pi \cdot d_e^2 / 4$), a_l a área lateral do amostrador ($\pi \cdot d_e \cdot h_a$), d_e o diâmetro do externo amostrador, h_a o comprimento médio de penetração, σ'_v a tensão efetiva vertical, $p'_0 = (1 + 2K_0) \cdot \sigma'_v / 3$ a tensão octaédrica, K_0 o coeficiente de empuxo (adotado arbitrariamente como $K_0 = 1 - \tan^2 \phi'$, ϕ' o ângulo de atrito interno, $K_s = 1.50$ (Poulos & Davis, 1980; Tomlinson, 1986) e $\delta = \tan \phi'$ (Poulos & Davis, 1980; Tomlinson, 1986). Embora estes valores não possam ser adotados indiscriminadamente para todos os tipos de solo, é usual na prática de engenharia de fundações adotá-los como valores médios de comportamento. Nesta equação, o fator de capacidade de carga N_q é calculado através da teoria de expansão de cavidade (Vêsic, 1972):

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi'} e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi'\right) \tan \phi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi'}{2} \right) I_{rr}^{\frac{4 \sin \phi'}{3(1 + \sin \phi')}} \quad (10)$$

onde I_{rr} representa o índice de rigidez reduzido:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta} \quad (11)$$

Considerando que em solos resistentes a deformação volumétrica Δ é muito pequena, é possível igualar I_{rr} a I_r que representa o índice de rigidez do solo, sendo definido como:

$$I_r = \frac{G}{p'_0 \cdot \tan \phi'} \quad (12)$$

onde G representa o módulo de distorção do solo.

Utilizando-se esta formulação e considerando a força de penetração calculada através da equação (6) pode-se calcular a parcela da força dinâmica da ponta $F_{d,q}$ em relação à força dinâmica total mobilizada em torno do amostrador para ensaios realizados na profundidade de assentamento da estaca. Os resultados deste cálculo são apresentados na Fig. 2, na qual a razão R_p ($F_{d,q}/F_d$) é expressa em função do índice de rigidez, ângulo de atrito interno do solo e nível de tensões. Percebe-se na figura uma faixa bem definida entre 60% e 90% de mobilização da força de ponta $F_{d,q}$ em relação à força dinâmica total. Desta forma no uso da presente abordagem, para cada perfil de solo, o engenheiro pode adotar valores representativos de I_r e ϕ' para calcular a parcela de força mobilizada por ponta e atrito lateral ou simplesmente adotar um valor de referência da ordem de 70%. Note-se que neste último caso, a resistência de ponta unitária mobilizada pelo amostrador SPT pode ser convenientemente expressa segundo a equação (13):

$$q_{p,spt} = \frac{F_{d,p}}{a_p} = \frac{0,7 \cdot F_d}{a_p} \quad (13)$$

onde $q_{p,spt}$ representa a resistência unitária de ponta mobilizada pelo amostrador.

Para solos pouco resistentes, representativo de materiais tipicamente encontrados ao longo do fuste de estacas, sugere-se que, ao penetrar no solo, o amostrador é continuamente preenchido de

material sem que haja embuchamento da sua ponta. Neste processo, o mecanismo de mobilização da resistência é controlado pelas tensões tangenciais geradas ao longo da área lateral, tanto interna quanto externa ao amostrador. A força dinâmica (F_d) mobilizada se equivale, portanto à força dinâmica lateral ($F_{d,l}$) e a resistência lateral unitária mobilizada pelo amostrador SPT pode ser expressa como:

$$f_{l,spt} = \frac{F_d}{a_l} \quad (14)$$

onde $f_{l,spt}$ representa a resistência lateral unitária no amostrador SPT e a_l a área lateral do amostrador (área lateral externa + área lateral interna = $\pi \cdot 30 \cdot (5,1+3,5) = 810,5 \text{ cm}^2$, sendo 30 cm a penetração média do amostrador). Neste cálculo considera-se o valor de atrito lateral unitário $f_{l,spt}$ como representativo do atrito mobilizado tanto nas faces interna como externa do amostrador.

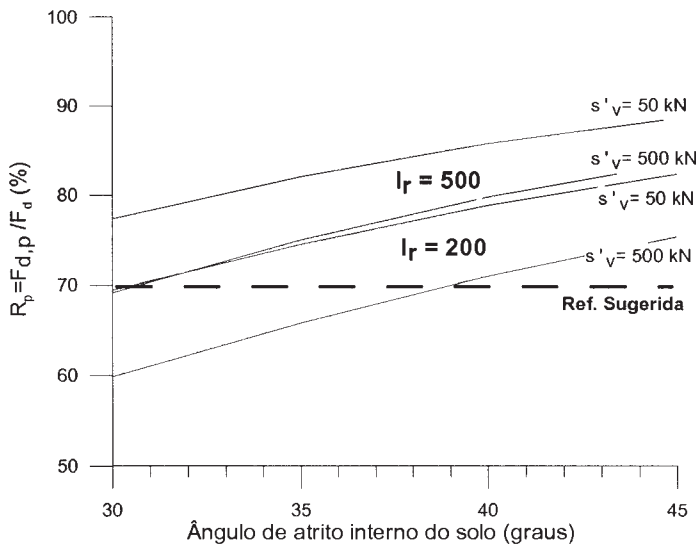


Fig. 2 – Porcentagem da força mobilizada na ponta do amostrador.

Finalmente, deve-se reconhecer que, para aplicar os valores das resistências unitárias mobilizadas pelo amostrador SPT diretamente na previsão da capacidade de carga de estacas, conforme sugerido nas equações (13) e (14) deve-se verificar a possível influência de efeitos de escala dos elementos do solo. Utiliza-se para esta finalidade o banco de dados de provas de carga em estacas cravadas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Resultados típicos são apresentados nas Figs. 3 e 4, nas quais são apresentadas as relações normalizadas de resistência de ponta versus diâmetro e atrito lateral versus diâmetro respectivamente, onde d_e é o diâmetro externo do amostrador e D é o diâmetro da estaca. Note que as Figs. 3 e 4 são convenientemente expressas em termos adimensionais e que a razão entre tensões unitárias é independente do tipo de solo. A dispersão dos resultados observada nestas figuras é atribuída a erros de medidas nas provas de carga, representatividade das sondagens, problemas de interpretação das informações das sondagens, limitação de informações geotécnicas, imprecisão na extrapolação da carga de ruptura, ausência de controle da energia de cravação do amostrador, entre outros.

Apesar da significativa dispersão, verifica-se que os valores de resistência de ponta estão dispersos em torno da unidade sugerindo que, neste caso, a relação de tensões é pouco sensível aos efeitos de escala e ciclos de cravação e que, portanto, a equação (13) pode ser aplicada à estimativa de carga de ponta de estacas cravadas utilizando-se as medidas do ensaio SPT. O mesmo não acontece para o atrito lateral, verificando-se que a razão entre as tensões cisalhantes mobilizadas na estaca e no amostrador é da ordem de 0,2 (ver Fig. 4). Com base nesta evidência, o valor do atrito lateral unitário da estaca expresso pela equação (14) deve ser reduzido para levar em consideração os efeitos de escala:

$$f_l = \frac{0,2 \cdot F_d}{a_l} \quad (15)$$

É interessante observar que os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas baseados no ensaio de cone também fazem uso de um fator de redução aplicado à q_c , valor este que situa-se na faixa de 1/30 à 1/300 (De Ruiter & Beringem, 1979; Bustamante & Gianselli, 1982).

Aplicando os valores das resistências unitárias f_l e q_p expressos pelas equações (13) e (15) na equação (7), pode-se facilmente estimar a capacidade de carga de estacas metálicas através da força dinâmica mobilizada no ensaio SPT:

$$Q_u = Q_L + Q_p = \frac{0,2 \cdot U}{a_l} \Sigma F_d \cdot \Delta L + 0,7 \cdot F_d \frac{A_p}{a_p} \quad (16)$$

A extrapolação da equação (16) para estacas não-metálicas depende de fatores empíricos que considerem os efeitos de instalação da estaca no solo.

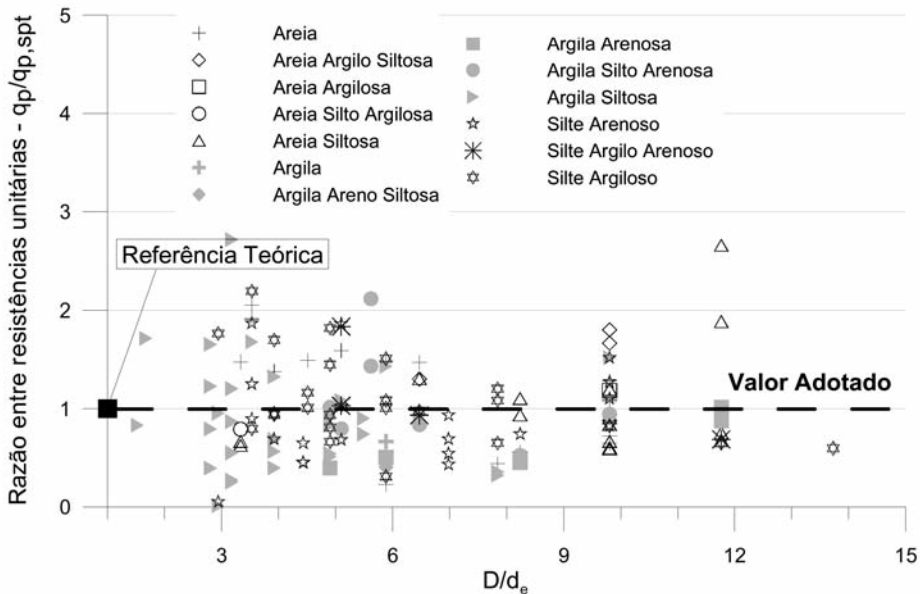


Fig. 3 – Razão entre resistências unitárias de ponta versus razão entre diâmetros.

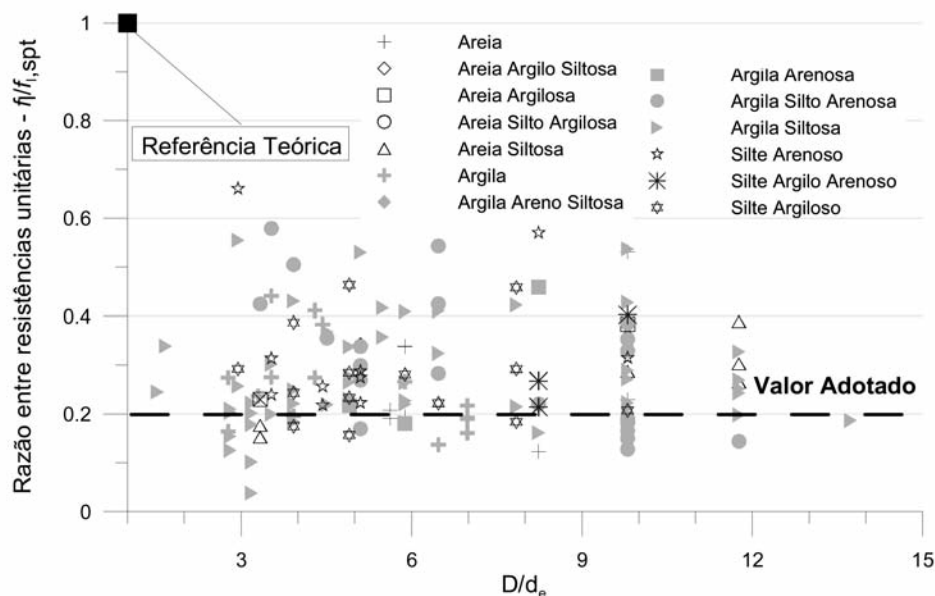


Fig. 4 – Razão entre resistências unitárias laterais versus razão entre diâmetros.

4 – BANCO DE DADOS

O banco de dados utilizado para validação do método proposto é composto por 272 provas de carga à compressão - 96 casos de estacas cravadas pré-moldadas, 95 de estacas hélice contínua, 53 de estacas escavadas e 28 casos de estacas metálicas. As características específicas de cada prova de carga utilizada são apresentadas por Lobo (2005). Em cada prova de carga, a carga de ruptura é definida segundo critério recomendado pela Norma Brasileira de Fundações NBR 6122 (1996), que define a carga de ruptura como sendo a carga associada a deformações plásticas de $D/30$ (sendo D o diâmetro da estaca) acrescido do recalque elástico da estaca PL/EA (sendo P a carga mobilizada, L o comprimento, E o módulo de Young da estaca e A a área da seção transversal da estaca), conforme ilustra a Fig. 5.

Para efeito de análise, o banco de dados da UFRGS foi dividido em dois grupos distintos:

- a) Provas de carga (*PC*) nas quais os recalques são elevados e permitem definir a carga de ruptura segundo o critério da NBR 6122 (1996) ou, nas quais a máxima carga aplicada na prova de carga atinge mais de 90% da carga de ruptura definida pela Norma Brasileira;
- a) Provas de carga nas quais os recalques são insuficientes para definir a carga de ruptura segundo os critérios estabelecidos em (a) e que, portanto a curva carga-recalque é extrapolada através de uma função exponencial acarretando maior incerteza à estimativa da carga de ruptura.

As provas de carga cujos resultados correspondem ao grupo (a) são utilizadas para, através de abordagem estatística, estabelecer os coeficientes de correlação referentes ao tipo de estaca (*i.e.* método de instalação), enquanto os resultados do grupo (b) são utilizados para testar a aplicabilidade do método proposto a um universo mais extenso de resultados.

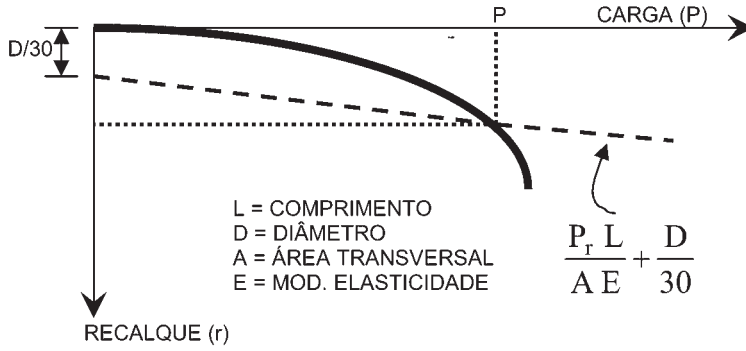


Fig. 5 – Critério de definição da carga de ruptura da NBR 6122 (1996).

Finalmente deve-se ressaltar que, como as provas de carga que compõem o banco de dados não são instrumentadas, as contribuições das parcelas da carga mobilizadas na ponta e no fuste são estimadas de forma aproximada, utilizando-se para isto procedimento consagrado no meio técnico. Considera-se que a carga lateral é mobilizada a pequenos deslocamentos sendo, portanto, caracterizada pelo tramo linear curva carga-recalque. A carga de ponta é definida pela diferença entre a carga de ruptura e a carga mobilizada por atrito lateral (e.g. Alonso, 1988; Niyama *et al*, 1998; Velloso & Lopes, 2000).

A equação (16) expressa a capacidade de carga última de estacas cravadas. Sabendo-se que a capacidade de carga de uma estaca é relacionada com seu processo construtivo, devem-se estabelecer ajustes à equação (16) para considerar os diferentes tipos de estacas. Estes ajustes são representados pelos coeficientes α e β aplicados às resistências laterais e de ponta, respectivamente:

$$Q_U = \alpha \cdot Q_L + \beta \cdot Q_P \quad (17)$$

Os coeficientes α e β são obtidos através de correlações estatísticas entre os valores previstos pelo método proposto e valores medidos em provas de carga estática para diferentes tipos de estacas (cravadas pré-moldadas, hélice contínua e escavadas). As análises, baseadas em conceitos de regressão linear, são representadas pela equação:

$$E\{Y | x\} = a + bx \quad (18)$$

onde $E\{Y | x\}$ representa a curva de regressão linear e $a + bx$ representa a equação da curva de aproximação. Para os casos analisados nesta pesquisa, a é zero e b a declividade obtida estatisticamente pelo critério dos mínimos quadrados. A regressão utiliza uma análise com variância condicional modelada segundo a equação (19).

$$VAR\{Y | x\} = s^2 g^2(x) \quad (19)$$

onde $VAR\{Y | x\}$ representa a variância de Y associada a um dado valor de x , $g(x)$ é uma função pré-determinada, que representa a dependência da variância do valor de x e s é um coeficiente de ajuste. O erro quadrático (S) desta análise é estimado pela equação (20), adaptada para que seja considerada a ponderação pela variância dependente da variável x (Ang & Tang, 1975).

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n w_i (y_i - bx_i)^2}{n-2} \quad (20)$$

onde w_i é definido conforme o modelo de dependência da variável x ($w_i = 1/g^2(x)$), $(n-2)$ é a divisão incluída para que o erro quadrático represente também a variância total do ajuste, ou seja, a variância dos resíduos. A função $g(x)$ é obtida testando-se várias hipóteses, é do tipo $g(x) = x^k$ com $k = 0,5$. Finalmente deve-se notar que o coeficiente s , como mencionado anteriormente, corresponde a um coeficiente que deve ser multiplicado à função $g(x_i)$ para obtenção do desvio padrão (σ), expresso como:

$$\sigma_i = s\sqrt{x_i} \quad (21)$$

Os resultados da análise estatística quando aplicado ao banco de dados resulta nos valores apresentados no Quadro 1. Estes valores representam somente a variabilidade das provas de carga que atingiram a ruptura ou valores superiores a 90% da carga de ruptura (grupo “a” do banco de dados UFRGS). Conhecendo-se o valor da estimativa média da carga lateral ou de ponta (\bar{x}_i) e, respectivamente os coeficientes s_L e s_P (Quadro 1) pode-se estimar o desvio padrão das previsões pela equação (21).

Quadro 1 – Valores de regressão estatística

Tipo de Estaca	α	β	s_L	s_P
Cravada pré-moldada	1,5	1,1	5,1	7,2
Cravada metálica	1,0	1,0	7,7	9,7
Hélice contínua	1,0	0,6	6,3	12,2
Escavada	0,7	0,5	8,9	8,7

Analisando os resultados do Quadro 1, percebe-se uma tendência de variação dos valores de α e β em função do tipo de estaca que reflete o mecanismo de interação e o estado de tensões mobilizado na interface estaca-solo. Estacas metálicas, adotadas como referência na análise devido à semelhança com o amostrador SPT, apresentam valores unitários de α e β . As estacas pré-moldadas apresentam coeficientes ligeiramente superiores às metálicas, refletindo o atrito unitário concreto-solo superior ao atrito unitário aço-solo. Estacas escavadas mobilizam os menores valores de carga de ponta e atrito lateral devido ao alívio no estado de tensões do solo decorrente do processo de escavação. Estacas hélice contínua produzem uma condição intermediária entre estacas cravadas e escavadas para a carga mobilizada na ponta da estaca. O atrito unitário na estaca hélice contínua é da mesma ordem de grandeza das estacas cravadas, porém deve-se observar que o sobreconsumo verificado durante a concretagem (aumento do diâmetro) não é considerado nesta análise.

Nas Figs. 6, 7, 8 e 9 são apresentados os diagramas de dispersão carga prevista versus carga medida para os diferentes tipos de estacas analisados neste trabalho – estacas pré-moldadas de concreto, metálicas, hélice contínua e escavadas. Nestes diagramas, as cargas laterais e de ponta são representadas em função do tipo de solo. Nos diagramas de carga total, os pontos diferenciam-se em função da população que representam: provas de carga que atingiram a ruptura são representados com símbolos fechados e provas de carga que atingiram carregamentos inferiores a 90% da carga de ruptura com símbolos abertos. Conclui-se, da simples observação das comparações entre cargas medidas e cargas previstas que, apesar da dispersão observada, o método proposto é útil na estima-

tiva da capacidade de carga de diferentes tipos de estacas. Os diagramas de dispersão referentes aos diferentes tipos de estacas demonstram que a carga total estimada situa-se, para praticamente todos os casos analisados, entre os limites referenciais de declividade 1:2 e 2:1. Observa-se ainda que o método tende a reproduzir valores ligeiramente conservadores de carga para estacas escavadas, principalmente no que se refere à contribuição da parcela de atrito lateral.

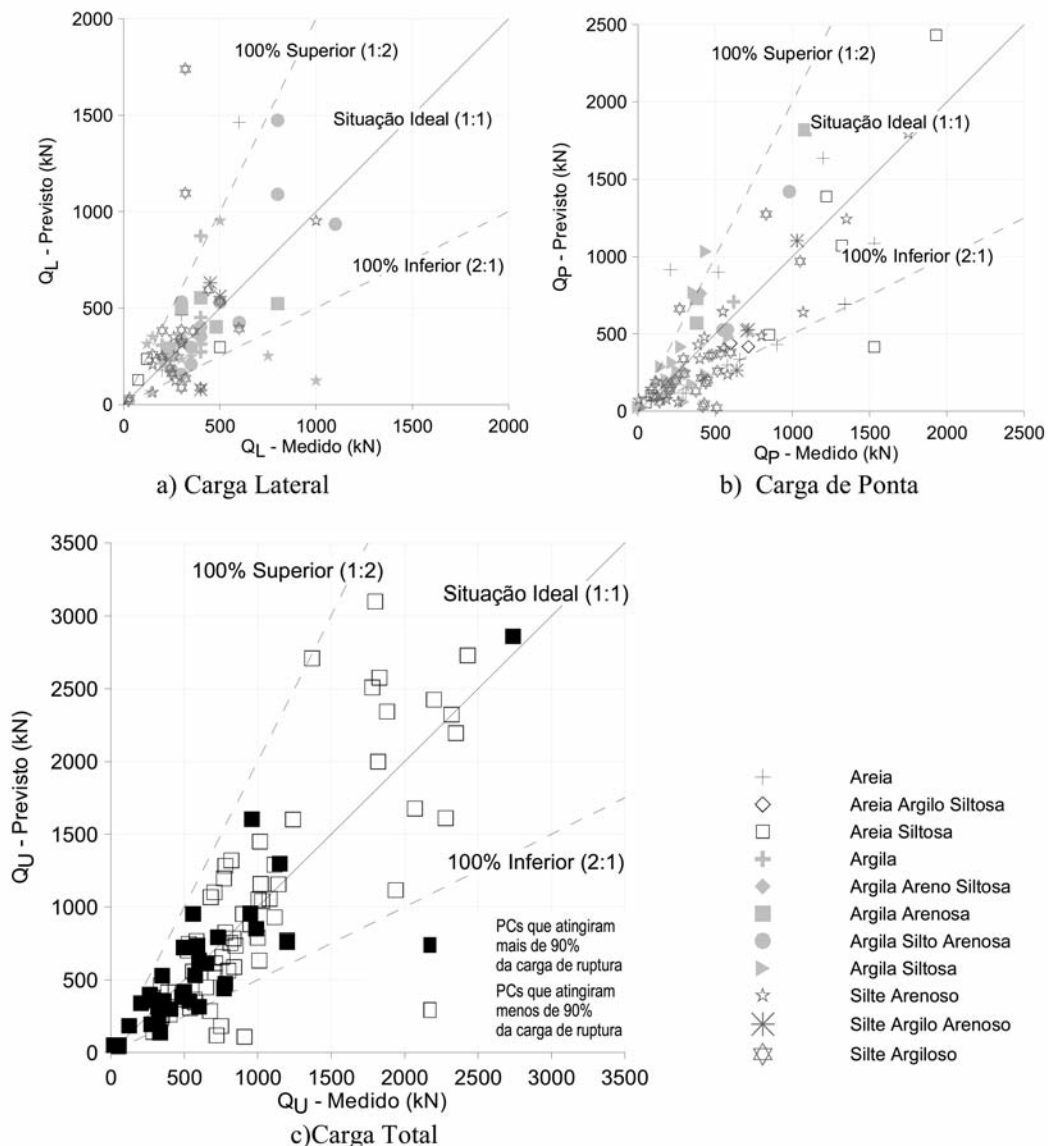


Fig. 6 – Diagramas de dispersão carga medida *versus* carga previstas para estacas cravadas pré-moldadas

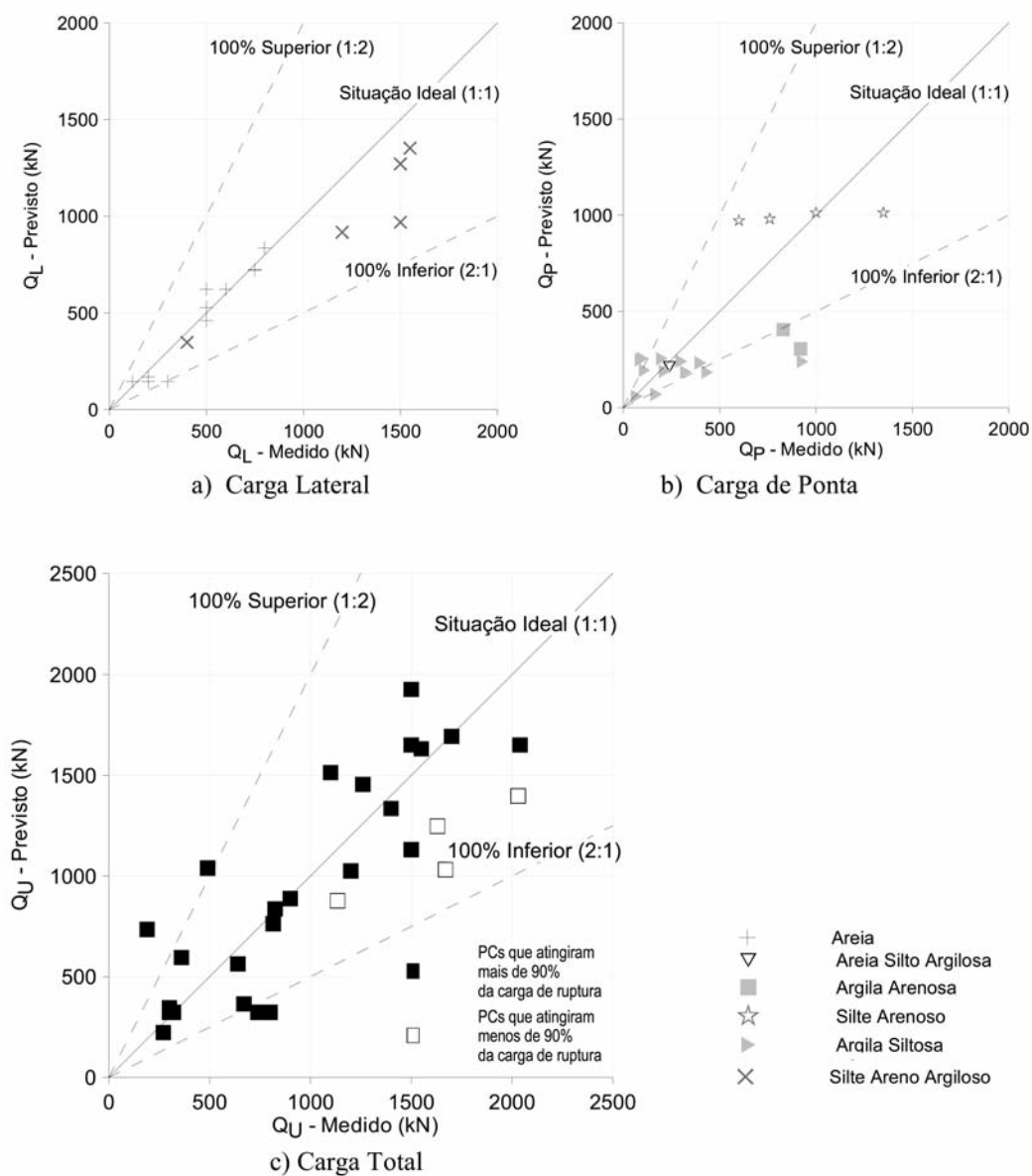


Fig. 7 – Diagramas de dispersão carga medida *versus* carga prevista para estacas cravadas metálicas.

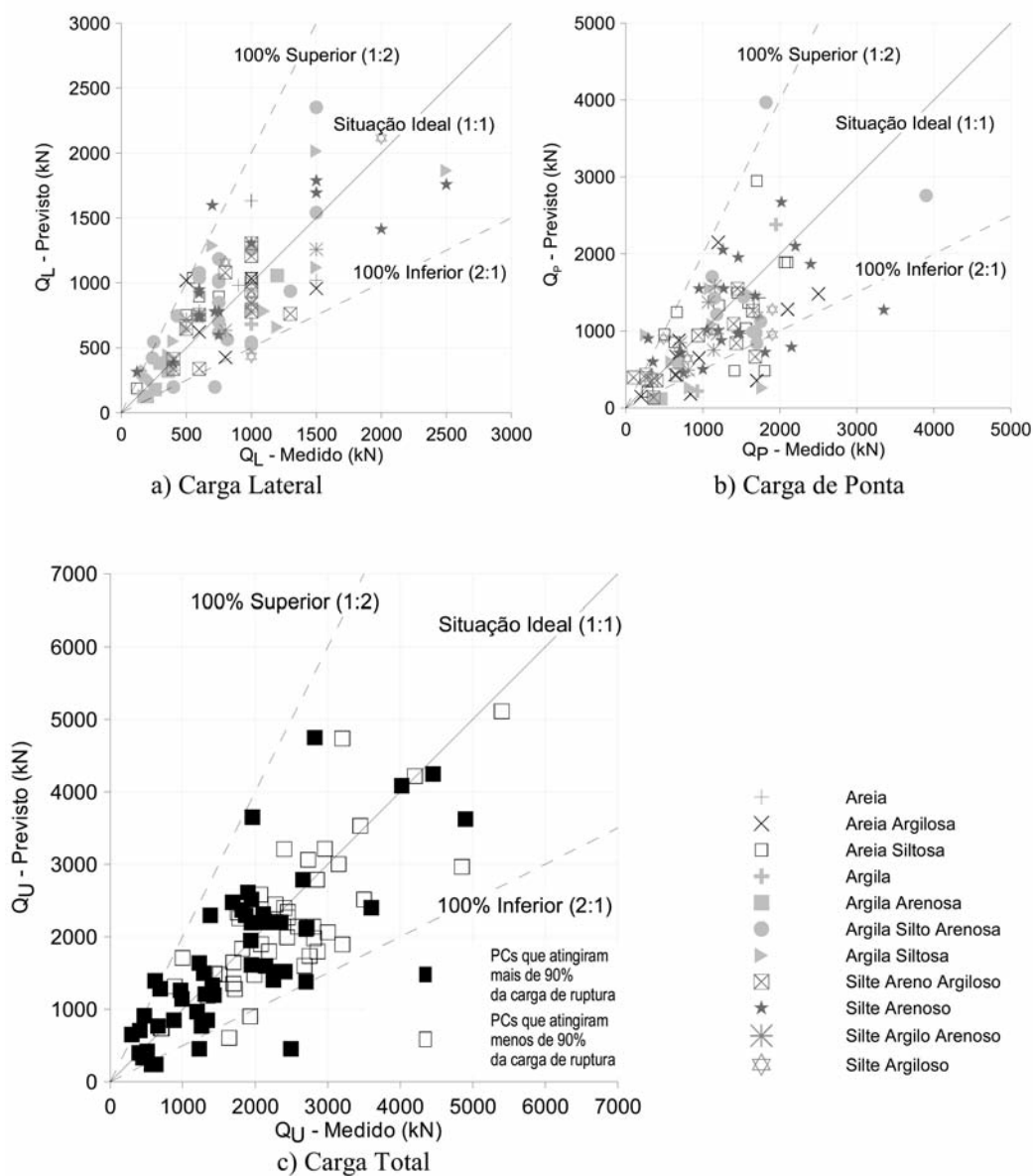


Fig. 8 – Diagramas de dispersão carga medida *versus* prevista estacas hélice contínua.

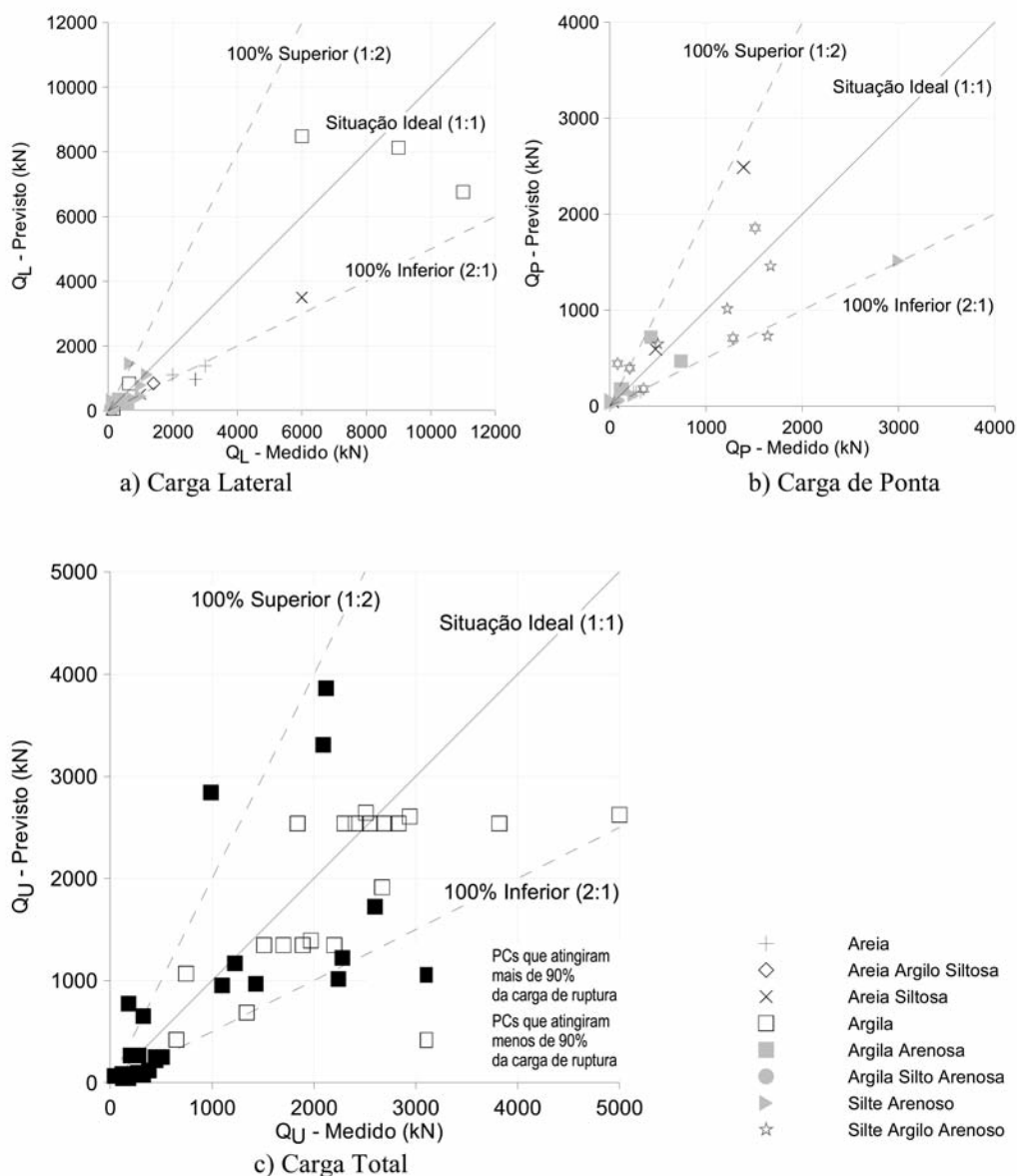


Fig. 9 – Diagramas de dispersão carga medida *versus* prevista estacas escavadas.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A engenharia de fundações brasileira, e mesmo internacional, é fortemente baseada na interpretação de ensaios SPT, utilizando metodologias desenvolvidas nas décadas de 1960 e 1970. Conceitos teóricos baseados nas leis da dinâmica e desenvolvimentos tecnológicos na área de instrumentação abriram novas oportunidades à engenharia a partir da década de 90, traduzidas, no presente trabalho, através da formulação de um novo método de previsão de capacidade de carga de estacas. Embora a formulação apresentada seja bastante simples, não alterando a prática já consa-

grada de correlacionar o número de golpes N_{spt} à carga última da estaca, esta nova abordagem apresenta vantagens em relação a métodos empíricos:

- a) o uso de diferentes equipamentos e procedimentos utilizados, resultantes de fatores locais e grau de desenvolvimento tecnológico regional, não interfere no método de previsão proposto, desde que a eficiência de cada sistema de SPT seja devidamente aferida;
- b) a energia transmitida pelo sistema martelo-haste-amostrador é função do tipo de solo e portanto o método captura a influência do solo na previsão da capacidade de carga da estaca. Logo, não há necessidade de introduzir coeficientes empíricos que dependam do tipo de solo, ao contrário das outras metodologias baseadas no ensaio SPT.

Reitera-se que esta metodologia não tem como objetivo a redução da dispersão das previsões, pois estas são inerentes à engenharia de fundações (conforme discutido ao longo do trabalho). Através da aplicação de conceitos de energia e dinâmica na interpretação do ensaio SPT, busca estabelecer bases para abordagens de maior rigor conceitual, introduzindo nos cálculos os fatores intervenientes do tipo de equipamento, solo e estaca.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho agradecem à CAPES pelo apoio financeiro, às empresas *Geoforma Engenharia Ltda*, *Milititsky Consultoria Geotécnica* e *Benapar - Fundações, Geotecnia e Estruturas* pela colaboração na formação do banco de dados.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aas, G. (1966). *Baerseevne av peler I frisksjonsjordater*; NGI Forening Stipendium, Oslo.
- ABNT, NBR 6122 (1996). *Projeto e execução de fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Alonso, U. R. (1988). *Previsão e controle das fundações*. Edgard Blücher Ltda, p. 142.
- Ang & Tang (1975). *Probability concepts in engineering planning and design*. John Wiley & Sons, Inc, p. 409.
- Aoki, N.; Cintra, J.C.A. (2000). *The application of energy conservation Hamilton's principle to the determination of energy efficiency in SPT tests*. Proceedings of the sixth international conference on the application of stress-wave theory to piles, São Paulo, p.457-460.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. V Congresso Panamericano de Mecânica De Suelos Y Cimentaciones – Passmfe, Buenos Aires, V5, p. 367-374.
- Bustamante, M.; Gianceselli, L. (1982). *Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT*. European Symposium on penetration testing, Amsterdam, v2, p 493-500.
- De Ruiter J.; Berigem F. L. (1979). *Pile Foundation for large north sea structures*. Maryne Geotechnology, v3(3), p. 276-314.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Cbmsef, Rio de Janeiro.

- Lobo, B. O. (2005). *Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 121p.
- Lobo, B. O. (2008). *Estudo dos efeitos de escala nos processos de penetração dinâmica*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, (pré-print).
- Niyama, S.; Aoki, N. Chamecki, P. R.(1988). *Verificação de desempenho. Fundações teoria e prática*. Pini, p. 31.
- Odebrecht, E. (2003). *Medidas de energia no ensaio SPT*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 230 p.
- Odebrecht E., M. M. Rocha, F. Schnaid, G. P. Bernardes (2004). *Transferência de energia no ensaio SPT: Efeito do comprimento de hastes e da magnitude de deslocamentos*. Revista Solos e Rochas, vol. 27:11, p.69-82.
- Odebrecht, E; Rocha, M. M; Schnaid, F; Bernardes, G. P. (2005). *Energy efficiency for standard penetration tests*. ASCE, J. Geotech. and Geoenviron. Engrg. v 131:10, p.1252-1263.
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. Wiley, New York.
- Sanglerat, G. (1972). *The penetrometer and soil exploration*. Elsevier Amsterdam.
- Schnaid, F. (2000). *Ensaio de campo e suas aplicações na engenharia de fundações*. Oficina de Textos p. 189.
- Schnaid,F.; Lehane, B. M.; Fahey, M. (2005). *In situ test characterization of unusual geomaterials*. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Porto, v1, p.49-73.
- Tomlinson, M. J. (1986). *Foundation design and construction*. 5th Ed, Pitman Books Ltd., London.
- Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (2002). *Fundações*. COPPE/UFRJ, p. 472.
- Velloso, P. P. C. (1981). *Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento*. Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia Rio de Janeiro.
- Vésic, A. S. (1972). *Expansion of cavities in infinite soil mass*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v98:SM 3 p. 265-290.