

CONFIABILIDADE DE ESTACAS CRAVADAS. ESTUDO DE CASO COM APLICAÇÃO DA TEORIA BAYESIANA

Reliability of driven piles, a case history with application of Bayesian theory

Eduardo Vidal Cabral*

Bernadete Ragoni Danziger**

Marcus Pacheco***

RESUMO – O engenheiro geotécnico costuma se deparar com várias incertezas. Algumas são inerentes à variabilidade do solo, às condições de carregamento, aos efeitos do tempo, aos processos executivos, aos erros nos ensaios, que influenciam diretamente as estimativas de projeto. Neste trabalho é proposta uma adaptação a estacas em terra de um procedimento concebido para emprego em estacas “offshore”, que trata da atualização da estimativa da resistência durante a cravação, com base em registros de execução. A atualização é feita pela aplicação da análise Bayesiana, assumindo que os parâmetros da distribuição probabilística utilizada sejam variáveis randômicas. A incerteza é modelada por distribuições “a priori” e “a posteriori”. A distribuição “a posteriori” é calculada pela atualização da distribuição “a priori”, utilizando uma função de máxima verossimilhança, que contempla os registros de cravação. O procedimento é aplicado a um conjunto de estacas de um extenso estaqueamento executado na Zona Oeste do Rio de Janeiro.

SYNOPSIS – Geotechnical engineers are commonly faced with various uncertainties. Some are due to soil variability, loading conditions, time effects, construction processes, errors in soil borings that may directly influence design estimations. In this paper an adaptation of a procedure conceived for offshore piles is proposed for use also in onshore piles. It consists in updating the soil resistance estimated during driving, based on driving records. Updating is performed by the Bayesian analysis, assuming that the parameters of the probabilistic distribution are random variables. The uncertainties are modeled by “a priori” and “a posteriori” distributions. The “a posteriori” distribution is calculated by updating the “a priori” distribution, using a maximum likelihood function which contains the information from driving records. The procedure is applied to piles from an extensive piling of a construction located in the West Zone of Rio de Janeiro City.

PALAVRAS CHAVE – Fundações profundas, confiabilidade, estudo de caso, atualização Bayesiana.

1 – INTRODUÇÃO

Diversas estimativas de projeto geotécnico, em especial as avaliações da capacidade de carga de estacas, costumam envolver uma série de incertezas. Estas incertezas decorrem de variações espaciais das propriedades do solo, limitações das investigações geotécnicas, simplificações nos modelos de cálculo, entre outras. Lacasse e Nadim (1994) ressaltam sobre a importância de se adotar enfoques de projeto racionais e bem documentados, capazes de registrar e considerar as in-

* Engevix Engenharia, E-mail: engcabral@gmail.com

** Professor Adjunto, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. E-mail: brdanzig@uerj.br

*** Professor Titular, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. E-mail: marcus_pacheco@terra.com.br

certezas na avaliação dos parâmetros. A análise da confiabilidade permite que se mapeie e se avalie as incertezas envolvidas. Com este objetivo, utiliza-se neste artigo a análise Bayesiana para atualizar o valor esperado, bem como a variância, da distribuição probabilística da resistência oferecida pelo solo durante a cravação de estacas pré-moldadas. Uma aplicação é feita a um conjunto de estacas de um extenso estaqueamento executado na Zona Oeste do Rio de Janeiro.

A Figura 1 ilustra a metodologia, utilizada inicialmente por Guttormsen (1987) em aplicações a fundações “offshore”, indicando a função densidade de probabilidade da resistência do solo durante a cravação. O teorema de Bayes permite a obtenção da distribuição “a posteriori” a partir da estimativa da distribuição “a priori” e da distribuição da função de verossimilhança. As equações 1 e 2 possibilitam o cálculo da estimativa do valor esperado e da variância da resistência atualizada do solo durante a cravação, “a posteriori”, em função do valor esperado e da variância da estimativa “a priori” e da distribuição probabilística da função de verossimilhança (Guttormsen, 1987).

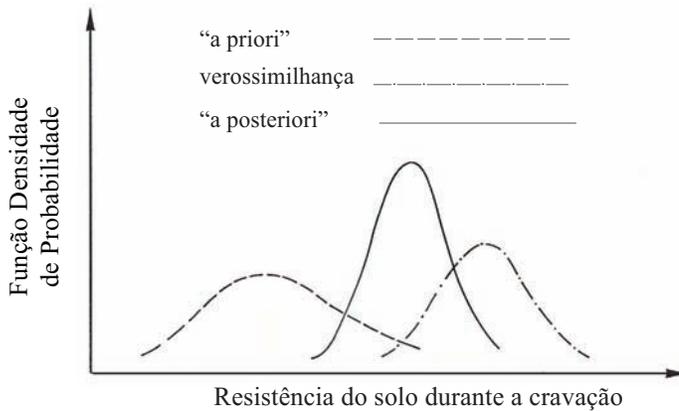


Fig. 1 – Distribuições “a priori”, de verossimilhança e “a posteriori” das resistências do solo durante a cravação, Guttormsen (1987), Lacasse e Goulois (1989), Lacasse *et al.* (1991).

$$\mu_Q = \frac{\sigma_Q^{2,L} \cdot \mu_Q^P + \sigma_Q^{2,P} \cdot \mu_Q^L}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \quad (1)$$

$$\sigma_Q^2 = \frac{\sigma_Q^{2,L} \cdot \sigma_Q^{2,P}}{\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P}} \quad (2)$$

onde μ_Q é o valor esperado da resistência do solo durante a cravação atualizada, ou seja, obtida “a posteriori”, enquanto μ_Q^P e μ_Q^L são, respectivamente, o valor esperado da resistência prevista originalmente (“a priori”) e aquela obtida a partir dos dados de cravação no campo (função de verossimilhança). O valor de σ_Q^2 designa a variância da distribuição atualizada da resistência do solo durante a cravação (“a posteriori”) e $\sigma_Q^{2,P}$ e $\sigma_Q^{2,L}$ são, respectivamente, as variâncias da distribuição prevista originalmente, pelos ensaios de campo, “a priori”, e a partir dos registros de cravação (pela função de verossimilhança).

A metodologia de atualização de Bayes permite que um julgamento subjetivo, baseado em cálculos realizados “a priori”, sejam combinados com observações objetivas (função de verossimilhança), como, por exemplo, os registros obtidos por ocasião da cravação, resultando numa estima-

tiva atualizada da resistência do solo oferecida durante a cravação. Guttormsen (1987) salienta que este procedimento auxilia o engenheiro na organização, avaliação e acúmulo da experiência fornecida pelos registros de cravação, além de prover elementos para decisões *in situ* quanto ao desempenho das estacas.

Há vários exemplos de aplicação do enfoque de Bayes à engenharia geotécnica, conforme cita Vrouwenvelder (1992). Esse autor apresenta um resumo dos diferentes métodos de ensaios em fundações e da forma como os resultados podem ser combinados para se chegar a uma estimativa da capacidade de carga atualizada, considerando também a questão dos fatores de segurança. Dentre outros trabalhos com esse enfoque destacam-se os de Lacasse *et al.* (1991) e de Guttormsen (1987) que serviram de base ao presente trabalho. Zhang *et al.* (2004) ilustram uma aplicação na redução das incertezas de correlações empíricas. O enfoque Bayesiano é aplicado na atualização de previsões empíricas, através da incorporação de informações de caráter regional, ou observações de campo, reduzindo as incertezas associadas ao uso de correlações. Um detalhamento da teoria de Bayes pode ser encontrado em textos como Ang e Tang (1984).

2 – RESISTÊNCIA DO SOLO DURANTE A CRAVAÇÃO

A resistência mobilizada pelo solo durante a cravação de uma estaca difere da resistência mobilizada durante o carregamento estático. A resistência mobilizada durante a cravação, conhecida como SRD, “soil resistance during driving” (Toolan e Fox, 1977, Stevens *et al.*, 1982; Semple e Gemeinhardt, 1981), é que deve ser relacionada ao número de golpes por penetração numa análise pela equação da onda. Semelhantemente à estimativa pelos métodos estáticos, a resistência durante a cravação é a soma das forças de resistência mobilizadas ao longo do fuste e na ponta da estaca. A resistência de ponta é estimada através da resistência unitária mobilizada na ponta multiplicada pela área da base e o atrito lateral é a soma das parcelas obtidas pela multiplicação do atrito médio mobilizado durante a cravação em cada uma das camadas pela área da superfície de embutimento da estaca na camada considerada.

Vários métodos estão disponíveis para a determinação do atrito lateral unitário e da resistência unitária de ponta oferecidos pelo solo durante a cravação, sendo os derivados da API (American Petroleum Institute, 2002) ou do método conhecido como CPT (de Ruiter e Beringen, 1979; Toolan e Fox, 1977) os mais aplicados à engenharia “offshore”. Estes métodos são originários da experiência em estacas “offshore”, embora não haja restrição à sua utilização em estacas em terra, uma vez que o comportamento da estaca é o mesmo nas duas situações.

Para a aplicação à obra em análise, procurou-se adaptar dois métodos de uso corrente em estacas em terra. Como tais métodos foram estabelecidos para a determinação da capacidade de carga a longo prazo, são necessárias adaptações às condições de cravação. Estas adaptações foram feitas pela incorporação dos procedimentos já adotados na prática “offshore” e detalhados em Cabral (2008). Estas adaptações serão apresentadas em 4.1 e 4.2.

O objetivo da seleção de dois métodos foi avaliar a influência da incerteza dos modelos de cálculo utilizados “a priori”, na atualização da distribuição probabilística “a posteriori”. Como a experiência brasileira para a determinação da capacidade de carga estática consiste na utilização de métodos semi-empíricos, baseados fundamentalmente no SPT, diretamente ou através de correlações com o ensaio de cone, como os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Velloso (1981), optou-se pelo método de Décourt e Quaresma (1978) pela sua simplicidade e por apresentar bom ajuste com resultados experimentais. As expressões desenvolvidas para o valor esperado e a variância da distribuição normal da resistência do solo durante a cravação, com base em soluções aproximadas, são bastante simples, como se verá no item 4. Para a aplicação a um método de uso corrente fora do Brasil, optou-se pela proposta do US Army Corps of Engineers (2005).

Este método, sugerido para utilização em obras em terra, foi selecionado por ser um método teórico semelhante ao método da API, permitindo uma adaptação mais direta à resistência durante a cravação através da experiência “offshore”.

A formulação utilizada na determinação do valor esperado e da variância foi a FOSM (“first order second moment”), igualmente por sua simplicidade. O desenvolvimento das equações para o método de Décourt e Quaresma (1978) e US Army Corps of Engineers (2005) foi apresentado por Cabral (2008). Neste trabalho serão apresentadas as equações em sua forma final. O desenvolvimento da formulação para a determinação do valor esperado e da variância foi procedido a partir das adaptações introduzidas nos dois métodos, de forma a contemplar a resistência durante a cravação, e não a longo prazo. Desta forma, procurou-se prever a SRD com a redução das resistências unitárias de atrito, nas camadas argilosas de comportamento não drenado, bem como com a adoção dos mesmos limites de resistência unitária de ponta e atrito utilizados na prática “offshore”, para a condição de final de cravação contínua.

3 – REGISTROS DA OBRA

3.1 – Descrição da obra e caracterização geotécnica

Trata-se de um empreendimento de vulto internacional, a Vila Pan-americana, que abrigou os atletas durante os Jogos Pan-americanos de 2007, estando localizado à Avenida Ayrton Senna, na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. O empreendimento é composto por dezessete edifícios subdivididos em setores, quadras e blocos como ilustrado nas Figuras 2 e 3. O embasamento é o trecho não edificado que compõe o acesso aos blocos.



Fig. 2 – Localização do empreendimento (após a construção).

A área apresenta camada de argila mole superficial de espessura variável, chegando a 13m. Para uma melhor caracterização do solo, foram realizados ensaios de campo e laboratório, em verticais pré-determinadas, conforme recomendação dos consultores geotécnicos da obra.

Os estudos de caracterização envolveram 4 verticais de ensaios CPTu com 13 ensaios de dissipação, 34 ensaios de palheta e 8 coletas em amostradores Shelby. Os ensaios de campo foram detalhados nos relatórios da empresa consultora de geotecnia, Geoprojetos (2004). Um resumo das características geotécnicas da camada muito mole superficial foi apresentado por Sandroni e Deotti (2008), sendo reproduzido nos Quadros 1 e 2.

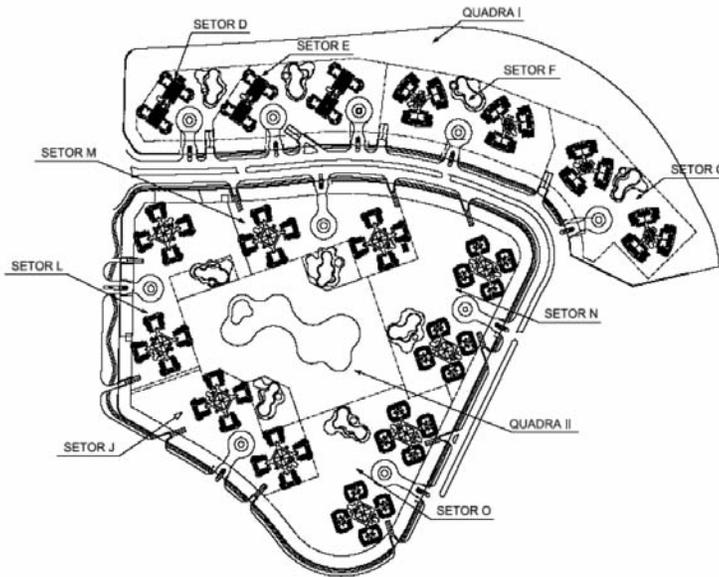


Fig. 3 – Divisão dos setores do embasamento e quadras.

Quadro 1 – Descrição geotécnica da camada mole superficial (Sandroni e Deotti, 2008).

Intervalo de profundidade (m)	Descrição tátil-visual	Teor de umidade (%)	Limite de liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)
0,0 a 3,0	Turfá cinza escuro e argila siltosa, com conchas	200 a 600	270 a 370	150 a 250
3,0 a 12,0	Argila siltosa orgânica cinza escuro com conchas	100 a 300	100 a 250	60 a 120
Nota 1 – Limites de liquidez e plasticidade – obtidos sem secagem prévia				

Os ensaios de caracterização registraram um material com umidade natural de até 600%, até 3m de profundidade, reduzindo para 100 a 300% de 3 a 13m de profundidade. Os valores de limite de liquidez são bastante elevados, sendo superiores na superfície, assim como os limites de plasticidade. Os valores de peso específico natural são bastante reduzidos, cerca de 12 kN/m³ e os valores de índice de vazios são muito altos, face ao elevado teor de umidade.

A razão de pré-adensamento é maior na superfície, reduzindo com a profundidade. Os valores de $C_c/(1+e_o)$, índice de compressão normalizado, apresentam variação pequena, sendo de 0,45, em média. Os ensaios de laboratório confirmaram os resultados dos ensaios Vane e piezocone, ou seja, o estrato superficial apresenta baixíssima consistência, com resistência muito reduzida e elevada compressibilidade. Abaixo da camada mole, o perfil geotécnico apresenta camadas alternadas de sedimentos arenosos e argilosos, com N_{SPT} variados, mas com resistência significativamente superior ao estrato argiloso superficial, até o horizonte residual. O horizonte de solo residual teve início a profundidades que variam de 10 a 16m até o limite das sondagens, de 19 a 45m de profundidade. Os resultados de resistência não drenada natural (S_u) e amolgada obtidos dos ensaios Vane de campo são também apresentados na Figura 4.

Quadro 2 – Compressibilidade e resistência da camada mole (Sandroni e Deotti, 2008).

Intervalo de profundidade (m)	Pré-adensamento (kPa) *Ver nota 2	Índice de compressão virgem= $C_c/(1+e)$	Resistência do ensaio Vane (kPa)	Resistência de ponta corrigida do piezocone (q_T , kPa)
0,0 a 3,0	10	0,48	3,0 a 8,0	110 a 220
3,0 a 12,0	20	0,42	5,0 a 15,0	150 a 240
Nota 2 – Diferença entre tensão de pré-adensamento e tensão efetiva vertical				
Nota 3 – Valores de N_{SPT} iguais ou inferiores a 1				
Obs: Coeficiente de adensamento da ordem de $1 a 3 \times 10^{-7} m^2/s$				

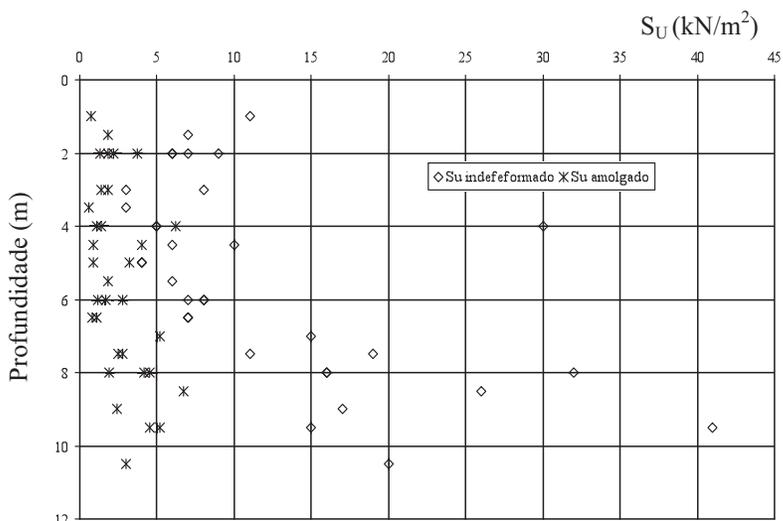


Fig. 4 – Resultados dos ensaios Vane de campo (Geoprojetos, 2004).

3.2 – Tipo de estaca empregada

As estacas utilizadas foram do tipo pré-moldada, fornecidas por fabricantes distintos: no trecho da obra que compõe os embasamentos foram utilizadas estacas pré-moldadas de concreto armado, com diâmetros variados. Neste trabalho foram analisadas apenas as estacas do embasamento.

Além da diferença de diâmetro, as estacas possuíam outras características geométricas distintas: algumas contemplavam seção plena, enquanto as de maior diâmetro apresentavam seção vazada. As cargas nominais das estacas estão listadas no Quadro 3.

A Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações, NBR 6122/2010, prevê medidas que devem ser tomadas para garantir um desempenho adequado das fundações. Estas medidas foram todas controladas e atendidas por ocasião da execução do estaqueamento. A norma NBR 6122/2010 também recomenda a elaboração do diagrama de cravação em 10% das estacas. Os diagramas de cravação foram elaborados para todas as estacas da obra.

O controle da cravação das estacas foi procedido através da comparação do diagrama de cravação com as sondagens representativas dos respectivos setores. Exemplificando, na Figura 5 é

Quadro 3 – Cargas de trabalho das estacas do embasamento (Geomec, 2005).

Seção	Característica da Seção	Área da Seção aparente de concreto (cm ²)	Carga de Trabalho (kN)
φ26	Plena	531	550
φ33	Vazada	601	900
φ38	Vazada	754	1050
φ42	Vazada	895	1300
φ50	Vazada	1257	1450

apresentado um resultado de controle de cravação de estacas localizadas no Setor M (ver Figura 3). No lado esquerdo da figura se observa o perfil típico e a variabilidade do N_{SPT} e no lado direito os diagramas de cravação das estacas analisadas deste setor, permitindo avaliar se o diagrama de cravação das estacas está de acordo com os resultados das sondagens. Esta análise foi realizada em grande parte das estacas da obra.

A área do embasamento possui cerca de 1700 estacas. Foram realizados 30 ensaios de carregamento dinâmico. Face à extensão do banco de dados disponível, selecionou-se alguns setores a serem analisados neste trabalho. Os setores escolhidos foram: F, G, M e N. Um total de 19 ensaios de carregamento dinâmico foi realizado nos setores selecionados, interpretados pelo Método CASE e 9 também pelo CAPWAP. Os ensaios foram distribuídos nos setores analisados conforme o Quadro 4 e os resultados indicados no Quadro 5.

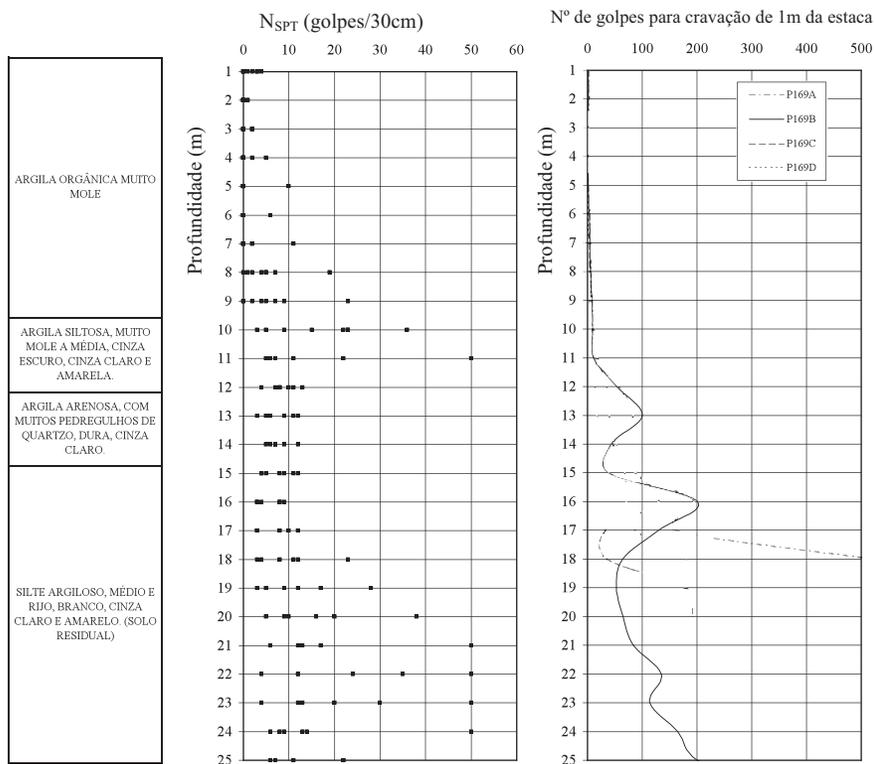


Fig. 5 – Perfil típico, variabilidade do N_{SPT} e diagrama de cravação, Setor M.

Quadro 4 – Ensaios de carregamento dinâmico nos setores analisados do embasamento.

Setor	Número de estacas					Estacas Instrumentadas	Estacas com CAPWAP
	φ26	φ33	φ38	φ42	φ50		
M	22	66	20	29	8	P 109B, 122C, 157, 169B, 190	P 109B, 157
N	34	163	79	36	8	P 109D, 137B, 170A, 209B, 210B, 227D, 242, 243C, C6	P 109D, 209B, 210B
F	11	65	32	33	11	P 138, 184	P 138, P184
G	14	110	25	16	4	P 203A, 203B, 215A	P 203A, 215A

O valor médio do fator de segurança foi de 1,8, excluindo-se a estaca quebrada. Das 19 estacas ensaiadas, 16 apresentaram fator de segurança inferior a 2, em relação à resistência mobilizada no ensaio, e a P157 do Setor M apresentou dano estrutural.

Quadro 5 – Resultados dos ensaios e fator de segurança de cada estaca ensaiada.

Setor	Estaca	D (m)	Compr. (m)	Resistência Mob. (kN)		Carga de trabalho (kN)	FS
				CASE	CAPWAP		
F	P138	φ 50	15,0	2340	2346	1450	1,62
	P184	φ 33	26,6	1870	-	900	2,01
G	P203A	φ 38	22,3	1940	1928	1050	1,83
	P203B	φ 38	21,8	1820	-	1050	1,73
	P215A	φ 33	24,5	1650	1639	900	1,83
M	P109B	φ 42	22,7	2200	2125	1300	1,63
	P122C	φ 42	26,3	1760	-	1300	1,35
	P157 (*)	φ 50	19,3	1340	1306	1450	-
	P169B	φ 33	25,7	1600	-	900	1,78
	P190	φ 50	19,6	2620	-	1450	1,80
N	P109D	φ 33	33,8	1540	1500	900	1,67
	P137B	φ 33	12,9	1550	-	900	1,72
	P170A	φ 33	15,0	1990	-	900	2,21
	P209B	φ 33	16,5	1660	1669	900	1,85
	P210B	φ 42	15,4	2110	2097	1300	1,61
	P227D	φ 33	16,0	1410	-	900	1,57
	P242	φ 42	15,6	2490	-	1300	1,92
	P243C	φ 42	16,0	1720	-	1300	1,32
PC6	φ 26	17,7	1140	-	550	2,07	

(*) Estaca quebrada

4 – ESTIMATIVA “A PRIORI” DA RESISTÊNCIA DURANTE A CRAVAÇÃO

4.1 – Método de Décourt e Quaresma (1978)

A descrição do método pode ser encontrada em Décourt e Quaresma (1978, 1982). O desenvolvimento detalhado das expressões para o valor esperado e a variância da função resistência do solo durante a cravação, com base na solução aproximada através da expansão em Série de Taylor (FOSM, “first order second moment”) foi apresentado por Cabral (2008). Estas expressões foram desenvolvidas assumindo uma distribuição normal para as variáveis, a exemplo dos trabalhos de Lacasse *et al.* (1991) e de Lacasse e Nadim (1994).

Cabe destacar que a adaptação do método de Décourt e Quaresma (1978), prevendo as condições durante a cravação, consistiu na utilização da proposta de Toolan e Fox (1977), “remoulded shear strength method”. Toolan e Fox (1977) recomendam a utilização, nas camadas argilosas, da resistência ao cisalhamento amolgada, tanto para o atrito externo (na situação embuchada), como no atrito externo e interno (na situação não embuchada).

$$\tau_{int} = \tau_{ext} = S_{ur} \quad (3)$$

sendo S_{ur} a resistência amolgada.

Para todo o trecho argiloso superficial, de muito baixa consistência, foi adaptado ao cálculo do atrito lateral do método de Décourt e Quaresma (1978) um fator corretivo igual à relação entre a resistência amolgada e a resistência não drenada. O fator corretivo, com valor médio igual a 0,25, obtido dos ensaios Vane, foi aplicado às expressões desenvolvidas para o valor esperado e a variância, a cada metro de profundidade, nesta camada argilosa superficial. O método de Semple e Gemeinhardt (1981), também conhecido por “factored shear strength method”, não foi adotado uma vez que ele é mais indicado a argilas rijas, com elevados valores de OCR. A camada argilosa superficial, de muito baixa consistência, contribui muito pouco para a resistência do solo durante a cravação.

Nas camadas de solo residual, em grande parte de natureza siltosa e arenosa, tanto o atrito lateral unitário como a resistência de ponta durante a cravação contínua foram calculados utilizando-se os procedimentos estáticos, conforme preconizam os métodos citados. Porém, valores limites de atrito lateral e resistência de ponta são normalmente aplicados para a estimativa da resistência durante a cravação. Os valores limites incluídos nas adaptações incorporadas ao método Décourt e Quaresma (1978) foram de 120 kPa em relação ao atrito unitário, Toolan e Fox (1977), e de 9,8 MPa em relação à resistência unitária de ponta para areias, Stevens *et al.* (1982). A escolha destes limites procurou contemplar um consenso entre as opiniões dos autores pesquisados.

O valor esperado do atrito lateral a cada profundidade, em kN, é dado por:

$$\mu_{Q_l} = \pi \times D \times 1 \times \left(\frac{\bar{N}_{SPT}}{0,3} + 10 \right) \quad (4)$$

O valor esperado do N_{SPT} foi tomado como o valor médio entre as n sondagens representativas. D é o diâmetro da estaca. No caso de a estaca atravessar camadas de argila, a expressão (4) deve ser multiplicada pelo fator corretivo para considerar a resistência amolgada. Deve-se atentar para o valor limite de 120 kPa para o atrito unitário.

A variância é dada por:

$$\sigma_{Q_l}^2 = [\pi \times D \times 1]^2 \times \left(\frac{1}{0,3} \right)^2 \times V[N_{SPT}] \quad (5)$$

A variância do N_{SPT} , $V[N_{SPT}]$, corresponde ao quadrado do desvio padrão a uma dada profundidade, entre as n sondagens representativas. No caso de a estaca atravessar camadas de argila, a expressão (5) deve ser multiplicada pelo quadrado do fator corretivo, para considerar a resistência amolgada.

O valor esperado e a variância da resistência de ponta são dados pelas expressões:

$$\mu_{Q_p} = \pi \times \frac{D^2}{4} \times 10 \times C \times E[N_{SPT}] \quad (6)$$

$$\sigma_{Q_p}^2 = \left[\frac{\pi \times D^2}{4} \right]^2 \times [10 \times C]^2 \times V[N_{SPT}] \quad (7)$$

O valor de C , segundo Décourt e Quaresma (1978), depende do tipo de solo e o valor esperado do N_{SPT} , $E[N_{SPT}]$, corresponde ao valor médio, entre as n sondagens representativas.

No caso da ponta, Toolan e Fox (1977) não apresentam limite para a resistência de ponta unitária, tendo sido considerado o valor limite de Stevens *et al.* (1982), de 9,8 MPa, correspondente aos solos arenosos.

Em termos globais, para o valor esperado e a variância da resistência total do solo durante a cravação, admitindo-se independência estatística entre Q_L e Q_p tem-se:

$$\mu_{Q_{rupt}} = \mu_{Q_{Lacumulado}} + \mu_{Q_p} \quad (8)$$

$$\sigma_{Q_{rupt}}^2 = \sigma_{Q_{Lacumulado}}^2 + \sigma_{Q_p}^2 \quad (9)$$

4.2 – Método do US Army Corps of Engineers (2005)

O método do Corpo de Engenheiros do Exército Americano utiliza expressões teóricas de capacidade de carga semelhantes às do método da API. São apresentadas aqui apenas as equações deduzidas por Cabral (2008) para o valor esperado e variância da resistência do solo, prevendo as condições durante a cravação (SRD). Os mesmos valores limites de atrito unitário e resistência de ponta foram incorporados a este método. Para a descrição detalhada do método original, cabe consultar US Army Corps of Enginneers (2005).

O valor esperado e a variância da resistência lateral, no caso de solos arenosos (comportamento drenado) são dados, respectivamente, por:

$$\mu_{Q_i} = A_{S_i} \times \mu_{k_i} \times \mu_{\sigma'_{vi}} \times \tan \mu_{\delta_i} \quad (10)$$

$$\sigma_{Q_i}^2 = A_{S_i}^2 \times \left[\left(\mu_{\sigma'_{vi}} \times \tan \mu_{\delta_i} \right)^2 \times \sigma_{k_i}^2 + \left(\mu_{k_i} \times \tan \mu_{\delta_i} \right)^2 \times \sigma_{\sigma'_{vi}}^2 + \left(\frac{\mu_{k_i} \times \mu_{\sigma'_{vi}}}{\cos \mu_{\delta_i}} \right) \times \sigma_{\delta_i}^2 \right] \quad (11)$$

onde A_{S_i} é a área lateral, σ'_{vi} a tensão vertical efetiva, δ_i o ângulo de atrito solo x estaca e K_i o coeficiente de empuxo, referenciados à camada i . Cabe destacar que μ é o valor esperado e σ^2 a variância de cada uma das variáveis anteriormente designadas. Para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em função do N_{SPT} , utilizaram-se as sugestões de Kulhawy e Mayne (1990), com a conversão da eficiência do N_{SPT} brasileiro, obtida por Cavalcante (2002).

No caso de solos argilosos, de comportamento não drenado, o valor esperado e a variância da resistência lateral são dados, respectivamente, por:

$$\mu_{Q_{li}} = A_{S_i} \times \mu_{\alpha_i} \times \mu_{S_{ui}} \quad (12)$$

$$\sigma_{Q_{li}}^2 = A_{S_i}^2 \times \left[\mu_{\alpha_i}^2 \times \sigma_{S_{ui}}^2 + \mu_{S_{ui}}^2 \times \sigma_{\alpha_i}^2 \right] \quad (13)$$

onde α_i é o fator de adesão. As demais variáveis foram definidas anteriormente, referenciadas à camada i . Utiliza-se a resistência amolgada, prevendo as condições de cravação.

Para a resistência de ponta, caso de solos arenosos, o valor esperado e a variância são dados, respectivamente, por:

$$\mu_{Q_p} = A_p \times \mu_{N_{qi}} \times \mu_{\sigma'_{vi}} \quad (14)$$

$$\sigma_{Q_p}^2 = A_p^2 \times \left[\mu_{N_{qi}}^2 \times \sigma_{\sigma'_{vi}}^2 + \mu_{\sigma'_{vi}}^2 \times \sigma_{N_{qi}}^2 \right] \quad (15)$$

onde A_p é a área da ponta, N_{qi} o fator de capacidade de carga, as demais variáveis tendo sido definidas anteriormente, referenciadas à camada i .

Para a resistência de ponta no caso de solos argilosos, de comportamento não drenado, o valor esperado e a variância são dados, respectivamente, por:

$$\mu_{Q_p} = A_p \times \mu_{N_{ci}} \times \mu_{S_{ui}} \quad (16)$$

$$\sigma_{Q_p}^2 = A_p^2 \times \left[\mu_{N_{ci}}^2 \times \sigma_{S_{ui}}^2 + \mu_{S_{ui}}^2 \times \sigma_{N_{ci}}^2 \right] \quad (17)$$

onde N_c é o fator de capacidade de carga, as demais variáveis tendo sido definidas anteriormente, referenciadas à camada i .

4.3 – Considerações e simplificações empregadas na análise

Dividiu-se cada trecho do embasamento em regiões representativas, de tal forma que cada uma das estacas em estudo pudesse ser analisada por um conjunto de sondagens relativamente próximas. A Figura 6 ilustra um caso típico, correspondendo às estacas P203A e P215A do Setor G. Para cada região representativa foi estabelecido um perfil geotécnico único. Cabe observar que a própria escolha da região foi condicionada à sua representatividade através do perfil escolhido.

Para cada uma das regiões, a cada metro de profundidade, foi procedido um estudo estatístico para determinação do valor médio e da variância do N_{SPT} . Com base na variabilidade do N_{SPT} , foram aplicadas as expressões desenvolvidas para o valor esperado e variância do atrito lateral unitário e resistência de ponta unitária a cada metro, a partir dos quais se determinou, finalmente, o valor esperado e a variância da resistência total oferecida pelo solo à cravação para a profundidade de embutimento de cada estaca. Foram elaboradas planilhas eletrônicas para a previsão “a priori” pelos dois métodos escolhidos. Detalhes sobre o banco de dados para os diversos setores estudados foram apresentados por Cabral (2008).

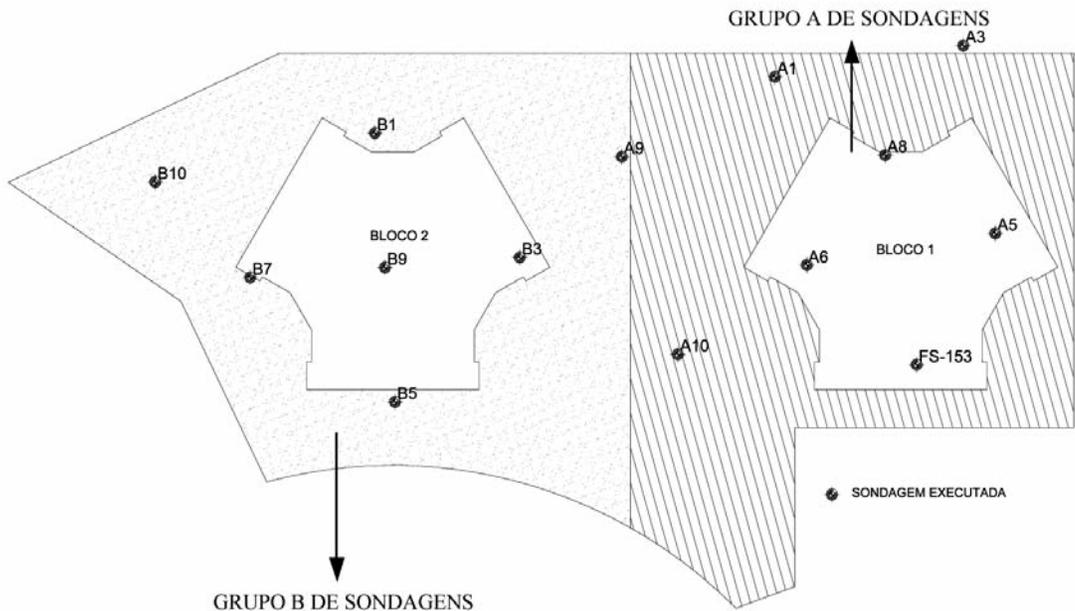


Fig. 6 – Planta com regiões representativas para cada grupo de sondagens, setor G.

4.4 – Resumo das estimativas “a priori” pelo método de Décourt e Quaresma

O Quadro 6 resume os resultados obtidos para a estimativa “a priori” pelo método de Décourt e Quaresma (1978) para as estacas analisadas do embasamento e compara os coeficientes de variação de ponta e atrito das estacas analisadas dos respectivos setores.

Cabe destacar, do Quadro 6, que os maiores coeficientes de variação ocorreram nas estacas com maior percentual de carga previsto na ponta (P 137 do Setor N), enquanto os menores naquelas com maior percentual de carga previsto por atrito (P 138, Setor F). Este aspecto revela uma maior incerteza na previsão para a parcela de ponta. De fato, Décourt e Quaresma (1982) já alertavam para este ponto, sugerindo a adoção de fatores de segurança distintos, para a resistência de atrito e ponta, procurando contemplar, entre outros aspectos, a menor variabilidade na determinação da parcela de atrito. Observa-se, também do Quadro 6, que o coeficiente de variação da estimativa da parcela de atrito, além de menor, apresentou-se também mais uniforme, variando na faixa de 0,10 a 0,30, com média de 0,16. Por outro lado, em relação ao coeficiente de variação da parcela de ponta, este variou numa faixa muito maior, no intervalo de 0,45 a 1,11, com um valor médio igual a 0,69. Salienta-se ainda que a maior parte das estacas está assente em solo residual de natureza silto arenosa. Apenas as estacas dos Setores F e G estão assentes em solo de natureza silto argilosa. De fato, o Quadro 6 revela também que nestes setores as estacas apresentam uma menor porcentagem de ponta e, portanto, valores bem mais reduzidos de coeficiente de variação da resistência global.

Quadro 6 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo durante a cravação.
Método de Decourt e Quaresma (1978).

Setor	Estaca	Valor esperado μ_q^p (kN)	Desvio padrão σ_q^p (kN)	% Ponta	Coeficiente de Variação σ_q^p/μ_q^p		
					Global	Ponta	Atrito
M	P 157	2184,70	1242,37	62	0,57	0,91	0,18
	P109B	2246,01	865,42	50	0,39	0,75	0,16
	P 190	1626,65	501,26	44	0,31	0,68	0,13
	P169B	1860,05	386,46	40	0,21	0,45	0,17
	P122C	2022,11	381,22	33	0,19	0,50	0,14
G	P203B	908,90	138,31	15	0,15	0,65	0,14
	P215A	982,29	135,13	15	0,14	0,59	0,12
	P203A	930,74	138,29	15	0,15	0,65	0,13
F	P 138	1082,74	127,58	15	0,12	0,56	0,10
	P 184	1238,70	200,20	17	0,16	0,69	0,13
N	P137B	688,60	544,37	71	0,79	1,11	0,30
	P210B	1689,89	1034,74	71	0,61	0,86	0,30
	P243C	1501,59	625,50	62	0,42	0,67	0,15
	P 242	1501,59	622,01	62	0,41	0,67	0,10
	P209B	1265,00	584,97	60	0,46	0,75	0,26
	P227D	1024,30	388,49	56	0,38	0,67	0,15
	P170A	702,89	230,26	52	0,33	0,63	0,10
	PC6	1038,72	357,34	42	0,34	0,78	0,19
	P109D	2216,11	318,44	23	0,14	0,48	0,12

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

4.5 – Resumo das estimativas “a priori” pelo método do US Army Corps of Engineers

O Quadro 7 resume os resultados obtidos da estimativa “a priori” pelo método do US Army Corps of Engineers para as estacas analisadas do embasamento e compara os coeficientes de variação de ponta e atrito das estacas analisadas dos respectivos setores.

A mesma tendência do modelo de cálculo anterior pode ser observada. Enquanto o coeficiente de variação do atrito lateral previsto é relativamente baixo, ainda menor neste método do que no anterior, o coeficiente de variação da ponta é alto, ainda mais alto neste método. Apesar de os dois modelos de cálculo apresentarem diferenças às vezes significativas entre os valores esperados da resistência do solo durante a cravação, as distribuições de resistência percentuais na ponta e, conseqüentemente, no atrito, são equivalentes.

Quadro 7 – Parâmetros da distribuição “a priori” da resistência do solo durante a cravação.
Método do US Army Corps of Engineers.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q^P (kN)	Desvio padrão σ_Q^P (kN)	% Ponta	Coeficiente de Variação σ_Q^P/μ_Q^P		
					Global	Ponta	Atrito
M	P 190	3583,90	1928,54	64	0,54	0,84	0,09
	P 157	3187,00	1807,00	56	0,57	1,00	0,14
	P109B	3370,80	1108,85	40	0,33	0,81	0,08
	P122C	3513,80	1369,90	39	0,39	1,00	0,07
	P169B	2640,93	837,66	32	0,32	0,98	0,09
G	P215A	883,45	110,65	9	0,13	0,53	0,13
	P203A	818,10	96,55	6	0,12	0,54	0,12
	P203B	787,70	123,86	6	0,16	0,58	0,16
F	P 138	937,21	137,78	16	0,15	0,60	0,13
	P 184	1366,76	186,14	9	0,14	0,76	0,13
N	P137B	851,31	583,49	69	0,69	1,00	0,10
	P210B	1767,15	1166,52	66	0,66	1,00	0,09
	P243C	1875,05	1195,41	64	0,64	1,00	0,10
	P 242	1205,32	674,11	63	0,63	1,00	0,08
	P209B	1635,39	1034,24	57	0,58	1,00	0,10
	P227D	1782,38	1035,69	56	0,56	1,00	0,14
	P170A	882,76	372,77	46	0,46	1,00	0,15
	PC6	1133,43	521,40	45	0,45	1,00	0,11
	P109D	1941,15	476,20	42	0,43	1,00	0,10

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

4.6 – Comparação entre as estimativas “a priori” pelos dois modelos de cálculo

Os resultados dos quadros anteriores podem ser visualizados na Figura 7, onde no eixo x estão representados os valores esperados “a priori” da resistência durante a cravação pelo modelo de cálculo adaptado de Décourt e Quaresma (1978) e no eixo y pelo modelo adaptado do US Corps of Engineers (2005). Procurou-se estabelecer a relação entre os dois modelos através da melhor reta ajustada que passa pela origem dos eixos, segundo Bussab (1986).

$$b = \frac{\sum x_i y_i}{\sum x_i^2} \quad (18)$$

$$R^2 = \frac{b^2 \sum x_i^2}{\sum y_i^2} \quad (19)$$

onde b é o coeficiente angular da reta (ou seja, relação $\mu_{Q \text{ US Corps}}^P / \mu_{Q \text{ Décourt}}^P$) e R é definido por Bussab (1986) como o “coeficiente de explicação”, usado para medir a qualidade do ajuste da reta de regressão imposta a passar pela origem. O valor de b expressa a relação entre os dois modelos de cálculo, $\mu_{Q \text{ US Corps}}^P / \mu_{Q \text{ Décourt}}^P$, em relação à estimativa “a priori”.

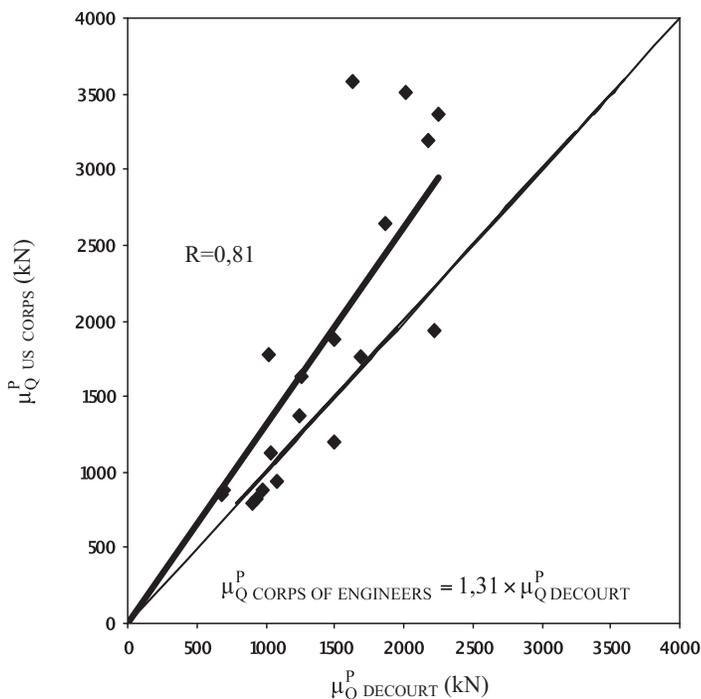


Fig. 7 – Correlação entre os valores esperados “a priori” pelos dois modelos.

Na Figura 7, a reta a 45° ilustra que, para a maior parte das estacas, o método adaptado do US Corps of Engineers forneceu estimativas “a priori” mais elevadas, cerca de 31% superiores em termos globais em relação ao método adaptado de Décourt e Quaresma (1978).

5 – FUNÇÃO DE VEROSSIMILHANÇA

5.1 – Generalidades

Os registros obtidos durante a execução refletem a resistência provável mobilizada pelo solo por ocasião da cravação da estaca, ou seja, uma estimativa “objetiva” de resistência, enquanto a estimativa procedida no capítulo anterior é aquela calculada antes da execução (“a priori”), podendo ser considerada uma estimativa “subjativa” (Lacasse *et al.*, 1991).

O Programa GRLWEAP (2005) foi utilizado na estimativa da distribuição provável (“objetiva”) da resistência mobilizada pelo solo durante a cravação, utilizando os dados de campo, para posterior aplicação do teorema de Bayes, visando à atualização desta resistência.

A aplicação do programa GRLWEAP (2005), que simula a cravação da estaca através da equação da onda, necessita de parâmetros de entrada que apresentam certa incerteza, alguns tendo maior impacto nos resultados, merecendo, assim, tratamento diferenciado. Parâmetros de menor relevância nos resultados podem ter sua incerteza grupada numa variância única.

Guttormsen (1987) procedeu a um estudo paramétrico com uma versão anterior do programa objetivando auxiliar o usuário na avaliação dos parâmetros cuja incerteza deve ser tratada separadamente e daqueles cuja incerteza possa ser grupada numa variância única. A análise incluiu a efi-

ciência do martelo, a percentagem e distribuição do atrito, o amortecimento de atrito e de ponta de Smith (1960), o coeficiente de restituição do coxim e do cepo, o módulo de elasticidade do coxim e o comprimento dos elementos da estaca.

Guttormsen (1987) verificou que a eficiência do martelo, normalmente considerada entre 60 e 90%, é uma das fontes de maior incerteza nas previsões de cravabilidade. Guttormsen (1987) sugere que os estudos de cravabilidade de estacas “offshore” sejam procedidos com uma faixa de incerteza na eficiência de cerca de 10%. Para o estudo paramétrico de Guttormsen foi utilizada uma eficiência média de 67%, enquanto o fabricante recomendava 75%. Guttormsen (1987) utilizou uma faixa de variação de 60,3 a 73,7.

No caso em estudo, contemplando a obra descrita no capítulo 3, em que os martelos utilizados foram de queda livre, utilizou-se uma eficiência média de 60% associada a uma incerteza de cerca de 15%, ou seja, uma faixa de variação aproximadamente de 50% a 70%.

A percentagem de mobilização do atrito lateral, em relação à resistência total, costuma ser uma variável sensível no estudo da cravabilidade. No presente estudo, procurou-se adotar a mesma situação de embuchamento ou não embuchamento (a correspondente à menor resistência) obtida “a priori”, associada a uma percentagem de atrito correspondente ao valor esperado, compreendido entre os dois métodos estudados, que forneceram percentuais próximos. Para a distribuição do atrito, estimou-se um perfil de distribuição que contemplasse a média da previsão obtida pelos dois métodos. Quanto à condição de embuchamento, considerou-se a mesma situação da previsão “a priori” para a profundidade final (em geral embuchada). Porém, o valor do peso específico da estaca, para entrada no programa, foi majorado, considerando-se o peso de solo no interior da estaca, correspondente aos trechos em que se previu a penetração não embuchada.

Com base nas análises de Guttormsen (1987), bem como de outros estudos paramétricos disponíveis, procedeu-se à estimativa “objetiva”, com base no programa GRLWEAP (2005), conforme descrito a seguir.

5.2 – Procedimento utilizado na análise da estimativa “objetiva”

A curva de cravabilidade, com base nos parâmetros médios selecionados para as variáveis, foi obtida a partir das sugestões do manual do GRLWEAP (2005) e da análise das sondagens, dos diagramas de cravação e das estimativas da resistência durante a cravação. Em relação à variância, procurou-se incorporar as sugestões de Guttormsen (1987).

A partir dos resultados da análise paramétrica, Guttormsen (1987) separou duas fontes de incerteza. Face à relevância da incerteza da eficiência do martelo, sua variância foi considerada isoladamente. As incertezas dos demais parâmetros foram incorporadas a uma variância única, através de um coeficiente de variação, Ω , baseado na experiência do projetista. Guttormsen (1987) sugere, para a variância total, σ_T^2 :

$$\sigma_T^2 = \sigma_H^2 + \sigma_L^2 \quad (20)$$

sendo σ_H^2 a variância relativa à eficiência do martelo e σ_L^2 àquela devida à incerteza nos demais parâmetros (admitindo independência estatística).

O procedimento proposto por Guttormsen (1987) consiste nos seguintes passos:

- i) Executar inicialmente o programa da equação da onda para os parâmetros médios selecionados, incluindo a eficiência média, obtendo-se a curva esperada de cravabilidade.
- ii) Com o número de golpes por penetração obtido dos registros de campo (inverso da nega), entra-se no eixo das abscissas da curva de cravabilidade e obtém-se, no eixo das ordenadas, o valor esperado da resistência do solo durante a cravação (Figura 8).

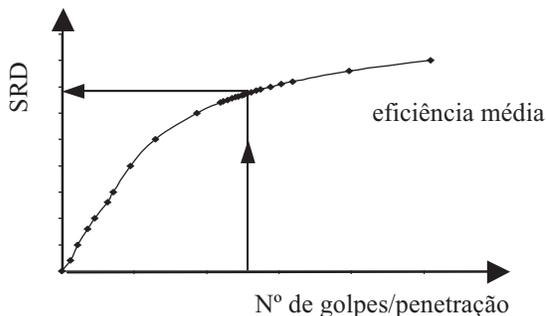


Fig. 8 – Resistência mobilizada durante a cravação versus número de golpes por penetração.

- iii) Executando o programa para o limite inferior da faixa de incerteza da eficiência e , em seguida, para o limite superior, obtêm-se duas curvas que delimitam uma região, onde devem se situar as curvas correspondentes à faixa de incerteza da eficiência do martelo (Figura 9).
- iv) Entrando-se no eixo das ordenadas com a resistência obtida em ii) nas curvas correspondentes aos limites superior e inferior de eficiência, obtêm-se, respectivamente, o limite inferior, η_1 , e superior, η_2 , do número de golpes por penetração (Figura 9).

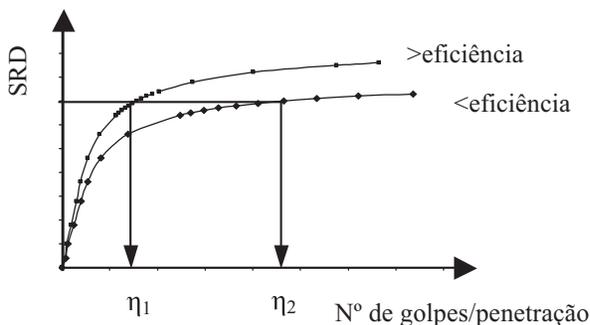


Fig. 9 – Resistência mobilizada durante a cravação versus número de golpes por penetração.

A variância σ_H^2 é calculada por Guttormsen (1987) como:

$$\sigma_H^2 = \left[\frac{n_1 - n_2}{2} \right]^2 \quad (21)$$

A parcela σ_L^2 da variância devida às demais incertezas pode ser calculada como:

$$\sigma_L^2 = (\Omega \mu_N)^2 \quad (22)$$

onde Ω , coeficiente de variação relativo à incerteza das demais variáveis, deve ser selecionado com base na experiência do projetista, sendo μ_N o valor esperado do número de golpes. Com base na análise de obras “offshore” do Norwegian Geotechnical Institute, Guttormsen (1987) sugere a adoção de um coeficiente $\Omega = 0,10$. Conhecidos os valores de σ_H^2 e σ_L^2 , obtêm-se o valor da variância total σ_T^2 , pela aplicação da equação (20), em relação ao número de golpes por penetração. Continuando o procedimento proposto por Guttormsen (1987), tem-se:

v) Para o número de golpes medido, no eixo das abscissas, obteve-se no item ii) o valor da resistência esperada na cravação, correspondente à eficiência média. Introduzindo-se a faixa de valores do número de golpes (eixo das abscissas) na curva da eficiência média, obtém-se, finalmente, o limite inferior e o superior, e o desvio padrão da resistência durante a cravação.

vi) O quadrado do desvio padrão obtido em v) corresponde à variância da resistência mobilizada durante a cravação correspondente à função de verossimilhança.

O procedimento descrito permite, assim, a obtenção da estimativa do valor esperado e da variância da distribuição provável (“objetiva”) da capacidade de carga durante a cravação. Nas análises procedidas, adotou-se um valor de coeficiente de variação Ω , para os demais parâmetros (exceto eficiência), de 0,12, procurando contemplar também a incerteza quanto ao coxim, que não está usualmente presente nas análises de estacas metálicas “offshore”.

5.3 – Resumo dos resultados do valor esperado e variância da estimativa “objetiva”

O Quadro 8 resume os resultados obtidos para o valor esperado, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência, SRD, obtidos da função de verossimilhança.

Os coeficientes de variação obtidos da função de verossimilhança foram muito inferiores aos obtidos, em termos globais, das estimativas “a priori”, com base nos dois modelos de cálculo. De

Quadro 8 – Parâmetros da distribuição da função de verossimilhança.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q^L (em kN)	Desvio padrão σ_Q^L (em kN)	Coefficiente de variação σ_Q^L / μ_Q^L
M	P 157	2556,00	552,00	0,22
	P 169B	1579,00	132,00	0,08
	P 122C	1815,00	276,00	0,15
	P 109B	1875,00	135,00	0,07
	P 190	2010,00	302,00	0,15
G	P 203A	1000,00	217,00	0,22
	P 203B	1458,00	250,00	0,17
	P 215A	984,00	157,00	0,16
F	P 138	1120,00	190,00	0,17
	P 184	1154,00	177,00	0,15
N	P 109D	1080,00	133,00	0,12
	P 137B	660,00	114,00	0,17
	P 170A	700,00	175,00	0,11
	P 209B	1275,00	130,00	0,10
	P 210B	1280,00	205,00	0,16
	P 227D	860,00	136,00	0,16
	P 242	1410,00	190,00	0,13
	P 243C	1550,00	242,00	0,16
	P C6	1340,00	170,00	0,13

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

fato, a distribuição de verossimilhança foi obtida com os registros de cravação de cada estaca, no local de sua execução. Embora presentes as incertezas quanto à eficiência do martelo, bem como dos demais parâmetros utilizados no programa GRLWEAP (2005), não são consideradas, na distribuição da função de verossimilhança, as variações do perfil do subsolo, originárias da grande variabilidade do perfil de solo residual nas diferentes sondagens.

6 – ATUALIZAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

6.1 – Resultados obtidos

As equações (1) e (2), obtidas a partir da aplicação do teorema de Bayes, permitem que se combinem as duas fontes de informação obtidas da distribuição “a priori” e da distribuição de verossimilhança, de forma a se obter uma previsão “a posteriori”, ou seja, atualizada, da resistência oferecida pelo solo durante a cravação.

O Quadro 9 resume os resultados “a posteriori” considerando, como estimativa “a priori”, o modelo de cálculo de Décourt e Quaresma (1978). O Quadro 10 resume os mesmos resultados com o uso do método do US Corps of Engineers (2005).

Comparando-se o Quadro 9 com os Quadros 6 e 8, para o modelo de cálculo de Décourt e Quaresma, observa-se que a resistência do solo obtida “a posteriori” está sempre compreendida entre a obtida “a priori” e a correspondente à função de verossimilhança, se aproximando mais da-

Quadro 9 – Parâmetros da distribuição “a posteriori” para o Método de Décourt e Quaresma.

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q (em kN)	Desvio padrão σ_Q (em kN)	Coefficiente de variação σ_Q / μ_Q
M	P 157	2494,79	504,45	0,20
	P 169B	1608,36	124,91	0,08
	P 122C	1886,23	223,56	0,12
	P 109B	1883,31	133,39	0,07
	P 190	1907,92	258,68	0,14
G	P 203A	950,74	116,62	0,12
	P 203B	1037,55	121,01	0,12
	P 215A	983,02	102,42	0,10
F	P 138	1094,32	105,92	0,10
	P 184	1191,16	132,61	0,11
N	P 109D	1248,75	122,73	0,10
	P 137B	661,20	111,58	0,17
	P 170A	701,06	139,33	0,20
	P 209B	1274,53	126,90	0,10
	P 210B	1295,48	201,09	0,16
	P 227D	877,94	128,36	0,15
	P 242	1417,82	181,71	0,13
	P 243C	1543,69	225,68	0,15
	P C6	1284,40	153,51	0,12

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

quela que apresente a menor variância. Verifica-se que o coeficiente de variação da distribuição “a posteriori” é sempre inferior ao das demais distribuições. Este fato é bastante compreensível, já que a distribuição “a posteriori” inclui ambas as informações, ou seja, a estimativa “a priori” e a função de verossimilhança, reduzindo a margem de incerteza da estimativa. Resultado similar é obtido com o modelo US Army Corps.

Comparando-se os Quadros 9 e 10 podem ser observados dois aspectos bem relevantes:

- i) A atualização forneceu valores muito próximos de SRD, com a utilização dos dois diferentes modelos, embora se tenha observado diferenças significativas entre os modelos para as estimativas “a priori”, com valores superiores para o método do US Army Corps.
- ii) Os coeficientes de variação da distribuição atualizada também são muito próximos, para os dois modelos, e sempre inferiores aos da distribuição “a priori” e de verossimilhança.

Esta constatação indica uma influência muito relevante da distribuição de verossimilhança, que foi capaz de reduzir as incertezas decorrentes dos modelos de cálculo.

Os resultados que compõem os Quadros 9 e 10 podem ser visualizados na Figura 10, onde no eixo horizontal estão representados os valores esperados das estimativas “a posteriori” da resistência durante a cravação pelo modelo de cálculo adaptado de Décourt e Quaresma (1978) e no eixo vertical pelo modelo adaptado do US Corps of Engineers (2005).

Quadro 10 – Parâmetros da distribuição “a posteriori”. Método US Army Corps (2005).

Setor	Estaca	Valor esperado μ_Q (em kN)	Desvio padrão σ_Q (em kN)	Coefficiente de variação σ_Q / μ_Q
M	P 157	2609,86	527,92	0,20
	P 169B	1604,73	130,39	0,08
	P 122C	1881,27	270,56	0,14
	P 109B	1896,85	134,01	0,07
	P 190	2047,67	298,36	0,15
G	P 203A	848,16	88,21	0,10
	P 203B	919,81	110,99	0,12
	P 215A	916,83	90,44	0,10
F	P 138	1000,20	111,54	0,11
	P 184	1255,03	128,27	0,10
N	P 109D	1142,31	128,10	0,11
	P 137B	667,03	111,88	0,17
	P 170A	733,00	158,41	0,22
	P 209B	1280,61	128,99	0,10
	P 210B	1294,59	201,91	0,16
	P 227D	875,63	134,84	0,15
	P 242	1394,94	182,87	0,13
	P 243C	1562,80	237,19	0,15
P C6	1320,15	161,63	0,12	

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

Procurou-se estabelecer a relação entre os dois modelos através da melhor reta que passa pela origem dos eixos, através das mesmas expressões de Bussab (1986) indicadas anteriormente. O valor de b neste caso expressa a relação entre os dois modelos de cálculo, $\mu_{Q,US\ Corps} / \mu_{Q,Decourt}$ em relação à estimativa “a posteriori”.

Na Fig. 10, a reta a 45° encontra-se praticamente coincidente com a da correlação, evidenciada pela relação de 1,01 entre os modelos, na estimativa “a posteriori”. O “coeficiente de explicação” de Bussab (1986) é bastante alto e revela que a atualização foi capaz de reduzir, praticamente eliminando, a influência das incertezas quanto ao modelo utilizado na previsão “a priori”.

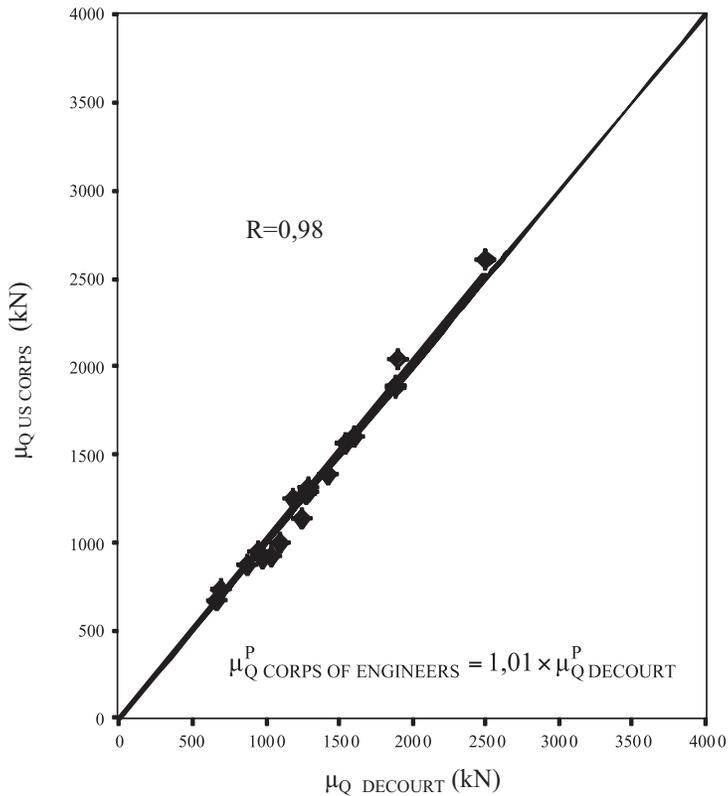


Fig. 10 – Correlação entre os valores esperados “a posteriori” pelos dois modelos.

6.2 – Qualidade da atualização

Guttormsen (1987), ao aplicar a teoria Bayesiana às estacas “offshore”, ilustra ainda a definição de um indicador de falha, capaz de avaliar a qualidade do resultado da atualização. Segundo aquele autor, o indicador de falha representa a diferença entre a estimativa “a priori” e a obtida pela função de verossimilhança, normalizada em relação à raiz quadrada da soma da variância da estimativa “a priori” e da obtida pela função de verossimilhança.

$$D = \frac{\mu_Q^L - \mu_Q^P}{\sqrt{(\sigma_Q^{2,L} + \sigma_Q^{2,P})}} \quad (23)$$

Os valores de μ_Q^L e μ_Q^P correspondem, respectivamente, aos valores esperados da resistência durante a cravação obtida pela função de verossimilhança e pela estimativa “a priori”. Já os valores de σ_Q^L e σ_Q^P são os desvios padrão, cujos quadrados fornecem as variâncias, respectivamente, da distribuição de verossimilhança e da distribuição “a priori”.

Guttormsen (1987) ressalta que:

- i) um valor nulo de D indica que a estimativa “a priori” e a obtida da função de verossimilhança são iguais. A atualização, neste caso, somente reduzirá a estimativa “a posteriori” da variância.
- ii) um pequeno valor de D (menor que $\pm 1,5$) indica uma atualização satisfatória, qual seja, a estimativa “a priori” e a obtida da função de verossimilhança são relativamente próximas.
- iii) um valor positivo de D indica que a estimativa “a posteriori” será superior à obtida “a priori”.
- iv) um valor negativo de D indica que a estimativa “a posteriori” será inferior à obtida “a priori”.

O Quadro 11 reúne os resultados obtidos dos indicadores de falha para as estacas analisadas para os dois modelos de cálculo da estimativa “a priori”. O Quadro 11 mostra apenas 2 indicadores elevados para ambos os modelos de cálculo da estimativa “a priori”, representando cerca de 11%

Quadro 11 – Qualidade da atualização para os dois modelos de análise a priori.

Setor	Estaca	Indicador de falha (D)	
		Décourt e Quaresma	US Corps
M	P 157	0,27	-0,33
	P 169B	-0,69	-1,25
	P 122C	-0,44	-1,22
	P 109B	-0,42	-1,34
	P 190	0,66	-0,81
G	P 203A	0,27	0,77
	P 203B	1,92	2,40
	P 215A	0,01	0,52
F	P 138	0,16	0,78
	P 184	-0,32	-0,82
N	P 109D	-3,29	-1,74
	P 137B	-0,05	-0,32
	P 170A	-0,01	-0,44
	P 209B	0,02	-0,35
	P 210B	-0,39	-0,41
	P227D	-0,40	-0,88
	P 242	-0,14	0,29
	P 243C	0,07	-0,27
P C6	0,76	0,38	

Nota: Os dados geométricos das estacas constam do Quadro 5.

do total das análises. Este percentual é bem reduzido quando comparado ao encontrado por Guttormsen (1987). Observa-se também que embora os indicadores de falha tenham sido, em geral, inferiores para o método adaptado de Décourt e Quaresma (1978), ambos os métodos mostram indicadores fora da faixa satisfatória para as mesmas estacas, 203B do Setor G e P109D do Setor N.

A razão de elevados indicadores de falha, segundo reporta Guttormsen (1987), deve ser investigada em termos do perfil de solo representativo, parâmetros utilizados no programa GRLWEAP (2005) e incertezas no método de previsão da resistência “a priori”. Para o caso de obra em análise, que revelou elevado indicador de falha para as mesmas estacas em ambos os modelos, pode ter ocorrido diferença significativa no perfil de solo na vertical das estacas, em relação ao perfil escolhido como representativo da região onde as estacas se inserem.

7 – COMPARAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS DURANTE A CRAVAÇÃO ATUALIZADAS E OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Nas Figuras 11 e 12 procurou-se reproduzir, no eixo das abcissas, a resistência mobilizada no ensaio de carregamento dinâmico, e no das ordenadas o valor esperado e desvio padrão da resistência atualizada, para os dois modelos empregados “a priori”. A resistência atualizada do solo durante a cravação, SRD, apresenta-se conservativa, na maioria dos casos, uma vez que contempla resultados ao final da cravação, enquanto os ensaios incorporam um acréscimo de resistência devido ao tempo de repouso, entre o final da cravação contínua e os ensaios.

Observa-se das Figuras 11 e 12 que nem sempre os valores obtidos experimentalmente se encontram na faixa dos valores esperados somados e reduzidos do valor do desvio. Este fato deve estar ligado, principalmente, ao efeito do acréscimo de resistência com o tempo após a cravação, além de outras incertezas, como a variabilidade espacial do solo. Observa-se ainda que para os Setores G e F,

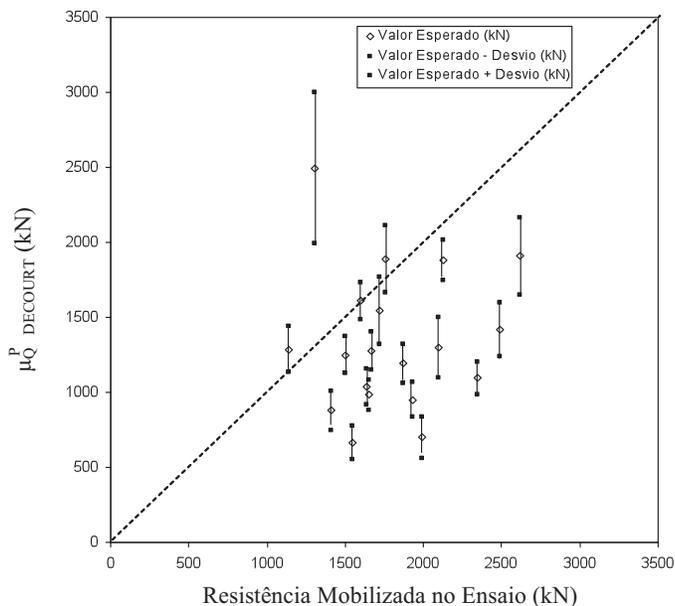


Fig. 11 – Comparação entre a resistência mobilizada no ensaio de carregamento dinâmico e a resistência atualizada, com uso do método de Décourt e Quaresma “a priori”.

onde as estacas estão assentes em depósito argilo siltoso, os resultados do ensaio de carregamento dinâmico são, em geral, maiores, quando comparados às estimativas atualizadas, sinalizando para um valor mais elevado de acréscimo de resistência para o solo argiloso.

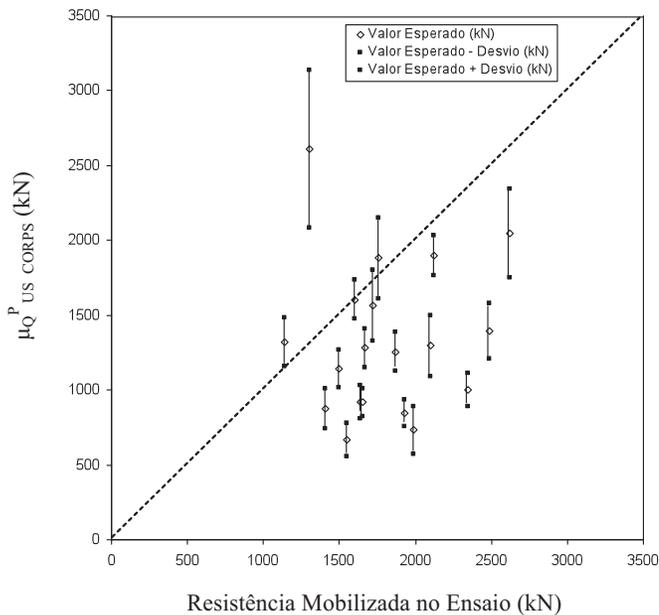


Fig. 12 – Comparação entre a resistência mobilizada no ensaio de carregamento dinâmico e a resistência atualizada, com uso do método do US Corps “a priori”.

8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma série de observações devem ser destacadas da aplicação da Teoria de Bayes ao estudo de confiabilidade do caso de obra apresentado:

- i) Quanto maior a influência da ponta, maior o coeficiente de variação, ou seja, maior a incerteza da estimativa da resistência do solo durante a cravação. Este aspecto foi observado nas estimativas efetuadas por ambos os modelos de cálculo.
- ii) Apesar de os dois modelos de cálculo apresentarem diferenças entre os valores esperados da resistência do solo durante a cravação, as distribuições de resistência percentuais de ponta e de atrito foram aproximadamente equivalentes.
- iii) Para a maior parte das estacas, o método adaptado do US Corp of Engineers (2005) forneceu estimativas “a priori” mais elevadas, cerca de 31 % superiores, em média, às estimativas pelo método adaptado de Décourt e Quaresma (1978).
- iv) Os coeficientes de variação obtidos da função de verossimilhança foram, em média, muito inferiores aos obtidos das estimativas “a priori”. Este aspecto pode ser atribuído ao fato da função de verossimilhança ter sido obtida com base nos registros de cravação de cada estaca, no local de sua execução.

- v) Conforme esperado, e em conformidade com as equações propostas por Lacasse e Goulois (1989) e Lacasse *et al.* (1991), a resistência do solo durante a cravação obtida “a posteriori” esteve sempre compreendida entre os valores obtidos “a priori” e os correspondentes à função de verossimilhança, aproximando-se mais do valor que apresentou a menor variância.
- vi) O coeficiente de variação da distribuição “a posteriori” foi sempre menor que o das demais distribuições, fato este também bastante compreensível, já que a distribuição “a posteriori” inclui ambas as informações: a estimativa “a priori” e a função de verossimilhança, reduzindo a margem de incerteza da estimativa.
- vii) A atualização procedida forneceu valores muito próximos de resistência do solo durante a cravação, com a utilização dos dois diferentes modelos de cálculo, embora se tenha observado diferenças significativas entre os modelos nas estimativas “a priori”. Os coeficientes de variação da distribuição atualizada são muito próximos, para os dois modelos de cálculo, e sempre inferiores aos da distribuição “a priori” e de verossimilhança.
- viii) As conclusões vi) e vii) revelam que a influência da distribuição de verossimilhança foi muito relevante na atualização da estimativa deste caso de obra, tendo sido capaz de reduzir bastante, praticamente anulando, as incertezas decorrentes dos modelos distintos de cálculo.
- ix) Os indicadores de falha reduzidos sinalizam para o caráter satisfatório das adaptações introduzidas nos modelos para representar a resistência durante a cravação. Apenas 2 indicadores de falha podem ser considerados elevados para ambos os modelos de cálculo da estimativa “a priori”, resultando em percentual de falha bem reduzido quando comparado às análises de Guttormsen (1987).
- xi) Ambos os modelos de cálculo revelaram indicadores de falha fora da faixa satisfatória para as mesmas duas estacas. O elevado indicador de falha para as mesmas estacas em ambos os modelos pode ser atribuído, possivelmente, a diferenças significativas no perfil de solo na vertical das estacas, em relação ao perfil geotécnico escolhido como representativo da região.
- xii) A resistência mobilizada durante os ensaios de carregamento dinâmico foi em geral superior à estimativa atualizada da resistência durante a cravação, podendo ser atribuída, principalmente, ao acréscimo de resistência com o tempo, além de outras incertezas.
- xiii) Para os Setores G e F, onde as estacas estão assentes em depósito argilo siltoso, os resultados do ensaio de carregamento dinâmico foram proporcionalmente maiores, quando comparados às estimativas atualizadas, sinalizando para um valor mais elevado de acréscimo de resistência.

9 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq e à FAPERJ, pelo auxílio financeiro ao projeto de pesquisa e à CAPES, pela bolsa concedida ao primeiro autor, por ocasião de seu mestrado. À construtora Agenco, pela disponibilização dos registros da obra.

10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR (6122 (2010)). *Projeto e execução de fundações*. 91p., RJ, Brazil.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (2002). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms*. API RP2A, 18th ed., Dallas, Texas, USA.
- Ang, A. H. S.; Tang, W. H. (1984). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*. John Wiley & Sons, Inc., vol. 1 e 2.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. Proc. of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, pp. 367-376.
- Bussab, W. (1986). *Métodos Quantitativos: Análise de Variância e de Regressão*. Atual Editora Ltda, São Paulo, 147 p.
- Cabral, E. V. (2008). *Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana*. Tese de MSc. Programa de Engenharia Civil, UERJ, 136 p.
- Cavalcante, E. H. (2002). *Investigação Teórico - Experimental sobre o SPT*. Tese de D. Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 410 p.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1982). *Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca*. Revista Construção, No. 1800, Agosto, separata, 3p.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT*. Anais do 6° COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 45-53.
- De Ruiter, J.; Beringen, F. L. (1979). *Pile Foundations for Large North Sea Structures*. Marine Geotechnology, vol. 3, No 3, pp. 267-314.
- Geoprojetos (2004). *Relatório R530-02*. Estudos Geotécnicos.
- GEOMEC (2005). *Relatórios de Ensaios de Prova de Carga Dinâmica*.
- GRLWEAP (2005). *Wave Equation Analysis of Pile Driving*. Manual from the 2005 Version, 88 p.
- Guttormsen, T. R. (1987). *Uncertainty in Offshore Geotechnical Engineering. Application of Bayesian Theory to Pile Driving Predictions*. Research Report. Societe Nationale Elf Aquitaine. NGI Report 85307-9, 114 p.
- Kulhawy, F. H.; Maine, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Cornell University, 230 p.
- Lacasse, S.; Goulois, A. (1989). *Reliability Analysis of Axial Pile Capacity*. Proc. of the XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro. Anais, Vol 1., pp. 845-848.
- Lacasse, S.; Tan, A. H.; Keaveny, J. M. (1991). *Expert Assistant for Updating Axial pile Capacity from Pile Driving observations*. Proc. Field Measurements in Geotechnics. Sorum, Balkema, 9 p.
- Lacasse, S.; Nadim, F. (1994). *Reliability Issues and Future Challenges in Geotechnical Engineering for Offshore Structures*. NGI Publications, No 191, pp.1-30.

- Sandroni, S. S.; Deotti, L. (2008). *Instrumented Test Embankment on Piles and Geogrid Platform at the Panamerican Village, Rio de Janeiro*. The first Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Cancun, pp. 1265-1274.
- Semple, R. M.; Gemeinhardt, J. P. (1981). *Stress History Approach to Analysis of Soil Resistance to Pile Driving*. Proc. 13rd OTC, Houston, Texas, Vol. 1, pp.165-172.
- Smith, E. A. L. (1960). *Pile Driving Analysis by the Wave Equation*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 127, part I, pp. 1145-1193.
- Stevens, R.; Wiltsie, A.; Turton, T. H. (1982). *Evaluating Pile Drivability for Hard Clay, Very Dense Sand and Rock*. Proc. 14th OTC, Houston, Texas, vol.1, pp.465-481.
- Toolan, F. E.; Fox D. A. (1977). *Geotechnical Planning for Pile Foundation for Offshore Platforms*. Proc. ICE, Part 1, vol.1, pp. 221-243, Londres.
- US Army Corps of Engineers (2005). *Design of Pile Foundations*, University Press of the Pacific, Honolulu, Hawaii, 200 p.
- Velloso, P. P. C. (1981). *Estacas Escavadas: Aspectos Geotécnicos de Projeto*. Anais do Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas. Clube de Engenharia, Rio de Janeiro.
- Vrouwenvelder, A. (1992). *Effects of Inspection on the Reliability of Foundation Piles*. Proc. Application of Stress Wave Theory to Piles, Rotterdam, pp. 657-663.
- Zhang, L.; Tang, W. H.; Zhang, L.; Zheng, J. (2004). *Reducing Uncertainty of Prediction from Empirical Correlations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol.130, no.5, pp. 526-534.