



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Fernando de Paula Vieira

**Critério estatístico para obtenção de valores de N_{SPT} para previsão da
capacidade de carga de estacas por métodos semi – empíricos**

Rio de Janeiro

2015

Fernando de Paula Vieira

**Critério estatístico para obtenção de valores de N_{SPT} para previsão da
capacidade de carga de estacas por métodos semi – empíricos**



ada, como
enção do título
ma de Pós-
aria Civil, da
o do Rio de
concentração:

Orientadores: Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco
Prof^a. Dr^a. Bernadete Ragoni Danziger

Rio de Janeiro
2015

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

V657 Vieira, Fernando de Paula.
Critério estatístico para obtenção de valores de N_{spt} para
previsão da capacidade de carga de estacas por método
semi-empíricos / Fernando de Paula Vieira. - 2015.
129 f.

Orientadores: Marcus Peigas Pacheco, Bernadete
Ragoni Danziger.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio
de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Geotecnia – Dissertações. 3.
Estacaria (Engenharia civil) -- Dissertações I. Pacheco,
Marcus Peigas. II. Danziger, Bernadete Ragoni. III.
Universidade do Estado do Rio de Janeiro. VI. Título.

CDU 628.13

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial
desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Fernando de Paula Vieira

Critério estatístico para obtenção de valores N_{SPT} para previsão de capacidade de carga de estacas por métodos semi-empíricos.

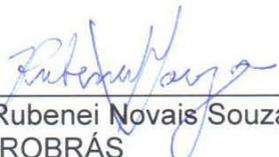
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

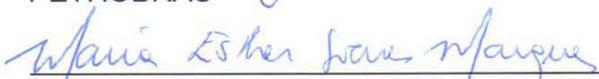
Aprovado em: 11 de fevereiro de 2015.

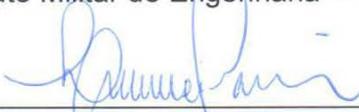
Banca Examinadora:


Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D (UERJ) – Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ


Profª Dra. Bernadete Ragoni Danziger, D.Sc (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ


Dr. Rubenei Novais Souza, D.Sc
PETROBRÁS


Profª Maria Esther Soares Marques, D.Sc
Instituto Militar de Engenharia – IME


Prof. Luiz Antonio Vieira Carneiro, D.Sc
Instituto Militar de Engenharia – IME

Rio de Janeiro

2015

DEDICATÓRIA

A Deus. Aos meus pais, pelos ensinamentos transmitidos e pelo carinho incondicional, à minha esposa, meu amor e minha companheira, e aos meus amados filhos: Gabriela, Gustavo e Guilherme, razões da minha existência.

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof. Doutor Marcus Pacheco e Prof^a. Doutora Bernadete Danziger pela ajuda e amizade dispensadas para o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os professores, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante o curso de mestrado.

Ao Professor Doutor André Pacheco de Assis pela atenção prontamente dispensada quando da solicitação de referência bibliográfica.

Ao Engenheiro Rubenei Novais Souza pela disponibilização da base de dados necessária ao desenvolvimento do trabalho.

Aos meus colegas de mestrado, pelo convívio sempre positivo.

À secretaria do PGECIV da UERJ.

O único lugar onde o sucesso vem antes do trabalho é no dicionário.

Albert Einstein

RESUMO

VIEIRA, Fernando de Paula. *Critério estatístico para obtenção de valores de N_{SPT} para previsão da capacidade de carga de estacas por métodos semi – empíricos*. 2015. 129f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

Uma das tarefas mais desafiadoras do engenheiro na área da Geotecnia é a escolha dos valores de parâmetros geotécnicos obtidos de ensaios de campo ou laboratório e que serão utilizados nos modelos analíticos ou numéricos na fase de projeto de fundações. Diante das incertezas inerentes aos ensaios de SPT e da heterogeneidade de abordagens para a utilização dos valores de N_{SPT} , é proposta neste estudo, a aplicação de um critério estatístico para obtenção de valores de N_{SPT} , a partir da construção de intervalos de confiança de 95% de probabilidade em torno da reta ajustada de regressão linear simples entre a variável aleatória N_{SPT} e a profundidade. Os valores obtidos de N_{SPT} pelo critério aplicado foram utilizados na previsão da capacidade de carga de 19 estacas isoladas a partir da utilização de três métodos semi-empíricos: Aoki-Velloso (1975) com coeficientes alterados por Monteiro (1997), Décourt & Quaresma (1978) alterado pelo método de Décourt (1996) e Método de Alonso (1996). As cargas de ruptura dessas 19 estacas ensaiadas através de Provas de Carga Estática foram obtidas pelos métodos de extrapolação de Van Der Veen (1953) e Décourt (1996) e serviram para comparação e consequente validação do critério estatístico. Adicionalmente, com fulcro no item 6.2.1.2.1 da ABNT NBR 6122:2010 – Resistência calculada por método semi-empírico, foram avaliados os fatores de segurança em relação às cargas de projeto, inclusive, também se utilizando da premissa de reconhecimento de regiões representativas, levando em conta o número de ensaios de SPT executados, fato que promove uma diminuição da incerteza dos parâmetros, apontando a um menor fator de segurança. A dissertação enfatiza as vantagens de um adequado tratamento estatístico dos parâmetros geotécnicos, a exemplo da recomendação já existente nas normas internacionais como Eurocódigo e outras. O critério construído permite e encoraja análises e decisões racionais no universo das partes interessadas – consumidores, projetistas, fiscais de obras, contratantes e comunidade científica – promovendo as discussões de forma mais objetiva e harmoniosa sobre o tema.

Palavras-chave: Incerteza Geotécnica; Tratamento Estatístico; Ensaio SPT; Variabilidade do N_{SPT} ; Capacidade de Carga de Estacas; Eurocódigo.

ABSTRACT

VIEIRA, Fernando de Paula. *Statistical criteria to evaluate N_{SPT} data to predict the load bearing capacity of pile by semi-empiric methods*. 2015. 129f. M.Sc. Dissertation – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

One of the most challenging aspects of geotechnical engineering is the selection of soil parameters from field and / or laboratory tests to be used in analytical or numerical models for foundation design. Due to known uncertainties in SPT tests and wide availability of criteria for N_{SPT} interpretation, a proposed procedure is presented based on 95% confidence limits around a trend line defined by simple linear regression analysis expressing the variation of N_{SPT} with depth. The N_{SPT} values obtained by the proposed approach have been used to estimate the pile ultimate capacity of 19 isolated continuous flight auger piles using different semi-empirical methods, such as Aoki and Velloso (1975) with modified coefficients as proposed by Monteiro (1997), Décourt and Quaresma (1978) modified by Décourt (1996) and Alonso (1996). Static load tests of the same 19 piles have been extrapolated by Van Der Veen (1953) and Décourt (1996) methods, as an aid for comparison and validation of the statistical criterion. Additionally, were made with the fulcrum in item 6.2.1.2.1 of ABNT NBR 6122: 2010 - Resistance calculated by semi-empirical method, evaluations of safety factors in relation to load project, also including the premise of recognizing representative regions and taking into account the number of SPT tests, a fact that provides the decreased uncertainty of the parameters, indicating a lower FS. The dissertation emphasizes the advantages of an adequate statistical treatment of the geotechnical data, similar to what is recommended by the Eurocode. Such approach allows and encourages a more rational decision including all interested parties - consumers, designers, inspectors, contractors and scientific community – providing more objective and harmonious discussions on this subject.

Keywords: Geotechnical Parameter Uncertainty; Statistical Approach; Standard Penetration Test; Variability of N_{SPT} ; Load Bearing capacity of Piles; Eurocode.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Investigação do solo baseada em risco (adaptado de Lacasse e Nadim, 1998)	25
Figura 2 – Coeficientes de variação de parâmetros geotécnicos (Ribeiro, 2008)	27
Figura 3 – Análise descritiva e inferência estatística visando a modelagem probabilística de uma variável randômica. (adaptado de Lacasse et al., 2007)	29
Figura 4 – Níveis de rigor dos métodos de análise de confiabilidade (adaptado de Teixeira et al., 2012).....	30
Figura 5 – Metodologia e incertezas consideradas no projeto de estacas baseado em confiabilidade, (Teixeira et al., 2012, apud Honjo et al., 2010).....	31
Figura 6 – Equipamentos do SPT (www.forumdaconstrucao.com.br, 2014).....	33
Figura 7 – Etapas na execução de sondagem a percussão: a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem e b) ensaio de penetração dinâmica. (Velloso e Lopes, 1996).....	35
Figura 8 – Ensaio penetrométrico (Cintra et al., 2013).....	35
Figura 9 – Resultado típico de ensaios SPT em um único local de projeto (Schnaid e Odebrecht, 2012).	39
Figura 10 – Ajuste de distribuição Normal aos dados de N_{SPT} . (adaptado de Baecher e Christian, 2003)	40
Figura 11 – Caracterização de parâmetros geotécnicos (adaptado de Bond e Harris, 2008).....	41
Figura 12 – Mesmo fator de segurança global e diferentes probabilidades de ruína (adaptado Aoki, 2009).....	43
Figura 13 – Ilustração de variável randômica, onde cada elemento do espaço amostral Ω , corresponde a um valor real x_i da variável aleatória.	46
Figura 14 – Correção de distribuições de resistência do solo durante a cravação da estaca (Cabral, 2008).....	47
Figura 15 – Seleção mais racional da distribuição de probabilidades (adaptado de Assis et al., 2002).....	50
Figura 16 - Probabilidades de ocorrência - Distribuição Normal padrão.	52
Figura 17 – Forma da distribuição Lognormal (Ribeiro, 2008).	53

Figura 18 – Gráficos de t de Student para diferentes graus de liberdade (Viali, 2000).	54
Figura 19 – Linha de Regressão (Naghetini e Pinto, 2007).....	57
Figura 20 – Hipóteses de linearidade, normalidade e homocedasticidade do modelo de regressão linear (Neghettini e Pinto, 2007).	58
Figura 21 – Exemplo de construção de intervalos de confiança em modelos de regressão linear (adaptado de Montgomery e Runger, 2003).....	60
Figura 22 – Distribuições preditivas das pressões máximas médias e pontuais de pré-adensamento, a 30 metros de profundidade (adaptado de Baecher e Christian, 2003).....	61
Figura 23 – Construção de intervalos de confiança a partir da regressão de valores de σ e τ (adaptado de Pohl, 2011).	62
Figura 24 – Distribuição do parâmetro de resistência de um terreno (Alves, 2013)..	64
Figura 25 – Dispersão de resultados na escolha de valores característicos de N_{SPT} (linhas de cor cinza) por engenheiros (adaptado de Bond e Harris, 2008).	65
Figura 26 – Resposta da análise estatística de N_{SPT} (adaptado de Bond e Harris, 2008).	66
Figura 27 – Sequenciamento de atividades para execução da estaca hélice (Alonso, 2012).	69
Figura 28 – Estacas e cargas admissíveis (Alonso, 2012).....	71
Figura 29 – Método de Van Der Veen, 1953 (adaptado de Pacheco, 2008).....	80
Figura 30 – Método de Décourt, 1996 (adaptado de Pacheco, 2008).....	81
Figura 31 – Croqui meramente esquemático da área do estaqueamento, dividida em 6 regiões conforme numeração. Corte AA – vide Figura 33. (Pacheco, 2008).	87
Figura 32 – Mapa geológico da grande região com identificação do estaqueamento (adaptado de Melo, 2006).	88
Figura 33 – Perfil geotécnico esquemático da área do estaqueamento, corte AA da Figura 31 (Pacheco, 2008).....	89
Figura 34 – Passo a passo da metodologia proposta.	96
Figura 35 – Exemplo de perfil de sondagem de uma região do estaqueamento.....	96
Figura 36 – Resultados dos cálculos em Excel para a construção da Regressão Linear dos valores de N_{SPT} em profundidade “z”, para a região exemplo 2316.	97
Figura 37 – Cálculos e Gráfico com a curva inferior na cor verde ($Y_{MED INF}$) dos valores de N_{SPT} obtidos conforme aplicação do critério estatístico.	99

Figura 38 – Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 32323, conforme critério estatístico aplicado.	99
Figura 39 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 2316, conforme critério estatístico aplicado.	100
Figura 40 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 2222, conforme critério estatístico aplicado.	100
Figura 41 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 2315, conforme critério estatístico aplicado.	101
Figura 42 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 2313, conforme critério estatístico aplicado.	102
Figura 43 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 22311, conforme critério estatístico aplicado.	102
Figura 44 – Regressões dos valores médios de N_{SPT} por profundidade e por região.	103
Figura 45 – Capacidade de carga com N_{SPT} original de projeto versus a estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Aoki-Velloso.	107
Figura 46 - Capacidade de carga com N_{SPT} original de projeto versus a estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Décourt & Quaresma.	108
Figura 47 - Capacidade de carga com N_{SPT} original de projeto versus a estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Alonso.	108
Figura 48 – Carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Aoki-Velloso.	109
Figura 49 - Carga de ruptura extrapolada por Décourt (Rigidez) versus a capacidade de carga de estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Aoki-Velloso.	110
Figura 50 - Carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Décourt & Quaresma.	110
Figura 51 - Carga de ruptura extrapolada por Décourt (Rigidez) versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Décourt & Quaresma.	111
Figura 52 - Carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Alonso.	111
Figura 53 - Carga de ruptura extrapolada por Décourt (Rigidez) versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Alonso.	112
Figura 54 – Gráfico de barras onde se pode observar os FSg por método de estimativa de capacidade de carga, por estaca e por região.	116

Figura 55 – Fator de Segurança das 19 estacas ensaiadas, considerando o número de sondagens realizadas por região representativa..... 119

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo dos fatores associados ao equipamento e procedimentos e sua influência no N_{SPT} (adaptação de Carvalho, 2012).....	37
Tabela 2 – Melhores funções de densidade de probabilidades ajustadas. (adaptado de Baecher e Christian, 2003),.....	50
Tabela 3 – Valores de F_1 e F_2 (Monteiro, 1997)	74
Tabela 4 – Valores de k e $k.\alpha$ (Monteiro, 1997)	74
Tabela 5 – Valores de C (Décourt & Quaresma, 1978).....	76
Tabela 6 – Valores de α e β (Nienov, 2006, adaptado de Décourt et al., 1996).....	76
Tabela 7 – Valores de ξ_1 e ξ_2 (ABNT NBR 6122:2010).....	84
Tabela 8 – Resumo, por região, das sondagens, provas de carga e sondagem representativa da prova de carga.....	87
Tabela 9 – Resultados das provas de carga por região (Pacheco, 2008).....	93
Tabela 10 – Valores de N_{SPT} ($N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$) obtidos pela construção de IC de 95% em torno dos valores da reta média de regressão, isto é, em torno de $E(N_{SPT} z)$	104
Tabela 11 – Valores de N_{SPT} ($N_{SPT\ RL\ MED}$) ajustados pela reta de regressão linear.	105
Tabela 12 – Valores de capacidade de carga estimada pelos três métodos semi-empíricos das 19 estacas onde foram realizadas as provas de carga.....	106
Tabela 13 – Indicador de Comparabilidade.....	107
Tabela 14 – Resultado da comparação entre capacidades de carga.....	113
Tabela 15 – Valores de FS_g para as cargas estimadas pelo $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$ em relação às cargas de projeto.....	114
Tabela 16 – Valores de $R_{c,cal}$ e $R_{c,k}$ conforme equação 26, à luz da aplicação da ABNT NBR 6122:2010.	117
Tabela 17 - Fatores de Segurança observando o item 6.2.1.2.1 da NBR 6122:2010	118

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

API	American Petroleum Institute
CPT	Cone Penetration Test
EUA	Estados Unidos das Américas
GPM	Grupo de pesquisas minerais
IFRN	Instituto Federal do Rio Grande do Norte
ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Foundation
IRTP	International Reference Test Procedure
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MMQ	Método dos Mínimos Quadrados
ABNT NBR	Norma Técnica Brasileira
PC	Prova de Carga
PGECIV	Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil
PR	Estado do Paraná
RS	Estado do Rio Grande do Sul
SP	Sondagem à percussão
SPT	Standard Penetration Test
SPT-T	Standard Penetration Test com medida de torque
UERJ	Univerisdade do Estado do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Evento aleatório
A_b	Área da base da estaca
A_d	Ações em valores de projeto
A_k	Ações características
a	Parâmetro da reta de regressão do método de Van Der Veen
α	Probabilidade ou grau de confiança
α	Índice dependente do tipo de solo (Método de Aoki-Velloso)
α	Parâmetro da Regressão Linear
α	Fator por tipo de estaca e de solo do Método de Décourt&Quaresma
b	Parâmetro da reta de regressão do método de Van Der Veen
β	Parâmetro da Regressão Linear
β	Fator por tipo de estaca e de solo do Método de Décourt&Quaresma
c'	Coesão efetiva
C	Coeficiente característico de tipo de solo - Método de Décourt&Quaresma
COV	Coeficiente de Variação
D	Diâmetro do fuste
DP	Desvio padrão
dx	Elemento infinitesimal
Δl	Espessura da camada de solo
e	Número de Euler (neperiano)
e	Termo erro ou resíduo da Regressão Linear
$E(X)$	Valor esperado de uma variável aleatória
$E(Y X)$	Valor esperado de Y para um dado X
ξ_1, ξ_2	Fatores de minoração da resistência
F	Evento aleatório
F_1	Fator de correção do Método de Aoki-Velloso
F_2	Fator de correção do Método de Aoki - Velloso
$F(X)$	Função distribuição de probabilidade ou cumulativa
fdp	Função densidade de probabilidade

FS	Fator de segurança
FS _g	Fator de segurança global
IC	Intervalo de confiança
k	Índice dependente do tipo de solo (Método de Aoki-Velloso)
ln	Logaritmo neperiano
L	Comprimento da estaca
n	Número de observações de uma amostra
N	Número de eventos possíveis
N	Índice de resistência à penetração do SPT, número de golpes do SPT
N _i	Número de eventos ocorridos
N _p	Números de golpes do SPT na zona de ponta da estaca
N _l	Números de golpes do SPT ao longo do fuste da estaca
N _{SPT}	Índice de resistência à penetração do SPT, número de golpes do SPT
\hat{N}_{SPT}	N _{SPT} ajustado pela reta de regressão
N _{SPT 95% MED}	N _{SPT} obtido a partir do critério estatístico de construção de IC
N _{SPT RL MED}	N _{SPT} ajustado pela reta de regressão
N _{SPT ORIG}	N _{SPT} originais das sondagens de projeto
N ₆₀	N _{SPT} com eficiência de 60%, considerado o padrão americano
N(μ, σ)	Distribuição Normal com média μ e desvio padrão σ
MSE	Mean square error
p	Probabilidade
P	Carga aplicada no topo da estaca
p _f	Probabilidade de ruína
PDF	Probability density function
PL	Parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste da estaca
PP	Parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca
PR	Carga de Ruptura
Q	Carga
Q _{max}	Carga máxima atingida na prova de carga
Q _{proj}	Carga de projeto
Q _t , Q _T	Capacidade de Carga
R	Capacidade de carga
R _{adm}	Carga admissível em estacas
(R _{c,cal}) _{med}	R _{c,k} calculada com base em valores médios dos parâmetros

$(R_{c,cal})_{min}$	$R_{c,k}$ calculada com base em valores mínimos dos parâmetros
$R_{c,k}$	Resistência característica
R_d	Carga resistente de projeto
R_k	Valor característico da capacidade de carga
R_{med}	Valor médio da capacidade de carga
R_{ult}	Carga de ruptura última
r_l	Tensão média de adesão entre a estaca e o solo, no trecho Δ_l
r_p	Tensão média de capacidade de carga na cota de apoio da estaca
Rig	Rigidez definida no Método de Décourt (1978)
ρ	Recalque medido
S	Área da ponta da estaca
s	Desvio Padrão
s^2	Variância amostral
\bar{x}	Média aritmética amostral
x_i	Valores individuais das observações de uma amostra
X	Variável Aleatória
X_k	Valor característico de acordo com o Eurocódigo 7 (2007)
\int	Integral
Σ	Somatório
δ	Escala de Flutuação
v	Graus de liberdade
σ^2	Variância populacional
σ	Desvio padrão populacional
σ'	Tensão normal efetiva
Γ	Função Gama
$\Phi(z)$	Valor tabelado de Z para a distribuição normal padrão
Φ	Diâmetro da estaca
$tg\phi, tg\phi'$	Tangente do ângulo de atrito, e do ângulo de atrito efetivo
μ	Média populacional de um fenômeno aleatório
Y_m, Y_f	Fatores de segurança parciais
Ω	Espaço amostral
T	Torque
T	Variável aleatória

t	Fator tabelado da distribuição t de Student
τ	Tensão cisalhante de ruptura
U	Perímetro do fuste da estaca
$V(X)$	Variância populacional
Y	Variável aleatória
\hat{y}	Valor estimado pela reta de regressão.
$Z(X)$	Função Real
z	Profundidade
Z	Variável aleatória

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	20
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
1.1 Investigação, caracterização e incertezas do subsolo.....	24
1.2 <i>Standard Penetration Test</i> (SPT) e variabilidade do N_{SPT}	32
1.2.1 Equipamentos, procedimentos de perfuração e amostragem.....	32
1.2.2 Dos resultados de N_{SPT} e dos fatores que os modificam	36
1.2.3 Da dispersão dos resultados da variável N_{SPT}	38
2 NOÇÕES DE PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA. FERRAMENTAS ESTATÍSTICAS E APLICAÇÕES ESPECÍFICAS	41
2.1 Conceitos básicos de Estatística	43
2.2 Conceitos básicos de Probabilidade.....	45
2.3 Ferramentas Estatísticas	54
2.4 Definições e procedimentos do Eurocódigo 7 (2007) na caracterização do subsolo.....	62
3. ALGUNS ASPECTOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA. CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	68
3.1 Definições e Estacas Hélice Contínua.....	68
3.2 Capacidade de carga de estacas e Métodos semi-empíricos.....	70
3.2.1 Método de Aoki-Velloso, com coeficientes alterados por Monteiro.....	73
3.2.2 Método de Décourt & Quaresma (1978), modificado por Décourt et al. (1996): 75	
3.2.3 Método de Alonso (1996):	77
3.3 Capacidade de Carga e Provas de Carga	78
3.4 Capacidade de carga de estacas sob a ótica da ABNT NBR 6122:2010	82
3.5 Outros aspectos da ABNT NBR 6122:2010.....	83
4 CASO ESTUDADO.....	86

4.1	Objeto e local de estudo	86
4.2	Da construção do critério estatístico. Premissas, considerações e metodologia 90	
4.2.1	Premissas e considerações	90
4.2.2	Construção da Metodologia	96
5	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	104
5.1	Valores de N_{SPT}	104
5.2	Valores das estimativas de capacidade de carga de estacas isoladas	105
5.3	Comparação entre a capacidade de carga estimada utilizando $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$ e a capacidade de carga estimada original, por ocasião do projeto, utilizando-se N_{SPT} ORIG 106	
5.4	Comparação entre a capacidade de carga estimada utilizando $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$ e a carga de ruptura extrapolada	109
5.5	Avaliação de Fatores de Segurança Globais.....	114
5.6	Item 6.2.1.2.1 da ABNT NBR 6122:2010 – Resistência calculada por métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo em regiões representativas do terreno.....	116
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	120
6.1	Conclusões.....	120
6.2	Sugestões para Futuras Pesquisas	122
	REFERÊNCIAS.....	123

INTRODUÇÃO

A análise de confiabilidade na engenharia geotécnica, ao utilizar abordagens probabilísticas e informações da estatística, permite quantificar, em última análise, o risco de insucesso ou, de certa forma, a segurança da obra em questão. Esse enfoque de análise, que nos últimos anos vem ganhando espaço no exterior e no Brasil, necessariamente nesta ordem, permite ao profissional tomar decisões mais racionais em termos dos riscos associados, sendo uma de suas tarefas mais importantes a escolha dos valores de parâmetros geotécnicos obtidos de ensaios de campo e laboratório que serão utilizados nos modelos e cálculos na fase de projeto.

Incertezas de diversas sortes, como a inerente ao próprio solo, devido à heterogeneidade de sua formação, bem como aquelas derivadas de equipamentos, processos e erros humanos na execução de ensaios de campo e laboratório, vêm acarretar a enorme variabilidade que se encontra nos valores dos parâmetros geotécnicos de interesse, até mesmo em regiões com características geológico-geotécnicas homogêneas, levando os profissionais a utilizarem diversos critérios na necessária tomada de decisão de quantificar racionalmente o parâmetro de projeto, desde o uso da *expertise* pelo conhecimento prévio da região e do problema específico, passando pelo uso de tabelas com “valores ou critérios consagrados” com base na literatura especializada, até a utilização de ferramentas estatísticas simples e modelos probabilísticos mais rebuscados.

O parâmetro de resistência N_{SPT} obtido do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT), apesar da grande importância na Geotecnia brasileira, ainda apresenta uma grande variabilidade de seus resultados, sendo inclusive objeto de correções, normatizações e estudos no meio geotécnico, no sentido de uniformização e consequente diminuição das incertezas associadas aos resultados do ensaio, tanto na fase de execução, como sobretudo na fase de apresentação, tratamento e utilização dos parâmetros obtidos, pelos próprios profissionais.

Diante da heterogeneidade de abordagens para a utilização dos valores de N_{SPT} em projetos geotécnicos, e visando a uma tomada de decisão do engenheiro de forma mais racional, onde as partes envolvidas de interesse - consumidores,

projetistas, fiscais de obras, executores e comunidade científica – possam discutir em bases harmoniosas e mais objetivas, é proposta neste estudo a aplicação de um critério estatístico para obtenção de valores de N_{SPT} a partir de um conjunto de informações de ensaios de campo.

Motivação e Objetivos

No contexto de mitigação de incertezas, a presente dissertação, resultado de discussões durante a cadeira de Métodos Probabilísticos do PGECIV da UERJ, procura obter, de forma cautelosa, valores do parâmetro geotécnico - N_{SPT} (Resistência à Penetração obtida do ensaio SPT), a partir de um critério estatístico que usa a construção de intervalos de confiança de 95% de probabilidade em torno da reta ajustada da regressão linear simples entre a variável aleatória N_{SPT} e a profundidade.

A disponibilidade da base de dados – sondagens e resultados de 19 provas de carga estática - de um extenso estaqueamento em estacas hélice contínua, realizado na região de Araucária – PR, possibilitou a construção do critério de estimativa do N_{SPT} para seis regiões geotecnicamente representativas que, juntas, compõem a área do referido estaqueamento.

Os valores obtidos de N_{SPT} foram utilizados na previsão da capacidade de carga de 19 estacas isoladas a partir da utilização de três métodos semi-empíricos: Aoki-Velloso (1975) com coeficientes alterados por Monteiro (1997), Décourt & Quaresma (1978) alterado pelo método de Décourt (1996) e Método de Alonso (1996). As cargas de ruptura dessas 19 estacas, submetidas às provas de carga estática, disponíveis na base de dados da obra, foram obtidas por métodos de extrapolação das curvas carga-recalque (Van Der Veen e Décourt), e serviram para comparação e consequente validação do critério.

Adicionalmente, foram efetuadas, com fulcro no item 6.2.1.2.1 da ABNT NBR 6122:2010 – Resistência calculada por método semi-empírico, avaliações dos fatores de segurança em relação às cargas de projeto, inclusive, se utilizando da premissa de reconhecimento de regiões representativas, ao levar em conta o

número de ensaios de SPT executados, fato que promove uma diminuição da incerteza dos parâmetros, apontando a um menor fator de segurança (FS) necessário.

Em síntese, o critério demonstrou ser adequado, guardadas as ressalvas e limitações do método, e com a certeza de que o estudo contribuiu para o tratamento e controle das incertezas ora relatadas no tocante às melhores escolhas dos parâmetros geotécnicos, somando-se às alternativas das análises racionais e de confiabilidade de problemas geotécnicos, já obrigatórias nas normas internacionais como Eurocódigo, LRFD – Load and Resistance Factor Design (EUA) e outras.

Descrição dos capítulos

No capítulo 1 foi feita uma revisão sobre as investigações geotécnicas e as incertezas do subsolo, enfocando os parâmetros geotécnicos enquanto variáveis aleatórias, com destaque para o ensaio SPT, suas fontes de incerteza e a consequente variabilidade do N_{SPT} .

Noções de Probabilidade e Estatística, bem como suas aplicações na Geotecnia, foram apresentadas na sequência, no capítulo 2, com a finalidade de esclarecer a metodologia de construção de Intervalos de Confiança a partir de modelos de Regressão Linear, inclusive reportando sobre a utilização de metodologia semelhante por engenheiros de projetos sob à égide das normas do Eurocódigo.

O capítulo 3 aborda aspectos de fundações profundas, especificamente a estaca Hélice Contínua, e apresenta os conceitos de capacidade de carga e os métodos semi-empíricos de previsão: Aoki-Velloso (1975) com coeficientes alterados por Monteiro (1997), Décourt & Quaresma (1978) alterado pelo método de Décourt (1996) e Método de Alonso (1996). Itens da ABNT NBR 6122:2010, como regiões representativas do terreno, método de valores admissíveis, método de valores de projeto e resistência calculada por método semi-empírico, também foram abordados.

Em seguida, no capítulo 4, foi feita a descrição da obra de estaqueamento tipo hélice contínua, inclusive com a caracterização geotécnica-geológica da área,

que foi dividida em seis regiões representativas com padrões similares. Os dados das sondagens existentes foram tabulados por região para a utilização da planilha de cálculo Excel, onde foi realizado todo o fluxograma de ações, isto é, todos os cálculos e manipulações de dados necessários à construção da metodologia. As premissas e considerações acerca da construção e aplicação da metodologia de obtenção de valores de N_{SPT} , pelo uso da ferramenta estatística, também são objeto do presente capítulo.

O capítulo 5 apresenta os resultados das estimativas de capacidade de carga de 19 estacas, a partir dos três métodos semi-empíricos selecionados e utilizando os parâmetros do N_{SPT} obtidos pelo critério estatístico proposto. As informações por região sobre as capacidades de carga por ocasião do projeto original, a execução das provas de carga estática e as respectivas cargas de ruptura, obtidas por extrapolação pelos métodos de Van Der Veen e Décourt (Rigidez), possibilitaram diversas comparações com os valores estimados, tornando-se uma avaliação de ajuste para o critério proposto no presente estudo. Avaliações em termos dos Fatores de Segurança também foram realizadas.

O capítulo 6 contém as principais conclusões e propostas para novos estudos ou desdobramentos referentes ao tema. Após a apresentação dos capítulos seguem as Referências Bibliográficas.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Investigação, caracterização e incertezas do subsolo

A investigação do subsolo com a determinação de suas características tem extrema importância para a concepção do projeto geotécnico e para a escolha da melhor, ou possível, forma de execução, além de prover o projetista dos parâmetros necessários para a busca dos requisitos de segurança e economia. Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), no Brasil, o custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento normalmente varia entre 0,2% e 0,5% do custo total das obras convencionais, podendo ser mais elevado em obras especiais ou em condições adversas de subsolo.

Lacasse e Nadim (1998) apontam que a investigação do subsolo, realizada da forma que se planeja, já representa uma forma de decisão de projeto baseado em risco e que, em geral, o esforço aplicado na caracterização do solo é função do nível de risco que envolve o projeto. A Figura 1 apresenta abordagens distintas de investigações do subsolo em função do risco do projeto associado, bem como traz uma estimativa dos respectivos custos.

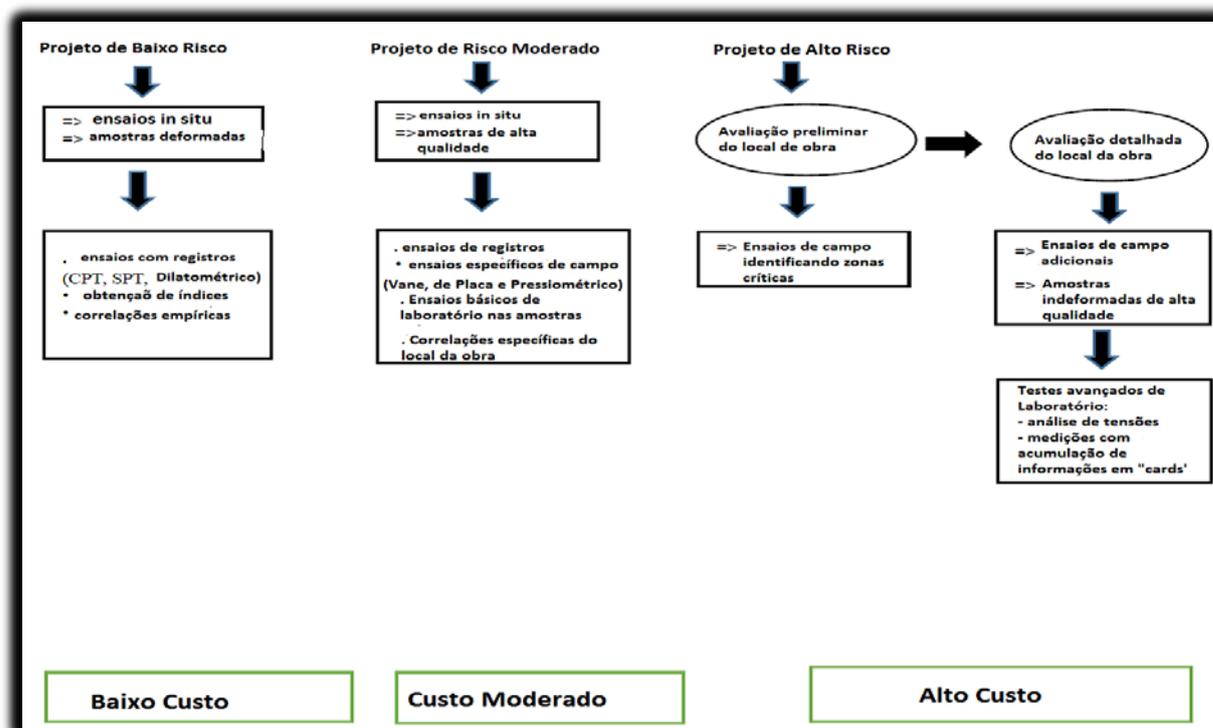


Figura 1 – Investigação do solo baseada em risco (adaptado de Lacasse e Nadim, 1998)

Cabe observar pela Figura 1, que o SPT, de extrema importância na Geotecnia Brasileira, aparece, na realidade dos autores noruegueses, como um ensaio de obras de baixo risco e baixo custo, bem diferente da realidade nacional, onde este ensaio, de amplo conhecimento e utilização pelos profissionais da engenharia civil, é utilizado em larga escala em projetos geotécnicos, sendo, por vezes, complementado pelo CPT (Cone Penetration Test).

Numa mesma linha de abordagem, Schnaid e Odebrecht (2012) adequadamente relatam que a abrangência da campanha de investigações dependerá das características do meio físico, da complexidade das obras e dos riscos envolvidos, fatores que muitas vezes são sintetizados em orientações e estudos que visam categorizar os programas de investigação geotécnica.

Baecher e Christian (2003) admitem que, de forma ideal, se busca o completo conhecimento das condições geotécnicas do subsolo, mas na realidade, com os recursos sendo limitados, os custos com as investigações devem ser proporcionais ao escopo do projeto e também às potenciais consequências em usar informações imperfeitas na tomada de decisões. Os autores apontam quatro aspectos que devem ser pesquisados durante investigações de sítios geotécnicos de interesse: a geologia dos depósitos e das formações com as definições de localização e espessuras, o material componente das formações geotécnicas, as propriedades de engenharia dos materiais existentes e o nível d'água com suas flutuações.

Lima (1979) ressalta a importância da fase de planejamento numa investigação do subsolo, detalhando alguns fatores como tipo de estrutura e problemas específicos, condições geológicas da área e características do local a investigar. Para a autora, uma investigação pode ser dividida entre as etapas de reconhecimento, projeto básico, projeto executivo e construção, ressaltando que, dependendo do vulto da obra e das condições peculiares, algumas etapas podem ser dispensadas.

Schnaid e Odebrecht (2012) reproduzem em sua obra tabelas com fatores de segurança propostos por Vesic (1975) e Wright (1969), demonstrando que as

incertezas em um projeto geotécnico serão tão menores quanto maior for a extensão do programa de investigação. Vesic (1975), por exemplo, aponta para a utilização dos menores fatores de segurança para projetos com explorações do subsolo completas e também com pequena ocorrência das cargas máximas.

Esse enfoque, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), também pode ser observado na própria ABNT NBR 6122:2010 – Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações, que introduziu fatores de minoração da resistência característica de estacas calculada com base em métodos semi-empíricos. Por esta norma, conforme seu item 6.2.1.2.1, os fatores de minoração ξ_1 e ξ_2 decrescem enquanto o número de ensaios de campo por região representativa do terreno cresce, o que diminuiria, em tese, as incertezas do projeto.

A incerteza na caracterização do subsolo tem reflexo e pode ser observada na grande variabilidade, em termos quantitativos, de diversos parâmetros geotécnicos relevantes à concepção do projeto e à execução da obra.

Assis et al. (2002) destacam que, na área da Geotecnia, as propriedades dos materiais do solo e da rocha são inerentemente variáveis, já que depósitos naturais são caracterizados por camadas irregulares de vários tipos de materiais, com diversas faixas de densidades, oriundos de misturas diversas e possuidores de outras propriedades que afetam a resistência, deformabilidade e permeabilidade do depósito.

Nessa linha, Jones et al. (2002) enfocam que a variabilidade das propriedades físicas do solo aparece de ponto para ponto, e que pode existir até mesmo numa unidade de solo homogênea.

A variabilidade das propriedades do solo pode ser representada, resumidamente, pela combinação de dois componentes principais, o “randômico”, tratado como variabilidade inerente ao solo; e “de erro na mensuração”, podendo ser oriunda de laboratório ou do campo, e derivar de erro do equipamento, do operador e dos efeitos aleatórios intrínsecos aos próprios ensaios.

Jones et al. (2002) procuram subsidiar os pesquisadores com a compilação de tabelas e textos para a estimação da variabilidade de diversas propriedades

geotécnicas do solo, apresentando os dados de COV (Coeficiente de Variação), de intervalos de valores dos parâmetros e respectivas médias, tanto para as propriedades medidas em laboratório, como em campo.

Ribeiro (2008) publicou uma tabela, Figura 2, onde é possível consultar diversos valores máximos e mínimos de COV de parâmetros geotécnicos disponíveis na literatura. Segundo o autor, os dados elencados servem para a estimação das variâncias quando são apenas conhecidos os valores médios dos parâmetros.

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Referência
	Mínimo	Máximo	
Peso específico (γ)	3	7	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	2	13	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência não drenada (S_u)	13	40	Harr (1984), Kulhawy (1992), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Razão de resistência não drenada (S_u/σ'_v)	5	15	Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Índice de compressão (C_c)	10	37	Duncan (1999), Harr (1984), Kulhawy (1992)
Tensão de pré-adensamento (σ'_p)	10	35	Harr (1984), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Coeficiente de permeabilidade de argilas saturadas (k)	68	90	Duncan (1999), Harr (1984)
Coeficiente de permeabilidade de argilas não saturadas (k)	130	240	Harr (1984), Benson et al. (1999)
Coeficiente de adensamento vertical (cv)	33	68	Duncan (1999)
Número de golpes do SPT (N)	15	45	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT elétrico (q_c)	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência de ponta do CPT mecânico (q_c)	15	37	Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência do ensaio dilatométrico (q_{DMT})	5	15	Kulhawy (1992)
Resistência não drenada do ensaio de palheta (S_u)	10	20	Kulhawy (1992)
Peso específico de solos residuais (γ)	1,5	9,4	Guedes (1997)
Intercepto efetivo de coesão de solo residual gnaissico jovem (c')	13,4	18,4	Guedes (1997)
Tangente do ângulo de atrito efetivo de solos residuais ($tg\phi'$)	2,4	16,1	Guedes (1997)
Peso específico de argilas sedimentares (γ)	2	7	Guedes (1997)
Tangente do ângulo de atrito efetivo de argilas sedimentares ($tg\phi'$)	3	6	Guedes (1997)
Intercepto efetivo de coesão de argilas sedimentares (c')	8	14	Guedes (1997)
Peso específico de solo residual gnaissico jovem (γ)	1	4	Guedes (1997)

Figura 2 – Coeficientes de variação de parâmetros geotécnicos (Ribeiro, 2008)

Baecher e Christian (2003) dedicam um capítulo de seu livro aos conceitos e razões da variabilidade encontrada nos parâmetros geotécnicos, e também apresentam tabelas com inúmeras informações de COV de propriedades do solo, elaboradas por diversos pesquisadores do assunto.

Teixeira et al. (2012) abordam que as incertezas associadas ao estudo de uma estrutura geotécnica podem ser divididas em: i) físicas – inerentes aos materiais; ii) dos modelos – advêm das aproximações e abordagens teóricas; iii) estatísticas – associadas ao tamanho finito e flutuações nas amostras que se possui; iv) erros humanos; e v) variabilidade espacial. Como o conhecimento de todas essas incertezas para o local específico do projeto pode não estar disponível, a estimação da variabilidade dos parâmetros, muitas vezes, é realizada por intermédio de valores de COV observados em locais semelhantes ou advindos da experiência dos engenheiros.

Baecher e Christian (2003) separam as incertezas inerentes à engenharia geotécnica de acordo com suas fontes, com destaque para a variabilidade natural – associada a aleatoriedade inerente aos processos naturais, e a incerteza do “conhecimento” – atribuída à falta de dados, à falta de informações sobre eventos e processos ou à falta de capacidade em modelar o mundo real a partir das leis físicas existentes. Esta última também é descrita como “incerteza epistêmica”, subjetiva ou interna.

Lacasse et al. (2007) abordam que uma investigação quantitativa das variáveis geotécnicas depende de um conjunto de dados medidos que são limitados no tamanho e na qualidade. Então, afirmam os autores, há que se tratar esse conjunto de dados como amostras estatísticas, não se furtando de mencionar que são estimadores imperfeitos da população real dos parâmetros. A Figura 3 demonstra o fluxograma de uma análise descritiva e estatística visando a modelagem de uma variável randômica.

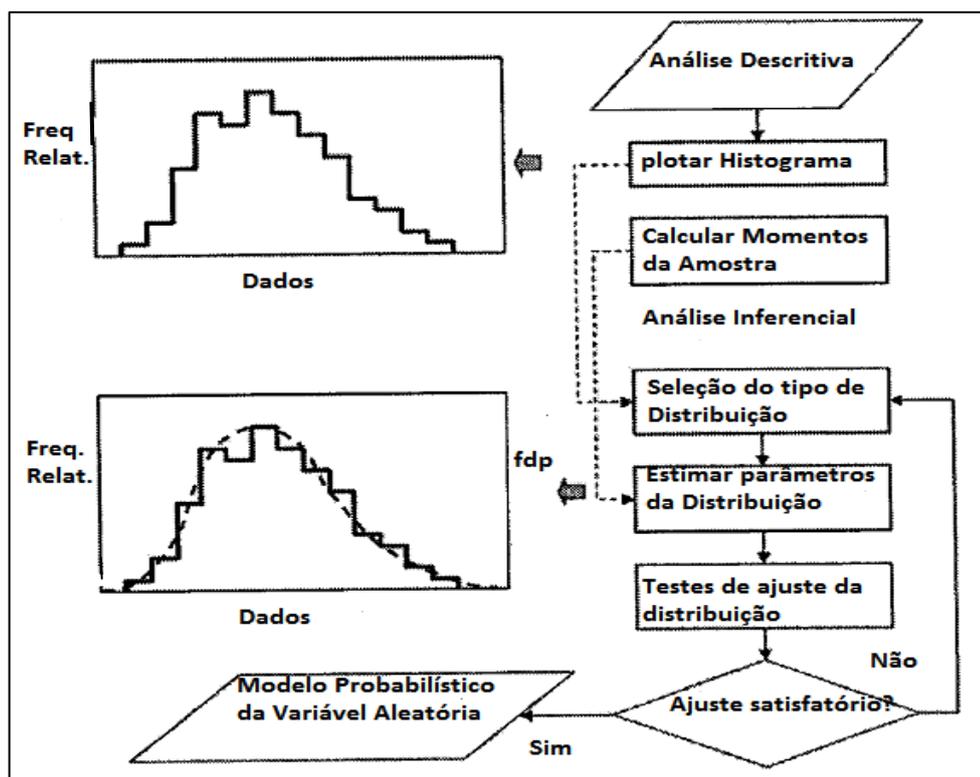


Figura 3 – Análise descritiva e inferência estatística visando a modelagem probabilística de uma variável randômica. (adaptado de Lacasse et al., 2007)

Neste contexto, o tratamento das diversas incertezas inerentes a um projeto geotécnico torna-se mandatório para se fazer uma avaliação racional do problema a ser resolvido, deparando o engenheiro geotécnico, cada vez mais, com a necessidade de efetuar as chamadas “Análises de Confiabilidade”.

As análises de confiabilidade, segundo Teixeira et al. (2012), estudam a probabilidade de ocorrer um determinado comportamento de uma estrutura geotécnica, com base no conhecimento das incertezas e aleatoriedades da geometria do problema, das propriedades constitutivas dos materiais e das ações. As vantagens são a quantificação da probabilidade de ocorrência e a obtenção de informação sobre os parâmetros que mais influenciam o comportamento em estudo, além de permitir o tratamento racional das incertezas do problema e, em consequência, ter melhor subsídio à tomada de decisão. Este autor apresenta na Figura 4 metodologias de abordagens com foco em confiabilidade, escalonada por cinco níveis, de zero a quatro, que traduzem a gradação do rigor aplicado à análise.

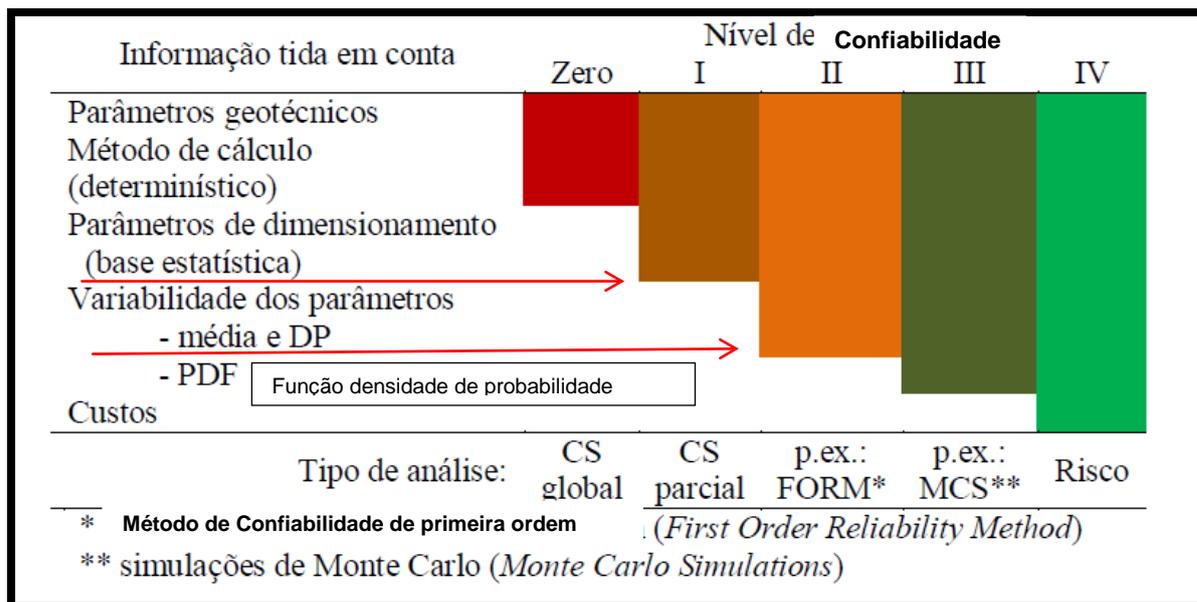


Figura 4 – Níveis de rigor dos métodos de análise de confiabilidade (adaptado de Teixeira et al., 2012)

O critério proposto nesta dissertação pode ser enquadrado numa análise de nível II, conforme a Figura 4, por modelar a variável aleatória N_{SPT} (obtenção da média e desvio padrão) após uma abordagem estatística dos dados disponíveis, e obter, após uma análise de regressão os valores para serem utilizados na estimativa de capacidade de carga por métodos semi-empíricos.

Segundo Ribeiro (2008), em análises geotécnicas, previsões de fatores de segurança são desenvolvidas com base em métodos determinísticos, que admitem como fixos e conhecidos os parâmetros do solo. O estudo da influência das incertezas sobre os cálculos determinísticos, com a possibilidade da quantificação do risco de insucesso associado a um projeto geotécnico, desenvolveu-se durante as últimas décadas com base nas teorias de probabilidade e estatística.

Assis et al. (2002) apontam que, mesmo na abordagem determinística, por se reconhecer que alguns parâmetros e carregamentos são variáveis, muitas vezes se faz uma análise de sensibilidade dos cálculos de projeto, variando tais parâmetros e carregamentos dentro de suas faixas de ocorrência, o que se conhece como análise paramétrica. No entanto, estas variações não consideram a frequência de ocorrência dos parâmetros e carregamentos. Para o estudo de problemas que possuam variabilidade em seus dados, os métodos estatísticos e probabilísticos aparecem

então como uma alternativa sistemática de incorporar a variabilidade de parâmetros e carregamentos no projeto, possibilitando, a partir daí, calcular o risco de falha ou a confiabilidade destas estruturas.

No trabalho de Teixeira et al. (2012), é possível identificar as fontes de incertezas de uma análise de confiabilidade aplicada ao dimensionamento de fundações por estacas conforme esquematizado na Figura 5. As incertezas, tratadas como variáveis aleatórias, foram caracterizadas pela média, DP (desvio padrão) e tipo de distribuição.

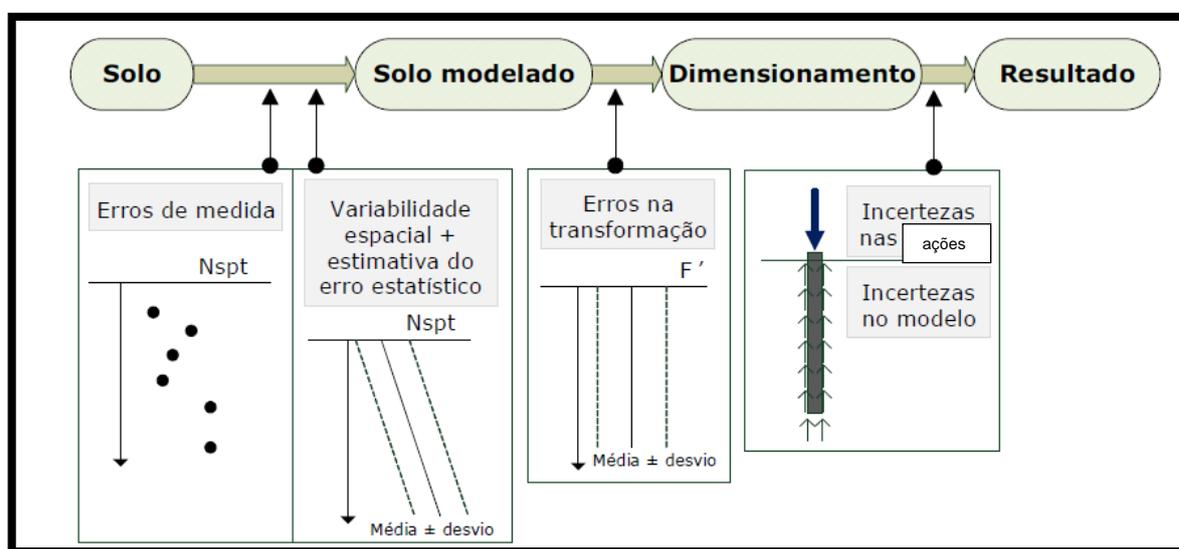


Figura 5 – Metodologia e incertezas consideradas no projeto de estacas baseado em confiabilidade, (Teixeira et al., 2012, apud Honjo et al., 2010).

Ribeiro (2008) destaca em seu trabalho métodos para a obtenção de valores estatísticos dos parâmetros do solo, selecionados como variáveis aleatórias, a serem usados em análises probabilísticas de estudos geotécnicos.

Finalmente, Pacheco (2013) assinala que como em qualquer outra atividade de engenharia, a quantificação do nível de segurança pelas abordagens clássicas, através de fatores de segurança, não leva em conta a incerteza da carga atuante e da resistência. Ao apresentar os conceitos de probabilidade e estatística aplicadas à Geotecnia, ressalta a importância da abordagem probabilística na determinação das variáveis aleatórias inerentes a um problema geotécnico, visando obter a

racionalidade necessária para a tomada de decisão baseada em risco. Dentre as metodologias apresentadas pelo autor, destaca-se aquela a ser utilizada no presente estudo, onde é utilizado um modelo de análise de regressão linear com a estimação pela construção de intervalos de confiança, buscando estabelecer um critério para se obter, de maneira cautelosa, os valores dos parâmetros de resistência do solo em profundidade, oriundos dos ensaios de SPT, a serem utilizados em métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga de estacas.

1.2 Standard Penetration Test (SPT) e variabilidade do N_{SPT}

Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), o *Standard Penetration Test* é a mais rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica, no Brasil e, praticamente, no mundo; indicando a densidade de solos granulares e a consistência de solos coesivos, possibilitando uma medida de resistência dinâmica aliada a uma sondagem de simples reconhecimento do subsolo. Ressaltam os autores que o ensaio demanda equipamentos simples, com baixo custo, permitindo obter valores numéricos que podem ser relacionados, por meio de propostas não sofisticadas, diretas ou não, com regras empíricas de projetos. A Engenharia de Fundações utiliza largamente o ensaio, embora haja críticas em relação à falta de uniformização na execução do ensaio, bem como à pouca racionalidade no uso e na interpretação dos resultados.

1.2.1 Equipamentos, procedimentos de perfuração e amostragem

O Brasil tem normatização específica, a ABNT NBR 6484:2001 – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio, sendo referência do padrão internacional, o IRTP/ISSMFE - *International Reference Test Procedure*.

Conforme Carvalho (2012), em fevereiro de 2001, a ABNT NBR 6484:2001 foi revisada e republicada, sendo, nessa oportunidade, incorporados os procedimentos de identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples

reconhecimento, contidos na ABNT NBR 7250:1982 – que se encontra cancelada. Em sua versão atual, a ABNT NBR 6484:2001 reúne especificações relativas à aparelhagem, processos de avanço de perfuração, execução de ensaio penetrométrico e amostragem, observação do nível de água e apresentação dos resultados. Além disso, esta norma possibilita a classificação das camadas de solos investigados em função dos valores de N_{SPT} .

Os equipamentos do sistema de sondagem SPT são compostos principalmente por amostrador, hastes, martelo, torre ou tripé de sondagem, cabeça de bater e conjunto de perfuração, conforme ilustração da Figura 6.

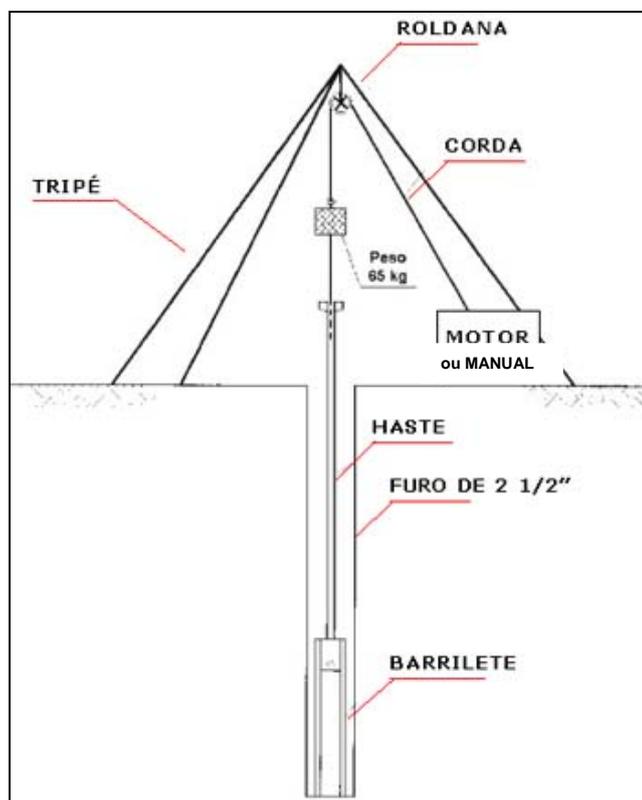


Figura 6 – Equipamentos do SPT (www.forumdaconstrucao.com.br, 2014)

O ensaio SPT consiste na cravação dinâmica, a cada metro, de amostrador padrão, com energia potencial padronizada, visando à determinação de um índice de resistência e à coleta de amostra destinada à classificação do tipo de solo investigado.

A ABNT NBR 6484:2001 detalha como é o procedimento de perfuração do terreno, iniciado pelo trado tipo cavadeira, com profundidade até 1,00 m, sendo o material recolhido e classificado quanto à sua composição. Após, é introduzido um tubo de revestimento cravado com o mesmo martelo que será usado para a amostragem. Por dentro deste tubo, a penetração progride com trado helicoidal até atingir o nível d'água, quando é verificado seu equilíbrio. Para o prosseguimento da sondagem, utiliza-se a perfuração por circulação de água, também conhecida como lavagem. A água ajuda na desagregação e, ao retornar à superfície, pelo espaço entre a haste interna e o tubo de revestimento, transporta as partículas de solo desagregadas para exame tátil visual.

A coleta de amostras deformadas é realizada em diferentes profundidades e de forma sistemática, utilizando-se um amostrador padrão que, em determinada profundidade, é substituído pelo trépano para continuar com a perfuração, sendo essas atividades realizadas alternadamente, conforme Cintra et al. (2013).

A Figura 7, obtida de Velloso e Lopes (1996), procura ilustrar as atividades de perfuração e amostragem descritas nos parágrafos anteriores.

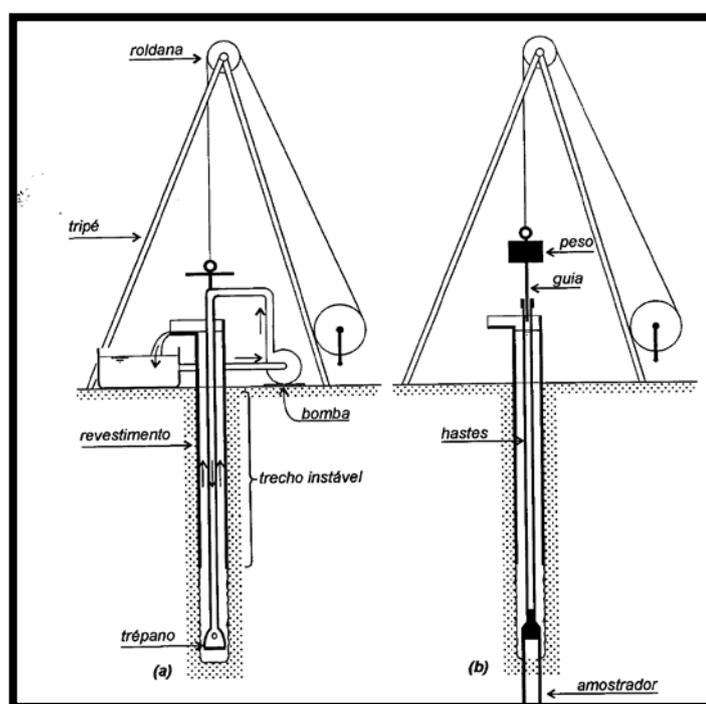


Figura 7 – Etapas na execução de sondagem a percussão: a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem e b) ensaio de penetração dinâmica. (Velloso e Lopes, 1996).

Simultaneamente à amostragem, realiza-se o ensaio penetrométrico, que consiste em se cravar um amostrador padrão tipo “Raymond”, por intermédio de um martelo de peso padronizado (65 Kg), caindo de queda livre de uma altura de 75 cm, a partir de golpes na cabeça da haste devidamente protegida por um coxim de madeira. Devido aos golpes, foi dado o nome de Sondagem à Percussão. A penetração do amostrador nos primeiros 45 cm e o avanço da perfuração nos próximos 55 cm estão ilustrados na Figura 8.

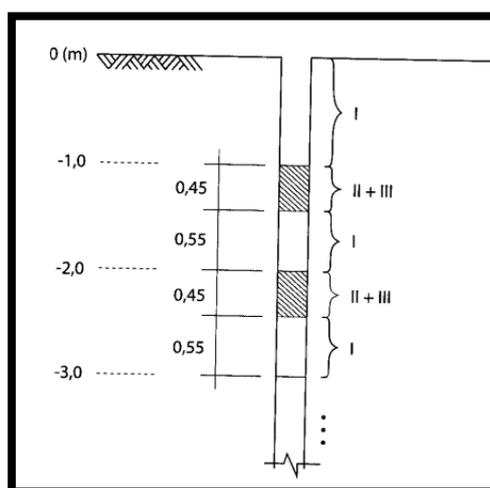


Figura 8 – Ensaio penetrométrico (Cintra et al., 2013).

Por convenção, em vez da contagem única para os 45 cm de penetração do amostrador, contam-se parcialmente, em três intervalos, o número de golpes para a penetração de 15 cm. O número de golpes representa uma medida indireta da resistência do solo, definindo-se como índice de resistência à penetração – N_{SPT} , a soma do número de golpes dos últimos 30cm.

Cintra et al. (2013) ressaltam que a opção predominante de escritórios de engenharia, e também a utilizada neste trabalho de pesquisa, é de que o primeiro metro da sondagem fique sem valores de N_{SPT} (também representado por N), e que este índice valha para o metro como um todo.

Quanto aos resultados, e segundo Bezerra (2014), o ensaio SPT apresenta-se num formato de relatório técnico de sondagem com um conjunto de informações essenciais para a localização e reconhecimentos geológico e mecânico dos solos. Este relatório é padronizado conforme a ABNT NBR 6484:2001, conhecido na prática como “*relatório de sondagem*”. É também exigida sua escrita seguindo os preceitos estabelecidos pelas normas afins: ABNT NBR 9603:1986 (Sondagem a trado), ABNT NBR 6122:2010 (Projeto e Execução de Fundações) e a ABNT NBR 13441:1995 (Rochas e solos). A quantidade e o planejamento espacial das sondagens são regulados pela ABNT NBR 8036:1983.

Cabe ainda ressaltar a possibilidade de uma medição complementar realizada também durante o ensaio de SPT e após a penetração do amostrador, que se trata do torque necessário para a ruptura por cisalhamento do solo na região lateral do amostrador, sendo este ensaio denominado de SPT-T, estudado por Ranzini (1988, 1994).

1.2.2 Dos resultados de N_{SPT} e dos fatores que os modificam

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), existem fatores determinantes que influenciam o resultado do ensaio, variando de local para local, em virtude da forma de execução e também do nível tecnológico em que se encontram. As principais diferenças citadas são o método de perfuração, o fluido estabilizante do furo, o diâmetro do furo, o mecanismo de levantamento e liberação de queda do martelo, a rigidez das hastes, a geometria do amostrador e o método de cravação. Somam-se a isto tudo, desvios dos procedimentos normatizados, fraudes, erros operacionais, vícios executivos e outros.

Em Carvalho (2012), encontram-se as referências de autores consagrados que primeiro estudaram os fatores que influenciam os resultados do ensaio SPT. Cita também que, na maioria dos casos, os fatores que influenciam o N_{SPT} podem ser classificados como sendo de três naturezas: humana, do equipamento e de procedimento.

Carvalho (2012) ainda enumera e explica em detalhes alguns dos principais fatores responsáveis pelas discrepâncias observadas em resultados do ensaio SPT, e apresenta a Tabela 1, adaptada de Décourt (1989), com um resumo dos fatores

associados ao equipamento e procedimentos do ensaio de SPT, que influenciam na resistência à penetração do amostrador, bem como de que maneira se dá esta influência.

Tabela 1 - Resumo dos fatores associados ao equipamento e procedimentos e sua influência no N_{SPT} (adaptação de Carvalho, 2012).

Fator	Efeito no N_{SPT}
Sistema de martelo	aumenta / diminui
Variações de altura exata	aumenta / diminui
Uso de cabo de aço ao invés de corda	aumenta
Falta de lubrificação da roldana	aumenta
Peso incorreto do martelo	aumenta / diminui
Excentricidade da cabeça de bater	aumenta
Não utilização de haste guia	aumenta
Limpeza mal feita do furo	diminui
Diâmetro do furo acima do recomendado	diminui
Comprimento da haste	aumenta
Peso da haste	aumenta / diminui
Pedregulhos engasgando amostrador	aumenta
Coxim:	
Sem usar	Não altera
Novo	aumenta
Velho	diminui
Amostrador deformado	aumenta

Um dos assuntos mais estudados e pesquisados em relação ao ensaio SPT, denomina-se Eficiência do Sistema, que trata das perdas que ocorrem na energia aplicada ao sistema de cravação do amostrador em detrimento à energia teórica de 100% da queda livre; em outras palavras, a relação entre a energia transferida ao topo da composição e a energia potencial padrão.

Assim, conforme Cintra et al. (2013), um valor de N_{SPT} obtido com eficiência de 72% (aceito no Brasil, com um sistema manual) deveria ser multiplicado por 1,2 para ser comparado ao N_{SPT} obtido com uma eficiência de 60%, também chamado de N_{60} , e considerado como valor médio da eficiência do sistema mecanizado norte americano para o ensaio. Os autores relatam que valores de eficiência do sistema,

que dependem da empresa executora, podem chegar até a 37%, e que há de haver a correção necessária, afim de que os resultados se tornem comparáveis, por exemplo, ao N_{60} .

Outras correções, como a referente ao nível de tensões, aplicadas aos resultados de N_{SPT} , bem como as correlações empíricas a serem utilizadas na obtenção de parâmetros constitutivos para projetos geotécnicos a partir dos resultados, podem ser consultadas em literatura técnica apropriada, como em Schnaid e Odebrecht (2012).

1.2.3 Da dispersão dos resultados da variável N_{SPT}

Os resultados de N_{SPT} podem ser aplicados diretamente em projetos geotécnicos como a previsão da capacidade de carga de fundações. Entretanto, dado que muitas vezes esses resultados se apresentam com grande variabilidade, tornam-se essenciais tanto a quantificação de eventual dispersão dos resultados, quanto a utilização de abordagens estatísticas que subsidiarão a tomada de decisão racional do projetista geotécnico, sobre quais valores de N_{SPT} serão utilizados.

Schnaid e Odebrecht (2012) ressaltam que resultados de ensaios SPT realizados em um mesmo local podem apresentar dispersão significativa, conforme o exemplo de ensaios realizados em Porto Alegre (RS), como pode ser visto na Figura 9, que apresenta o número de golpes N_{SPT} em função da profundidade, ficando demonstrada que a variação nos perfis representa a própria variabilidade do solo, sendo necessário, em cada projeto, avaliar as implicações de se adotar os perfis mínimo ou médio de resistência.

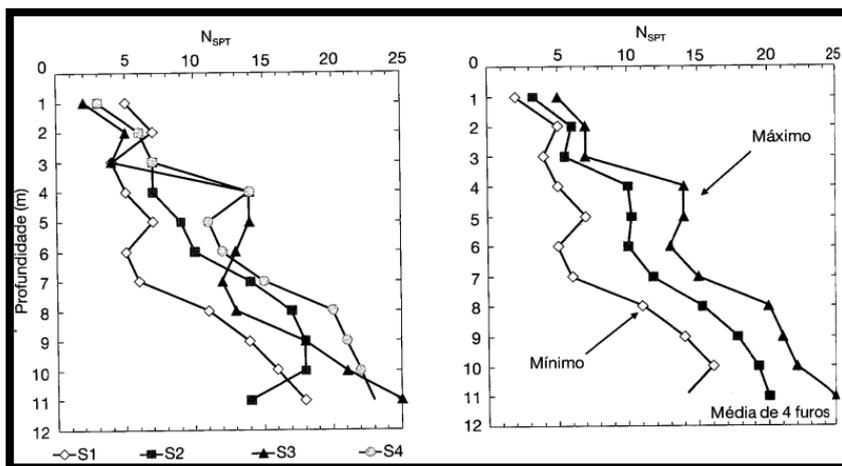


Figura 9 – Resultado típico de ensaios SPT em um único local de projeto (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Jones et al. (2002) abordam, em relação a parâmetros geotécnicos, aspectos qualitativos e também quantitativos que explicam a variabilidade inerente a determinada propriedade do solo. Os autores também apresentam, qualitativamente, itens dos equipamentos e da operação *per si* e em que grau causam perturbação aos resultados.

Em relação à aleatoriedade do N_{SPT} , Ribeiro (2008) considera os números de golpes do SPT ao longo do fuste da estaca (N_l) e na zona de ponta (N_p) como variáveis aleatórias independentes, quando estes valores são utilizados para obtenção de fatores de segurança calculados com base em cargas últimas, estimadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e de Décourt & Quaresma (1978).

Baecher e Christian (2003) resumizam, em um capítulo de sua obra, dados sobre a variabilidade natural dos solos e como esta pode ser capturada por uma descrição probabilística para uso em análises de confiabilidade ou de risco. Os autores apresentam extensas tabelas onde constam parâmetros de COV de diversas propriedades geotécnicas, bem como a distribuição de probabilidade que melhor representa a aleatoriedade nelas existente. Apontam ainda, os autores, que os dados são descritos muitas vezes por histogramas ou, por vezes, por funções analíticas de distribuições de probabilidades, onde ambos, por serem métodos capazes de tratar a amostra de um conjunto de dados, servem para a realização de inferências estatísticas e modelagens para decisões de engenharia. A Figura 10

exemplifica a comparação dos dados de N_{SPT} descritos em forma de histograma com a melhor distribuição Normal aproximada para fins de modelagens.

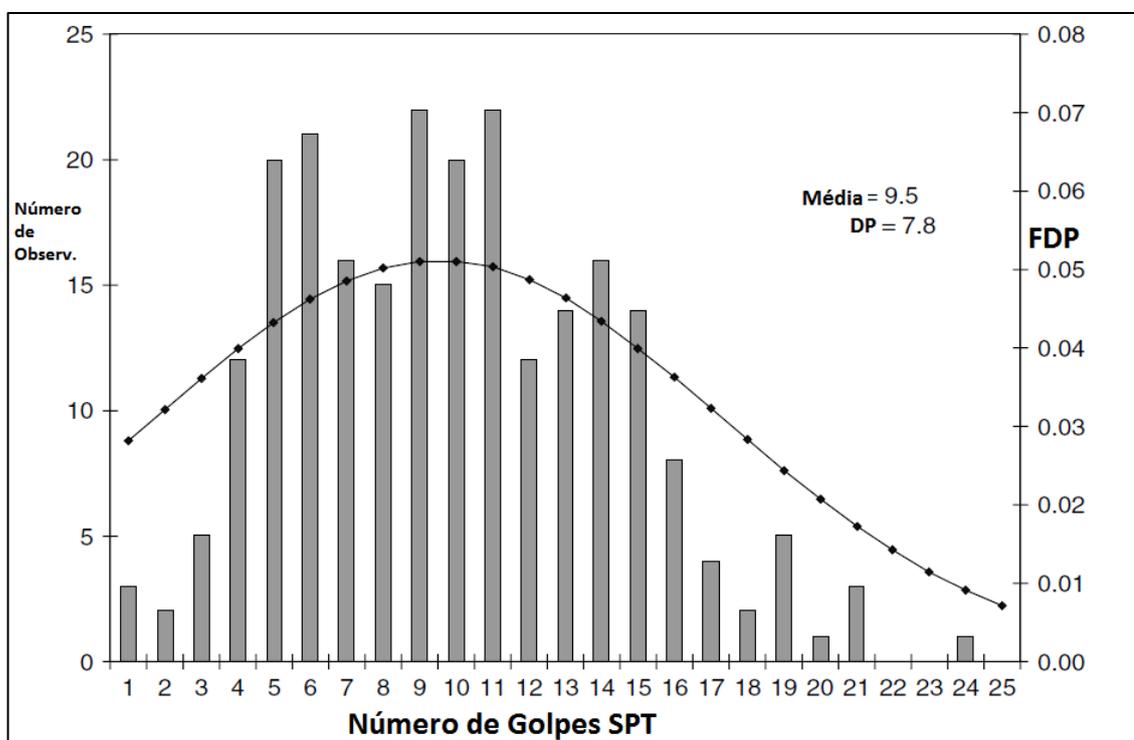


Figura 10 – Ajuste de distribuição Normal aos dados de N_{SPT} . (adaptado de Baecher e Christian, 2003)

Teixeira et al. (2012), ao caracterizarem o N_{SPT} em uma situação problema, relatam que a incerteza em seus valores representa a própria variabilidade inerente do solo, devido ao erro espacial e aos erros de eventuais tratamentos estatísticos. Neste trabalho, os autores apresentam o N_{SPT} como uma variável aleatória função da profundidade, além de indicarem que os dados, em determinada profundidade, podem ser aproximados a uma distribuição Normal.

Em relação à variabilidade espacial, Teixeira et al. (2012) citam que é normalmente ignorada devido às dificuldades de aplicação prática. No entanto, quando introduzida, a correlação espacial das variáveis pode reduzir a variabilidade dos parâmetros. Pode se dizer que realizar análises probabilísticas sem considerar a correlação espacial, na direção vertical como é o caso, torna-se uma escolha conservadora, mas tecnicamente incorreta (apud Lacasse e Nadim, 1996; Kulhawy e Phoon, 1996).

Ribeiro (2008), ao explicar a natureza da variância espacial de parâmetros geotécnicos, introduz os conceitos derivados dos estudos de Vanmarcke (1977), dentre eles, a definição de escala de flutuação (δ) - indicador que mostra a medida ou grau de variação de um parâmetro do solo, a exemplo de N_{SPT} , numa direção de tendência. Entretanto, ressalva que há poucos registros de valores das escalas de flutuação na literatura e que sua estimativa é trabalhosa.

Alves (2013) apresenta a Figura 11, adaptada de Bond e Harris (2008), que resume a intenção do Eurocódigo 7 (2007) no tratamento das variáveis geotécnicas de campo e de laboratório, no sentido de se deduzir valores apropriados dos parâmetros geotécnicos, para uso racional, utilizando ferramentas estatísticas ou estimativas cautelosas, caso a caso, e nunca subestimando o conhecimento adquirido na caracterização de parâmetros geotécnicos.

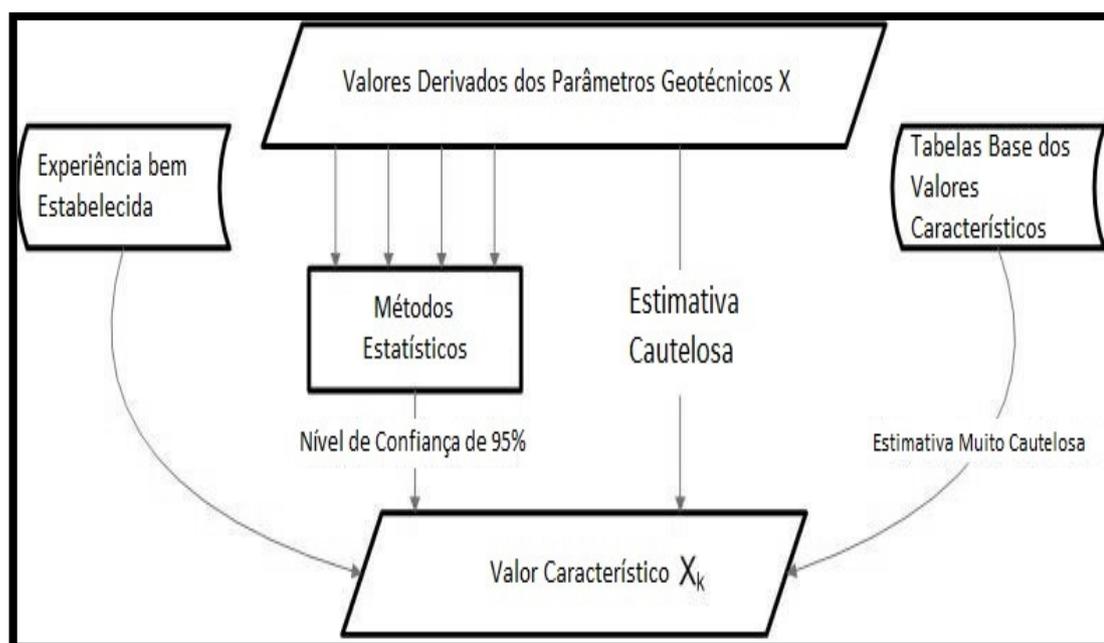


Figura 11 – Caracterização de parâmetros geotécnicos (adaptado de Bond e Harris, 2008).

2 NOÇÕES DE PROBABILIDADE E ESTATÍSTICA. FERRAMENTAS ESTATÍSTICAS E APLICAÇÕES ESPECÍFICAS

Para Assis et al. (2002), Pacheco (2013) e Ribeiro (2008), a necessidade de dominar a teoria e a prática da probabilidade e estatística é imperiosa, à medida que

o engenheiro geotécnico vem perseguindo quantificar e, de certa forma, controlar a variabilidade intrínseca aos projetos geotécnicos, oriunda da própria dispersão observada nos parâmetros a eles inerentes.

Iniciando por Assis et al. (2002), os autores abordam que, sendo as propriedades dos materiais do solo e da rocha inerentemente variáveis, os parâmetros de resistência do solo podem sofrer variações em torno de seus valores adotados, o que leva a uma inevitável convivência com riscos de falhas em obras geotécnicas. A própria metodologia proposta por Peck (1969), conhecida como Método Observacional, previa ajustes no projeto durante sua execução, de acordo com mudanças do seu comportamento. Então, na fase de projeto, para se assumir determinado risco, há a necessidade de incorporar valores, crescentes ou decrescentes, ao risco da obra, o que, muitas vezes, é feito de forma arbitrária. Este valor é conhecido como Fator de Segurança (FS). Os métodos estatísticos e probabilísticos aparecem, então, como uma alternativa sistemática de incorporar a variabilidade aos parâmetros de projeto, possibilitando o cálculo do risco de falha ou da confiabilidade destas estruturas geotécnicas.

Pacheco (2013) relata que, até mesmo ensaios numa amostra de “mesmo” solo, podem apresentar diversos resultados, e que estas variáveis estão associadas às distribuições estatísticas com média e desvio padrão amostrais. Aponta este autor que há uma mudança de enfoque aos problemas de engenharia, onde a definição dos parâmetros de projeto é uma função direta da incerteza associada, e que o conhecimento de probabilidade e estatística permitirá o cálculo quantitativo do risco de insucesso, ou da ruína.

Em defesa dessa mudança de enfoque, Pacheco (2013) aborda que a quantificação do nível de segurança de obras geotécnicas, a exemplo das fundações, pelas abordagens clássicas, através de fatores de segurança, não leva em conta as incertezas das cargas atuantes e da resistência da fundação. A implicação prática dessa limitação é que, dependendo da variabilidade (incerteza) das cargas e da resistência da fundação, sua probabilidade de ruptura é variável,

indicando que um mesmo fator de segurança pode implicar em níveis distintos de segurança, conforme Figura 12.

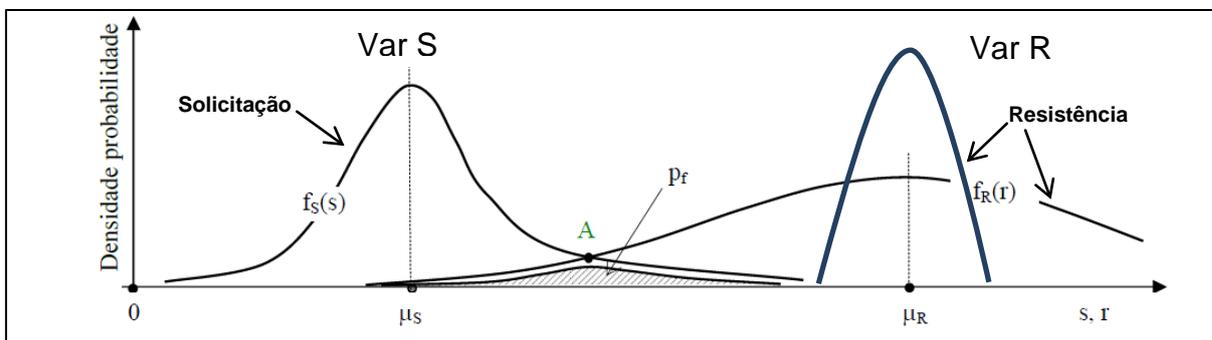


Figura 12 – Mesmo fator de segurança global e diferentes probabilidades de ruína (adaptado Aoki, 2009).

Para Ribeiro (2008), as previsões de fatores de segurança em fundações são tradicionalmente feitas através de métodos determinísticos, com base nos valores médios dos parâmetros do solo ou da rocha. Entretanto, a variabilidade desses parâmetros gera incertezas nas estimativas determinísticas, com conseqüente risco de insucesso associado a uma probabilidade de ruptura. Para quantificar riscos de insucesso em estudos geotécnicos, faz-se necessário o desenvolvimento de análises de probabilidade e estatística.

2.1 Conceitos básicos de Estatística

Segundo Ribeiro (2008), o tratamento estatístico está relacionado à análise de uma coleção de observações, denominada amostra ou conjunto amostral, que visa caracterizar um fenômeno aleatório de interesse e não prever o comportamento do fenômeno em si (análise probabilística). O tratamento do conjunto amostral pode ser realizado a partir da análise gráfica com a montagem de um gráfico frequência versus valores assumidos da variável, denominado histograma. Há ainda, para uma adequada apresentação de dados coletados de uma amostra, de forma que seu manuseio, visualização e compreensão sejam simplificados, o uso de tabelas-resumo adequadas e de gráficos como: Polígono de Frequência, Ogiva e Gráfico de Setores.

Em qualquer análise e/ou interpretação dos dados coletados, várias medidas descritivas representando as propriedades de tendência central, dispersão e forma podem ser utilizadas para extrair e resumir as principais características deste conjunto de dados. Se essas medidas descritivas resumidas forem calculadas por meio de uma amostra de dados, elas serão chamadas de estatísticas; caso sejam calculadas por meio de toda uma população de dados, elas serão chamadas de parâmetros, conforme Assis et al. (2002).

Os parâmetros mais comumente utilizados são a média amostral (média aritmética) e a variância amostral. A média amostral de uma variável aleatória X é definida pela equação 1:

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}$$

(Erro! Indicador m

Sendo:

\bar{x} = média aritmética amostral;

x_i = observações individuais;

n = tamanho da amostra observada;

Ribeiro (2008) ressalva a diferença entre a média amostral (\bar{x}) e a média da distribuição de probabilidade (μ). Enquanto a primeira relaciona os valores de um determinado conjunto de observações, a segunda indica a média de toda a população do fenômeno aleatório.

As medidas de variação refletem o grau de dispersão ou de espalhamento dos dados. A variância amostral - (s^2), equação 2, se relaciona com os quadrados dos desvios da variável (observações) x_i em relação à média \bar{x} , no total das n observações; enquanto o desvio padrão - (s) é a raiz quadrada positiva da variância, conforme equação 3:

$$s^2 = \frac{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad \text{variância}$$

(Erro! Indicador m

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad \text{desvio padrão} \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

Outra informação muito utilizada na avaliação de um conjunto de dados é o coeficiente de variação da amostra de uma variável aleatória X , $COV(X)$, que representa o desvio padrão amostral como percentagem da média, conforme indicado na equação 4.

$$COV(X) = \left(\frac{s}{\bar{x}}\right) \times 100\% \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

A forma ou a maneira de como se distribuem os dados em relação à média, caracterizando simetria ou assimetria, é outra importante propriedade de uma amostra de dados.

Uma população representa a totalidade dos elementos dos quais se deseja conhecer o comportamento de uma característica de interesse, podendo ser, por exemplo, o comportamento de um parâmetro geotécnico. O grande desafio é ajustar a melhor distribuição de probabilidades a essa população a partir dos dados amostrais, ou melhor, a partir das estatísticas da amostra. Assim, os valores de média e variância dos parâmetros do solo selecionados como variáveis aleatórias serão necessários para inferir informações da população que se pretende modelar, tornando possível a aplicação de métodos probabilísticos em estudos geotécnicos.

2.2 Conceitos básicos de Probabilidade

Os conceitos de experimento aleatório, espaço amostral, variável aleatória, interpretações da probabilidade, distribuição de probabilidades, função densidade de probabilidade e momentos probabilísticos são essenciais ao entendimento deste capítulo.

Experimento Aleatório é a experiência para a qual o modelo de análise probabilística é adequado, pois não se pode prever um resultado em particular, embora se possa enumerar todos os possíveis, além do que, ao repetir o

experimento um grande número de vezes, é possível obter informações regulares em termos de frequências.

O Espaço Amostral é definido como o conjunto de resultados possíveis de um experimento conforme descrito acima, denominando-se evento a um subconjunto desse espaço amostral.

Segundo Jones et al. (2002), as variáveis aleatórias podem ser discretas ou contínuas, representando valores de um intervalo e expressas matematicamente por uma função real $Z(X)$, que associa elementos do espaço amostral (Ω), isto é, resultados de experimentos aleatórios, a elementos x_i , tal que $Z(X) = x_i$, conforme Figura 13.

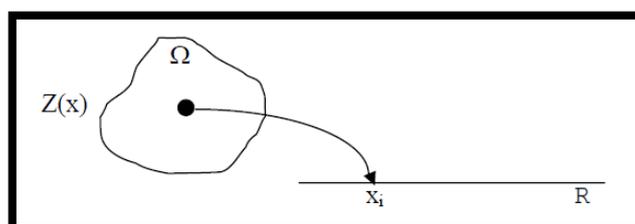


Figura 13 – Ilustração de variável randômica, onde cada elemento do espaço amostral Ω , corresponde a um valor real x_i da variável aleatória.

Os axiomas da Teoria das Probabilidades podem ser resumidos em:

- a) Normalidade, $p(\Omega) = 1$, onde Ω é o espaço amostral;
- b) Não Negatividade: $p(A) > 0$; onde A é qualquer evento do espaço amostral;
- c) Aditividade: Se $A \cap F = \Phi$, sendo A e F eventos mutuamente exclusivos $\rightarrow p(A \cup F) = p(A) + p(F)$;
- d) Evento Certo: $p(A) = 1$ e Evento Impossível $p(A) = 0$;

Em relação às interpretações probabilísticas, destacam-se as seguintes formas:

a) de Frequência: $p(A_i) = N_i/N$; onde N é o número total de eventos e N_i é o número de resultados do evento A_i . Trata-se de interpretação objetiva, com a utilização de cálculos baseados em métodos estatísticos;

b) a *Priori*: calcula-se, a partir das estimativas iniciais, e utilizando métodos probabilísticos, a probabilidade de insucesso ou de ruína (p_r) ou em termos dos respectivos fatores de segurança;

c) a *Posteriori*: trata-se da correção da probabilidade a *priori*, a partir de novas informações, que são traduzidas matematicamente por funções de Verossimilhança.

Cabral (2008) aplicou, para um extenso estaqueamento, conceitos de teoria Bayesiana às incertezas do parâmetro aleatório resistência do solo durante a cravação da estaca, modelado por distribuições probabilísticas “a *priori*”, e que foi “atualizado”, isto é, o parâmetro teve sua variabilidade ou incerteza reduzidas por uma função de máxima verossimilhança, que continha “novas” observações obtidas dos registros de cravação, dando origem à distribuição “a *posteriori*”, conforme ilustrado na Figura 14.

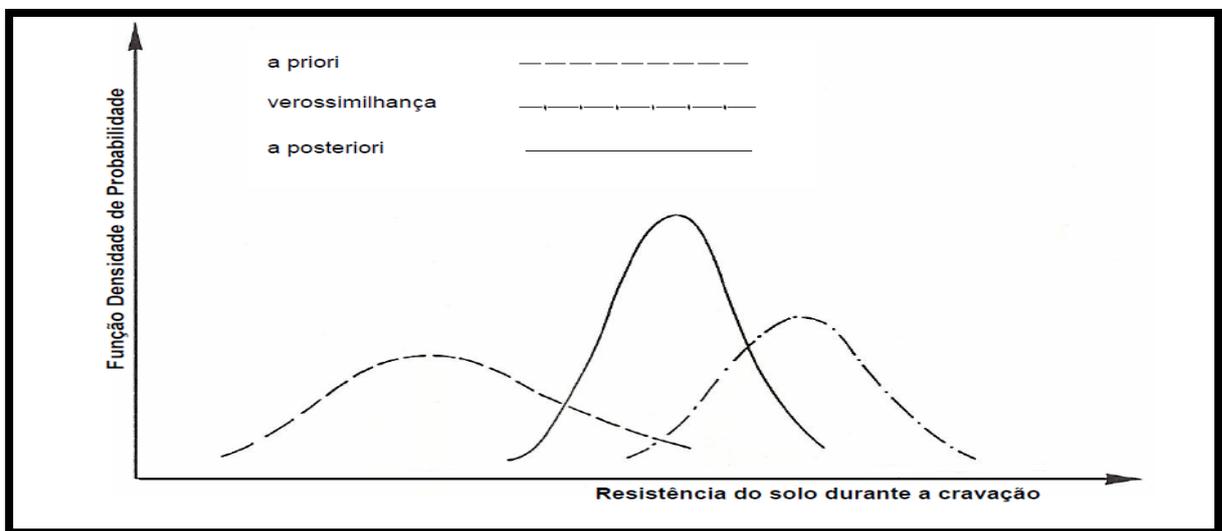


Figura 14 – Correção de distribuições de resistência do solo durante a cravação da estaca (Cabral, 2008).

Os conceitos de probabilidade condicional, eventos estatisticamente independentes, Teorema da Probabilidade Total e Teorema de Bayes, necessários

ao completo entendimento para a realização de interpretações probabilísticas “a posteriori”, também chamada de Atualização Bayesiana, podem ser melhor consultados em Harr (1987), Cabral (2008), Baecher e Christian (2003) e Pacheco (2013).

Segundo Assis et al. (2002), para se tomar decisões em situações onde está presente a incerteza, deve-se identificar a variável aleatória de interesse e obter sua distribuição de probabilidades ou função densidade de probabilidade – fdp (X), obtendo, a partir daí, as características e os elementos necessários para a tomada de decisão. Ao conhecer a função densidade de probabilidade de uma variável aleatória X , seja discreta ou contínua, pode-se determinar a sua probabilidade de ocorrência.

Uma variável aleatória contínua é aquela que pode assumir inúmeros valores num intervalo de números reais e é medida numa escala contínua. Existem duas funções associadas a cada variável aleatória contínua X : a função densidade de probabilidade, simbolizada por fdp (X), e a função cumulativa de probabilidade, ou função de distribuição de probabilidade, representada por $F(X)$.

A função fdp (X), sempre maior ou igual a zero para qualquer valor de X , é aquela cuja integral de $X = a$ até $X = b$, com ($b \geq a$), dá a probabilidade de que X assumira valores compreendidos no intervalo (a, b), ou conforme a equação 5.

$$p(a \leq X \leq b) = \int_a^b f_{dp}(X) dx \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

A função cumulativa de probabilidade $F(b)$ é calculada conforme a equação 6.

$$F(b) = p(X \leq b) = \int_{-\infty}^b f_{dp}(X) dx \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

Para a tarefa da obtenção da fdp(X), Miranda (2005) aborda que os momentos são quantidades que dão boas ideias da tendência central, de dispersão e da assimetria de uma densidade de probabilidade. O 1º momento de um parâmetro geotécnico ou variável aleatória X , que corresponde à média μ ou valor

esperado $E(X)$, representa uma medida de tendência central da distribuição de probabilidade deste parâmetro e pode ser calculada pela equação 7.

$$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f_{dp}(X) \cdot dx \quad (\text{Erro! Indicador não definido})$$

Onde x são os valores assumidos pela variável aleatória X e $f_{dp}(X)$ a função densidade de probabilidade associada.

O 2º momento de um parâmetro geotécnico ou da variável aleatória X , que corresponde à variância σ^2 ou $V(X)$, mede a dispersão da própria distribuição de probabilidades, e pode ser escrito pela equação 8.

$$\begin{aligned} \sigma^2 &= V(X) \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^2 \cdot f_{dp}(X) \cdot dx \end{aligned} \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

A partir da definição da variância, o desvio padrão (σ) da densidade de probabilidade pode ser definido como sua raiz quadrada positiva, equação 9, sendo que um pequeno valor do desvio padrão indica que existe pouca dispersão em torno da média.

$$\sigma(X) = \sqrt{V(X)} \quad (\text{Erro! Indicador não})$$

Miranda (2005) ressalva que os momentos caracterizam a distribuição não apenas no que se refere à sua centralidade e dispersão, mas também com relação a outras características, como simetria e curtose, que são quantificadas pelos terceiro e quarto momentos respectivamente.

Assis et al. (2002) relatam que, na engenharia, muitas variáveis apresentam valores sempre maiores que zero ou concentrados em determinados intervalos e, por isso, há a necessidade de se ajustar, racionalmente, distribuições probabilísticas às variáveis, conforme ilustrado na Figura 15. Este autor ainda acrescenta que modelos de Regressão Linear e o uso do Método de Kolmogorov-Smirnov são

bastante utilizados na definição da distribuição que melhor se ajusta a determinado conjunto de dados.

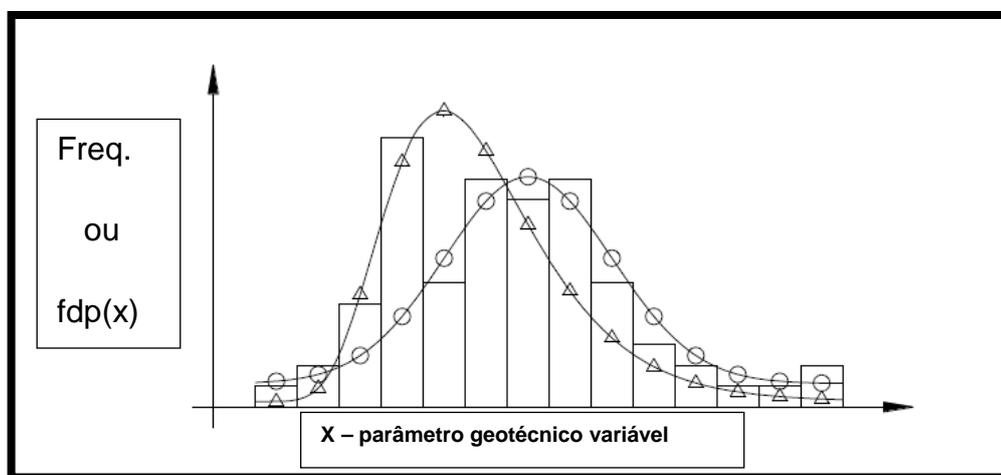


Figura 15 – Seleção mais racional da distribuição de probabilidades (adaptado de Assis et al., 2002)

Pacheco (2013) enfatiza que o grande desafio está no estabelecimento das distribuições de probabilidades das variáveis envolvidas nos problemas de análise de confiabilidade em engenharia, a exemplo da escolha de uma distribuição *a priori* para se realizar uma atualização de informações via abordagem Bayesiana. Dentre as distribuições de probabilidades que procuram modelar as variáveis aleatórias envolvidas em problemas geotécnicos, o autor cita as mais usuais, como a normal ou gaussiana, exponencial, lognormal, beta, gama, qui-quadrado e *t* de Student.

Baecher e Christian (2003), ao estudarem estruturas geotécnicas de rejeitos de mineração, ilustraram, conforme Tabela 2, as distribuições que melhor se ajustaram a determinadas variáveis obtidas por medidas de campo ou laboratório.

Tabela 2 – Melhores funções de densidade de probabilidades ajustadas. (adaptado de Baecher e Christian, 2003),

Melhores distribuições de densidade de probabilidade ajustadas para várias minas de rejeitos de minérios, que passaram no teste de Kolmogorov-Sminorv com 5% de significância (adaptado de Baecher et al. 1983)				
Minério	Mina	Ensaio	Distribuição Dados Brutos	Distribuição Resíduos
Cobre	Chambishi Chibuluma	CPT	-	-
		CPT	Beta	Normal Beta
	China Chingola Magna	SPT	Todas	Normal
		CPT Vane teste	- Normal Beta lognormal Gama	- Normal Beta lognormal
Mindola	CPT	-	-	
Urânio	Colorado	SPT	-	-
		Triaxial	Normal	-
Gipsita	Texas	SPT	Normal	Normal
			Beta	
			lognormal	
			Gama	

Na sequência, exemplos de distribuições de probabilidades procuram mostrar que modelos teóricos identificados por parâmetros são utilizados para representar o comportamento da população de determinadas variáveis aleatórias (Ribeiro, 2008).

Conforme Viali (2000), a Distribuição Normal ou Gaussiana é um dos principais modelos de distribuição contínua. Sua importância para a Estatística prática reside no fato de que muitas variáveis encontradas na natureza se distribuem de acordo com o modelo normal. Sua importância também se deve ao fato de ser uma *distribuição limite*, uma vez que o Teorema do Limite Central enuncia essa tendência para a distribuição de qualquer variável aleatória cujo número de repetições do experimento, ou de amostragens, tenda ao infinito.

Uma variável aleatória contínua X tem uma distribuição normal (ou Gaussiana) se sua função densidade de probabilidade obedecer a equação 10.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}},$$

para $-\infty \leq x \leq +\infty$

(Erro! Indicador não definido.)

Na equação 10, X é uma variável aleatória contínua, com média ou valor esperado $E(X) = \mu$, variância $V(X) = \sigma^2$ e desvio padrão $= \sigma$, sendo normalmente distribuída e representada por $N(\mu, \sigma)$.

E ainda, se X é uma $N(\mu, \sigma)$, então a variável aleatória Z , tal que $Z = (X - \mu) / \sigma$, tem distribuição normal padrão ou reduzida, com $\mu = 0$ e $\sigma = 1$, significando que qualquer curva normal poderá ser padronizada, mediante esta transformação. A variável aleatória $Z: N(0, 1)$ apresenta o esquema gráfico de distribuição de probabilidade de ocorrência conforme a Figura 16.

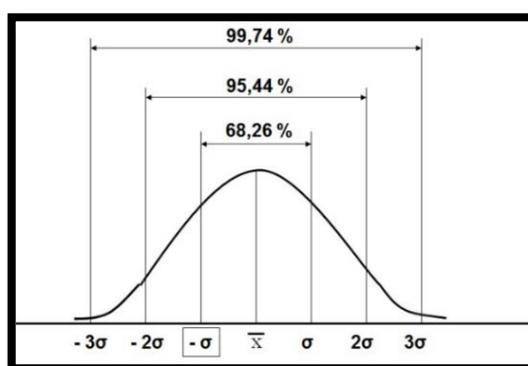


Figura 16 - Probabilidades de ocorrência - Distribuição Normal padrão.

A função de distribuição de uma Normal padrão é dada pela equação 11, sendo que esta integral equivale ao valor $\Phi(z)$, e pode ser lido como “o valor tabelado de z ”, significando a probabilidade da variável aleatória contínua, $Z = (X - \mu) / \sigma$, assumir valores à esquerda (abaixo de) de um valor particular “ z ”.

$$\begin{aligned} \Phi(z) &= P(Z \leq z) \\ &= \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-z^2/2} dz \end{aligned} \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

Conforme Ribeiro (2008), sendo Y uma variável aleatória com distribuição gaussiana, a variável aleatória X possui densidade lognormal se $\ln(X) = Y$, isto é, quando o seu logaritmo for normalmente distribuído. Esta distribuição é caracterizada por possuir somente valores positivos. Sua forma é ilustrada na Figura 17, enquanto a equação 12 descreve o comportamento da função lognormal, com média μ e variância σ^2 , que podem ser determinadas pelos valores de $E(x)$ e s^2 , amostrais.

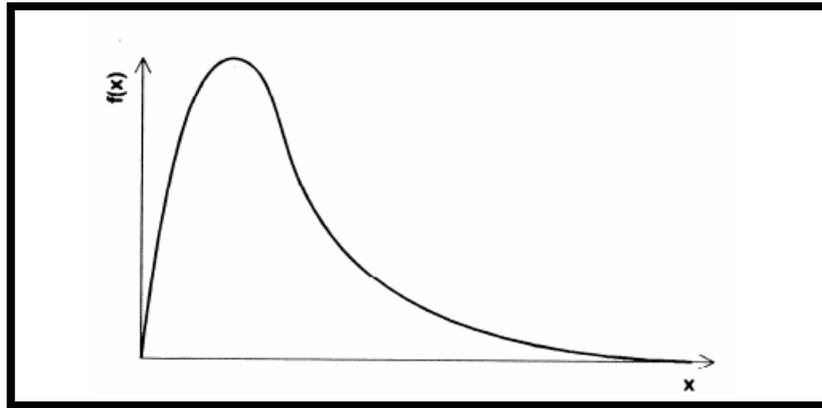


Figura 17 – Forma da distribuição Lognormal (Ribeiro, 2008).

$$f(x, \mu, \sigma^2) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-1/2 \left(\frac{\ln(x)-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

Pacheco (2013) apresenta a formulação necessária à solução do problema de interesse que muitas vezes se apresenta na engenharia geotécnica, tratando-se de, uma vez conhecidos os valores de μ_x , σ_x e COV (x) de uma amostra de observações com distribuição lognormal, determinar μ_y e σ_y , média e desvio padrão da distribuição normal referente, para se conseguir realizar os cálculos probabilísticos necessários.

Assis et al. (2002) enfatizam que a distribuição lognormal é utilizada em situações onde a variável de interesse apresenta assimetria à esquerda ou para variáveis que fisicamente não possuem valores inferiores a zero, considerando, como exemplo, a distribuição de probabilidades dos fatores de segurança (FS) em um projeto de estabilidade de talude em solo, ou seja, diante da ampla variabilidade de seus principais parâmetros (c' , $\text{tg}\Phi'$), torna-se possível a obtenção de fatores de segurança muito próximos de zero, porém jamais abaixo deste (valores negativos).

Além das duas distribuições anteriormente apresentadas, também é importante para esta pesquisa, a distribuição t de Student, que tem sua função de densidade de probabilidade escrita pela equação 13, onde se observa a incógnita ν - graus de liberdade - como único parâmetro, além de utilizar a função Gama no numerador e denominador.

$$f(t, \nu) = \frac{\Gamma(\frac{\nu+1}{2})}{\Gamma(\frac{\nu}{2})\sqrt{\pi\nu}} \cdot (1 + t^2/\nu)^{-(\nu+1)/2} \quad \nu = 1,2,3 \dots e \quad t$$

$\in R$ (Erro! Indicador não definido.)

Para qualquer valor inteiro e positivo de ν , a distribuição t assume uma forma muito parecida com a curva Normal-padrão, sendo que a aproximação será tanto melhor quanto maior for o valor de ν , conforme se constata na Figura 18, que apresenta a forma da distribuição de Student para alguns valores de ν .

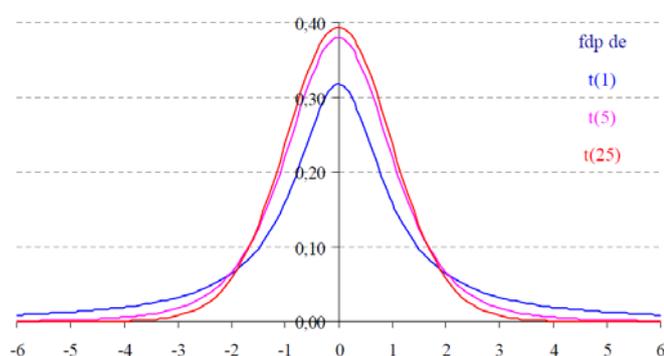


Figura 18 – Gráficos de t de Student para diferentes graus de liberdade (Viali, 2000).

A distribuição t de Student é importante para inferências sobre médias populacionais; e uma variável aleatória qualquer X , que tiver essa distribuição, terá $E(X) = \mu = 0$ e $V(X) = \sigma^2 = (\nu - 2) / \nu$. Em relação à solução da equação 13, o que é tabelado é a função inversa (percentis) em relação à área situada à direita (unilateral) de cada curva, isto é, a tabela retorna um valor “t” tal que $p(X \geq t) = \alpha$ (unilateral), com $\alpha\%$ de probabilidade.

2.3 Ferramentas Estatísticas

Os conceitos de inferência estatística, estimação de intervalos de confiança e regressão linear são necessários para o melhor entendimento da ferramenta estatística que se pretende utilizar neste trabalho de pesquisa.

À possibilidade de realizar afirmações sobre as características de uma população a partir da observação de uma amostra, dá-se o nome de inferência

estatística, e visa ao uso de uma amostra para concluir sobre o todo. A condição para que seja válida a aplicação da teoria probabilística a uma amostra de tamanho n , é que esta seja aleatória, e isto se dará, se e somente se, a mesma for obtida a partir de uma população de tamanho N , onde cada subconjunto de n elementos tiver a mesma probabilidade de ser selecionado (Ribeiro, 2008).

Baecher e Christian (2003) destacam um capítulo de sua obra aos métodos estatísticos capazes de estabelecer inferências sobre observações amostrais, mencionando as duas diferentes escolas, isto é, a de abordagem frequencista e a de abordagem Bayesiana, sendo esta última, para a prática geotécnica, melhor avaliada pelos autores.

Para Viali (2000), a inferência estatística tem por objetivo fazer generalizações sobre uma população com base em valores amostrais e pode ser feita estimando os parâmetros por ponto ou por intervalos.

Ainda segundo Viali (2000), na estimação por ponto o objetivo é utilizar a informação amostral e apriorística para se calcular um valor que seria, em certo sentido, a melhor avaliação quanto ao valor, de fato, do parâmetro em questão. Já na estimativa por intervalo, usa-se a mesma informação com o propósito de se produzir um intervalo que contenha o valor verdadeiro do parâmetro com algum nível de probabilidade.

Limites ou fronteiras materializam intervalos plausíveis de valores de determinados parâmetros de interesse, sendo chamados de intervalos de confiança, onde não podemos afirmar que contenha a verdade absoluta sobre um parâmetro populacional. Entretanto, este intervalo é construído de tal forma que tenhamos alta confiança que contenha o parâmetro populacional desconhecido.

Para construir intervalos de confiança é necessário inicialmente fixar-se uma probabilidade " $1 - \alpha$ " de que o intervalo construído contenha o parâmetro populacional. Esta probabilidade é denominada de confiança do intervalo. Desta forma, " α " será a probabilidade de que o intervalo obtido não contenha o valor do parâmetro, isto é, " α " será a probabilidade de erro.

Segundo Viali (2000), a construção de um intervalo de confiança para a média populacional (μ) envolve duas situações típicas: (1) quando o desvio padrão populacional (σ) for conhecido e (2) quando o desvio padrão populacional (σ) for desconhecido, neste caso, não se conhecendo σ , é necessário utilizar sua estimativa “s” – desvio padrão amostral, tal que, sendo $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$, elementos de uma amostra aleatória de tamanho n de uma distribuição normal, com média \bar{X} , a variável T , aleatória, representada pelo quociente da equação 14, apresenta uma distribuição t de *Student*, com $n-1$ graus de liberdade, simétrica em torno de zero, porém com uma variabilidade maior do que a da normal padrão.

$$T = \frac{\bar{x} - \mu}{s/\sqrt{n}}$$

(Erro! Indicador n

Nas condições do parágrafo anterior, um intervalo de confiança de $(1-\alpha)\%$ em torno da média pode ser escrito pela desigualdade da equação 15, onde t é o fator encontrado nas tabelas da distribuição t de Student, para $n-1$ graus de liberdade com um percentual de confiança respectivo.

$$\bar{x} - t_{\frac{\alpha}{2}, n-1} \left(\frac{s}{\sqrt{n}} \right) \leq \mu \leq \bar{x} + t_{\frac{\alpha}{2}, n-1} \left(\frac{s}{\sqrt{n}} \right)$$

(Erro! Indicador não definido.)

Segundo Baecher e Christian (2003), muitos problemas em engenharia e ciências envolvem o entendimento da relação entre duas ou mais variáveis. Neste diapasão, a análise de regressão é uma técnica estatística muito utilizada, sobretudo nas inferências a partir dos modelos preditivos construídos.

As regressões podem ser lineares ou não. Neste segundo caso, artifícios matemáticos podem ser utilizados para a devida linearização das variáveis envolvidas, facilitando o desenvolvimento da análise (Pacheco, 2013).

Segundo Viali (2000), uma vez constatado que existe correlação linear entre duas variáveis, pode-se tentar prever o comportamento de uma delas em função da variação da outra conforme modelo representado pela equação 16.

$$Y = \alpha + \beta X + e$$

(Erro! Indicador não definido.)

Onde:

X é a variável controlada, explicativa ou independente, com valores observados X_1, X_2, \dots, X_n ;

Y é a variável dependente ou explicada, com valores Y_1, Y_2, \dots, Y_n ;

“ e ” trata-se do termo erro ou resíduo, isto é, representa as outras influências na variável Y além da exercida pela variável X .

α e β são parâmetros da regressão.

De forma ideal, o termo “ e ”, Figura 19, deve ser pequeno e independente de X , de modo que se possa modificar X , sem modificar “ e ”, e também que se possa determinar o que ocorrerá, em média, a Y , isto é, a $E(Y|X) = \alpha + \beta X$, valor esperado de Y , para um dado X . Na Figura 19, y_i é o valor observado, enquanto \hat{y}_i é o valor estimado pela reta de regressão.

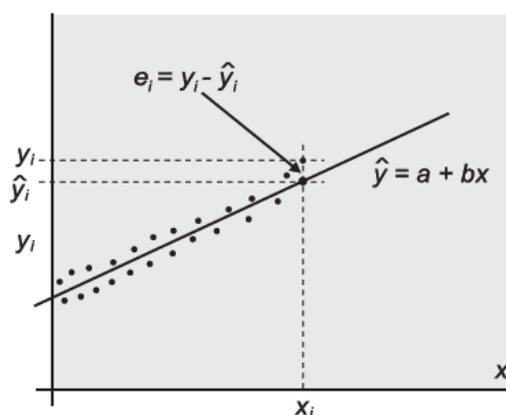


Figura 19 – Linha de Regressão (Naghetini e Pinto, 2007).

Um modelo de regressão consiste em um conjunto de hipóteses, Figura 20, sobre a distribuição dos termos “erro” e também de relações entre as variáveis X e Y , como linearidade e normalidade dos valores de Y a cada valor de X . Algumas destas hipóteses sobre o erro são: (i) $E(e_i) = 0$ e (ii) $V(e_i) = \sigma^2$, e decorrem da premissa de homocedasticidade dos resíduos, isto é, de que a variância dos resíduos é constante para todos os valores de X .

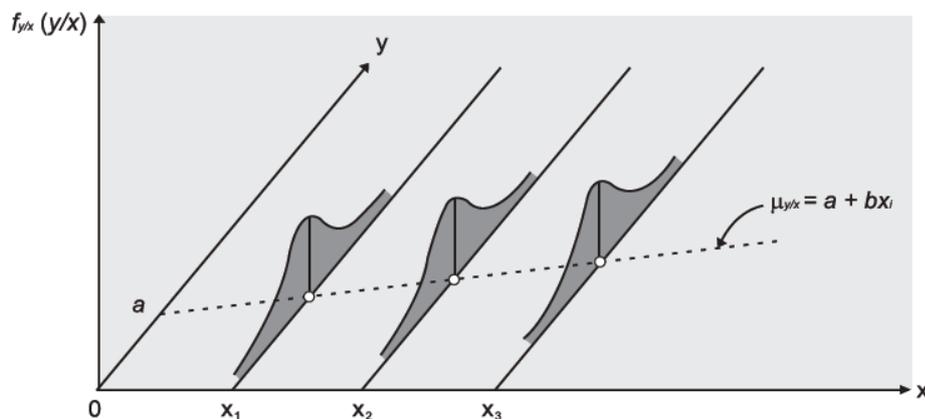


Figura 20 – Hipóteses de linearidade, normalidade e homocedasticidade do modelo de regressão linear (Neghettini e Pinto, 2007).

A estimativa dos parâmetros de regressão, α e β , é necessária uma vez que, geralmente, os pontos (X_i, Y_i) são pertencentes a uma amostra. O método mais utilizado para se ajustar a melhor reta aos pontos (X_i, Y_i) , com propriedades estatísticas desejáveis, é o método dos mínimos quadrados (MMQ) e pode ser consultado em Pacheco (2013).

O modelo de regressão linear simples será perfeito se todos os pontos da amostra utilizados na estimativa dos parâmetros estiverem sobre a reta ajustada. Entretanto, a ocorrência de um modelo perfeito dificilmente será observada. A regressão linear simples possibilita uma estimativa aproximada de um valor de Y para um dado valor de X . Sendo assim, é importante uma medida da variabilidade dos pontos amostrais acima e abaixo da reta de regressão, tal como a dispersão esquematicamente ilustrada na Figura 19.

Uma estimativa não enviesada da variância dos erros em torno da reta de regressão é chamada de *Mean Square Error* (MSE) e pode ser escrita pela equação 17.

$$MSE = \sum_{i=1}^n \frac{(y_i - \hat{y}_i)^2}{n-2}$$

(Erro! Indicador não

Onde y_i é o valor observado, \hat{y}_i é o valor estimado pela reta de regressão e n , o número de elementos da amostra. A utilização do termo “ $n - 2$ ” no denominador é consequência do fato de que se devem estimar dois parâmetros, “ α e β ”, antes de obter os resíduos “ e ”.

A raiz quadrada (\sqrt{MSE}) é chamada de Erro Padrão da Estimativa ou Erro Padrão Amostral da Regressão e também é uma medida da dispersão dos erros em torno da reta de regressão.

Devido à variabilidade amostral, a reta de regressão obtida de uma amostra extraída da população é uma das muitas retas possíveis, fato que torna a estimação de parâmetros necessária.

Viali (2000) aborda que da mesma forma que foram obtidos intervalos de confiança para a média e variância de uma população, pode-se determinar os intervalos de confiança para os parâmetros da regressão. Ou seja, pode-se determinar um intervalo de confiança para o coeficiente linear (α), um intervalo de confiança para o parâmetro angular (β) e pode-se ainda determinar um intervalo de confiança para um valor previsto de Y , dado X . Este intervalo pode ser para o valor médio de Y para um dado X , isto é, para $E(Y|X)$ ou, então, para um valor individual de Y .

Pacheco (2013), Viali (2000) e Naghettini e Pinto (2007) demonstram que a partir das distribuições dos estimadores dos parâmetros da regressão, sendo \hat{y}' um estimador de $E(Y|X) = \alpha + \beta x'$, para um valor fixo de x' , pode-se construir o intervalo de confiança de $(1-\alpha)\%$ de probabilidade em torno de $E(Y|X)$ conforme a equação 18.

$$\hat{y} - t_{\frac{\alpha}{2}, n-2} \sqrt{MSE} \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(x' - \bar{x})^2}{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}} \leq E(X|Y)$$

$$\leq \hat{y} + t_{\frac{\alpha}{2}, n-2} \sqrt{MSE} \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(x' - \bar{x})^2}{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}} \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

Onde \hat{y}_i é o valor estimado pela reta de regressão; $t_{\frac{\alpha}{2}, n-2}$ é o valor da distribuição t de Student com $n-2$ graus de liberdade, para $(\alpha/2)\%$ de probabilidade bilateral; MSE calculado conforme equação 17; n número de elementos da amostra; x' valor fixo de X , \bar{x} média amostral de X e x_i valores de X .

De forma adicional, estima-se um intervalo de confiança de $(1-\alpha)\%$ de probabilidade no qual estará contido um valor pontual de Y , calculado a partir de um certo valor especificado de x' , conforme equação 19.

$$\hat{y} - t_{\frac{\alpha}{2}, n-2} \sqrt{MSE} \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(x' - \bar{x})^2}{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}} \leq E(X|Y)$$

$$\leq \hat{y} + t_{\frac{\alpha}{2}, n-2} \sqrt{MSE} \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(x' - \bar{x})^2}{\sum_1^n (x_i - \bar{x})^2}} \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

A Figura 21, retirada de Montgomery e Runger (2003), procura demonstrar os intervalos possíveis de construção a partir da reta de regressão, num exemplo que demonstra tanto o intervalo de confiança em torno da média, como aquele pontual.

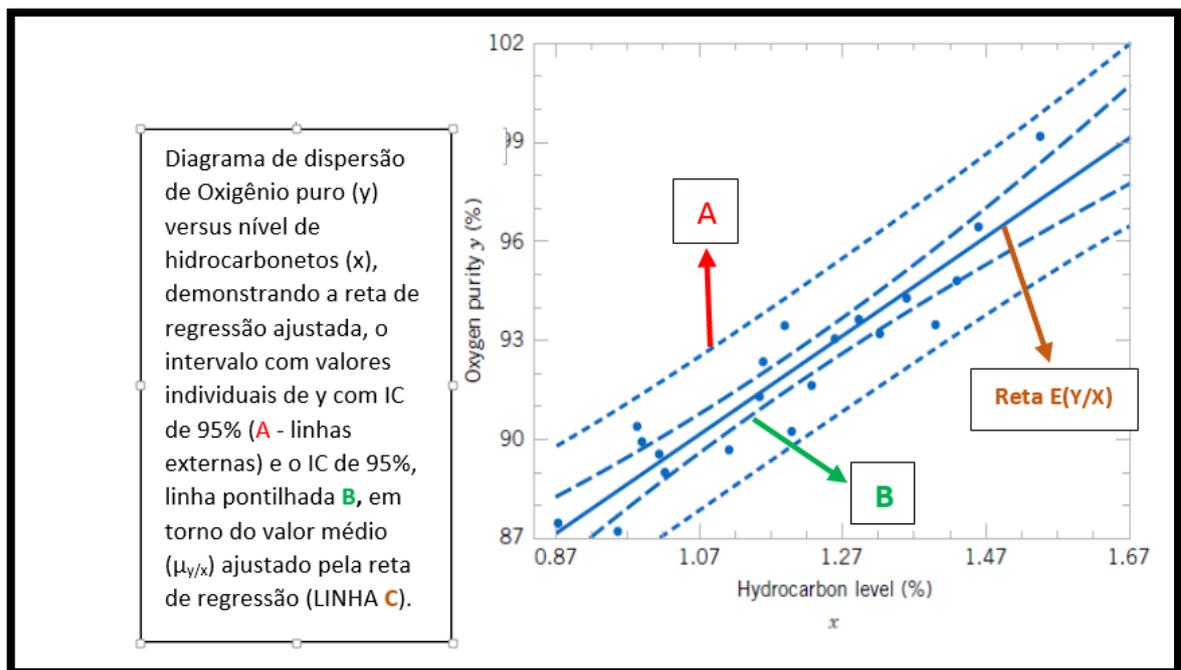


Figura 21 – Exemplo de construção de intervalos de confiança em modelos de regressão linear (adaptado de Montgomery e Runger, 2003).

A partir da mesma concepção estatística de cálculo do MSE, Baecher e Christian (2003), no capítulo de análise de regressão, abordam a relação entre o aumento da tensão de pré-adensamento com a profundidade. A Figura 22 procura demonstrar as distribuições de probabilidades dos valores da tensão de pré-

adensamento em determinada profundidade específica, podendo, a partir daí, se construir os intervalos de confiança conforme definidos nos parágrafos anteriores.

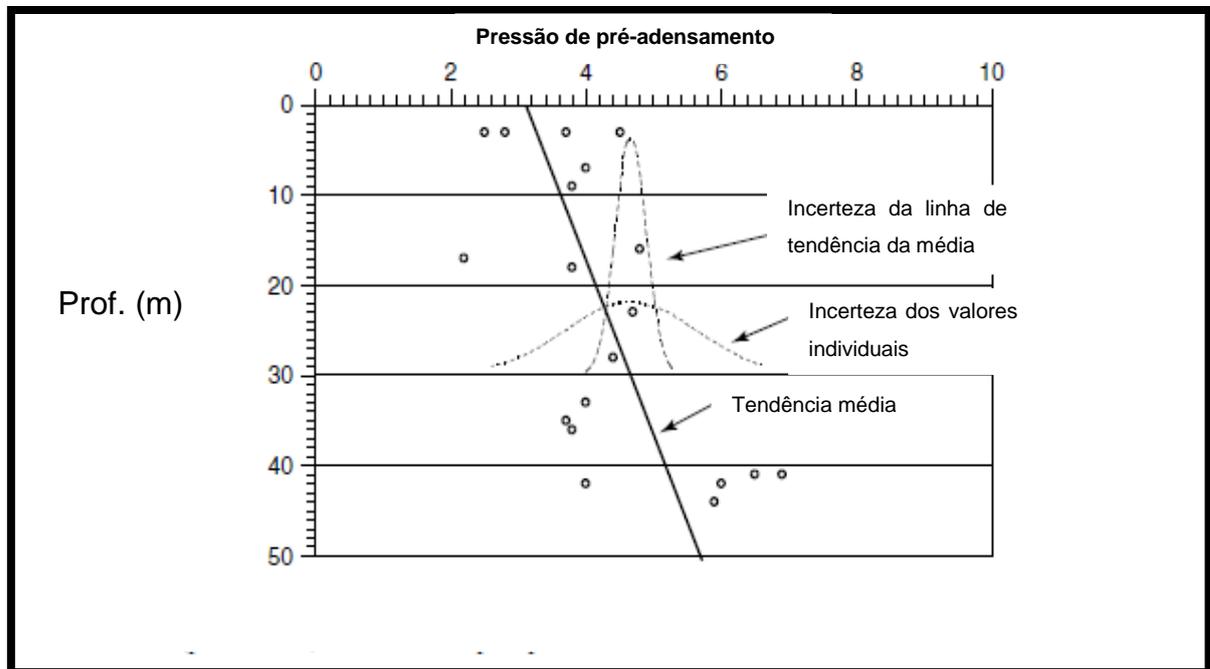


Figura 22 – Distribuições preditivas das pressões máximas médias e pontuais de pré-adensamento, a 30 metros de profundidade (adaptado de Baecher e Christian, 2003).

Outra aplicação da estimação do MSE em modelos de regressão linear, segundo Ribeiro (2008) e Pacheco (2013), pode ser encontrada na obtenção das variâncias do intercepto efetivo de coesão (c') e da tangente do ângulo de atrito efetivo ($\text{tg}\Phi'$), a partir de ensaios de cisalhamento direto, onde os valores médios são obtidos através de regressão linear dos pares (σ' e τ) de n ensaios disponíveis, sendo σ' a tensão efetiva normal ao plano de ruptura e τ a tensão cisalhante de ruptura. Segundo os autores, o MSE, sendo o valor ($V[\tau]$), é calculado pela equação 20 e serve para os cálculos das variâncias $V[c']$ e $V[\text{tg}\Phi']$, conforme Neter et al. (1982).

$$V(\tau) = \sum_{i=1}^n \frac{(\tau_i - \tau_{est})^2}{n-2} \quad (\text{Erro! Indicador não de$$

Pohl (2011) também utilizou a ferramenta estatística abordada no parágrafo anterior para estabelecer um procedimento cauteloso na determinação dos

parâmetros geotécnicos c' e $\text{tg}\Phi'$, a partir do diagrama tensão normal (σ) x tensão cisalhante (τ), conforme Figura 23.

Cabe observar que, na maioria dos ensaios de Cisalhamento Direto (CD) realizados nos laboratórios brasileiros, a reta de regressão entre a tensão normal versus a tensão cisalhante é traçada passando por poucos pontos, geralmente em número de três ou quatro.

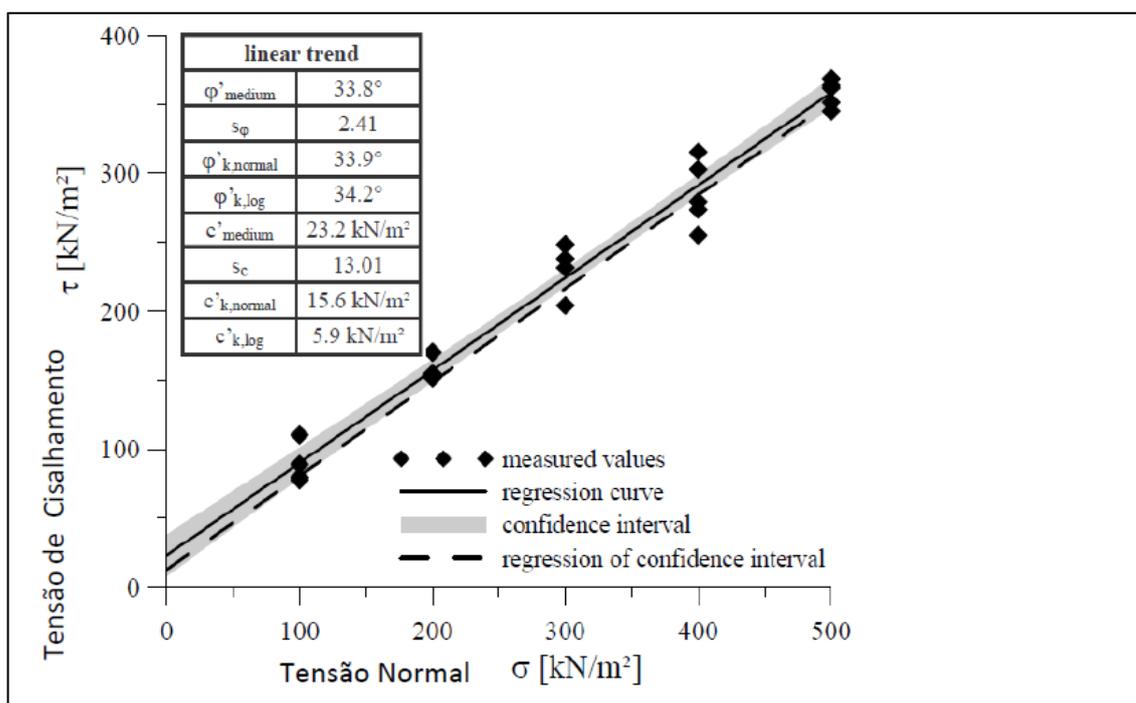


Figura 23 – Construção de intervalos de confiança a partir da regressão de valores de σ e τ (adaptado de Pohl, 2011).

2.4 Definições e procedimentos do Eurocódigo 7 (2007) na caracterização do subsolo.

Segundo Alves (2013), o Eurocódigo 7 (2007), EC7 – Projeto Geotécnico, constituído por três partes, enquadra-se na normatização da engenharia geotécnica, tendo como finalidade a garantia de qualidade, isto é, o estabelecimento de parâmetros objetivos para a certificação de qualidade e o estabelecimento de bases harmonizadas para a cooperação e entendimento entre todas as entidades envolvidas (dono de obra, projetista, gestão da qualidade e controle técnico).

A filosofia do Eurocódigo 7 (2007) consiste em um dimensionamento baseado no conceito dos estados limites, sendo que, nesta forma de abordagem, são utilizados coeficientes parciais de segurança que afetam os valores característicos, quer das ações, quer dos parâmetros resistentes dos materiais, para se chegar aos respectivos valores de cálculo.

Alves (2013) apresenta a questão do valor característico de uma propriedade resistente do terreno, enfocando que diferentemente dos materiais estruturais, onde geralmente há elevado número de ensaios e o valor característico faz todo o sentido, nos parâmetros geotécnicos, dado o número reduzidos de ensaios, a questão é controversa, embora o Eurocódigo 7 (2007) tenha assim estabelecido: “se se usarem métodos estatísticos, o valor característico [da propriedade de um terreno] pode ser obtido de tal forma que a probabilidade de ocorrência de um valor mais desfavorável controlando a ocorrência de um estado limite não seja superior a 5%”.

O Eurocódigo 7 (2007) em seu item 2.4.5.2, define que: “Se se utilizarem métodos estatísticos, o valor característico deverá ser deduzido de forma a que a probabilidade calculada de que o valor que condiciona a ocorrência do estado limite em consideração seja mais desfavorável não exceda 5%”, e acrescenta “ A este respeito, uma estimativa cautelosa do valor médio do conjunto limitado de valores de um parâmetro geotécnico com nível de confiança de 95%; no caso de rotura local, uma estimativa cautelosa do valor mínimo é a correspondente ao percentil 5%” (apud Alves, 2013).

Assim, um fator importante na escolha do valor característico X_k , de um parâmetro do terreno, é a avaliação do volume do maciço que é relevante para a ocorrência do estado limite, conforme pode se depreender da Figura 24.

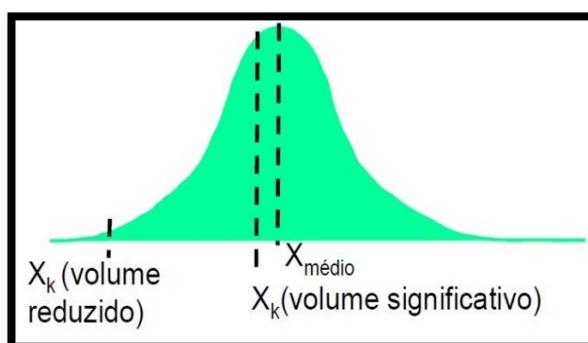


Figura 24 – Distribuição do parâmetro de resistência de um terreno (Alves, 2013).

A Figura 11, adaptada de Bond e Harris (2008), apresenta um esquema com as diversas formas pelas quais se pode escolher o valor característico X_k de acordo com o Eurocódigo 7 (2007). Segundo Alves (2013), na maioria das situações, é feita uma estimativa cautelosa a partir de valores derivados do parâmetro geotécnico X , e quando houver dados suficientes, os métodos estatísticos podem ser utilizados para selecionar um valor com nível de confiança de 95%. Na ausência de dados, enfatiza o autor lusitano, que se pode recorrer às tabelas padrão de valores característicos presentes no Eurocódigo 7 (2007), com a necessária prudência. Em todos os casos, o valor obtido deve ser confrontado com a experiência em casos anteriores semelhantes.

Sob a égide do Eurocódigo 7 (2007), vários autores, como Lacasse et al. (2007), Pohl (2011), Bond (2011), Santos (2013) e outros, publicaram estudos sobre métodos para selecionar adequadamente o valor característico ou a estimativa cautelosa de parâmetros geotécnicos, inclusive, em alguns casos, com a utilização de ferramentas estatísticas para a construção de intervalos de confiança em modelos de regressão linear de certos parâmetros geotécnicos que variam com a profundidade.

Uma obra bem completa que traz uma profunda análise do Eurocódigo 7 (2007) foi publicada por Bond e Harris (2008), denominada “Decoding Eurocode 7”, dedicando, inclusive, um capítulo inteiro à caracterização do subsolo, com discussões sobre estimativa cautelosa, valores característicos de parâmetros geotécnicos e um subitem específico da utilização de métodos estatísticos.

O Eurocódigo 7 (2007) redefiniu “valor característico” como uma estimativa cautelosa de um valor que afeta a ocorrência de um estado limite. Bond e Harris (2008) ao discutirem o real significado do termo sublinhado acima e, combinando as definições literais dos termos, apontam ao entendimento de que se trata de uma aproximação de cálculos e ou julgamentos, com o cuidado de evitar problemas ou perigos.

Motivados pela dificuldade de engenheiros escolherem os valores de parâmetros geotécnicos a serem utilizados em projetos devido à grande dispersão

dos resultados apresentados, conforme exemplificam Bond e Harris (2008) por meio da Figura 25; esses autores propuseram a utilização de ferramenta estatística a partir do modelo de regressão linear e com a construção de intervalos de confiança, que permite calcular os valores característicos de um parâmetro geotécnico qualquer que varie com a profundidade. A formulação matemática também abrange o cálculo de MSE (equação 17) para a estimação da variância.

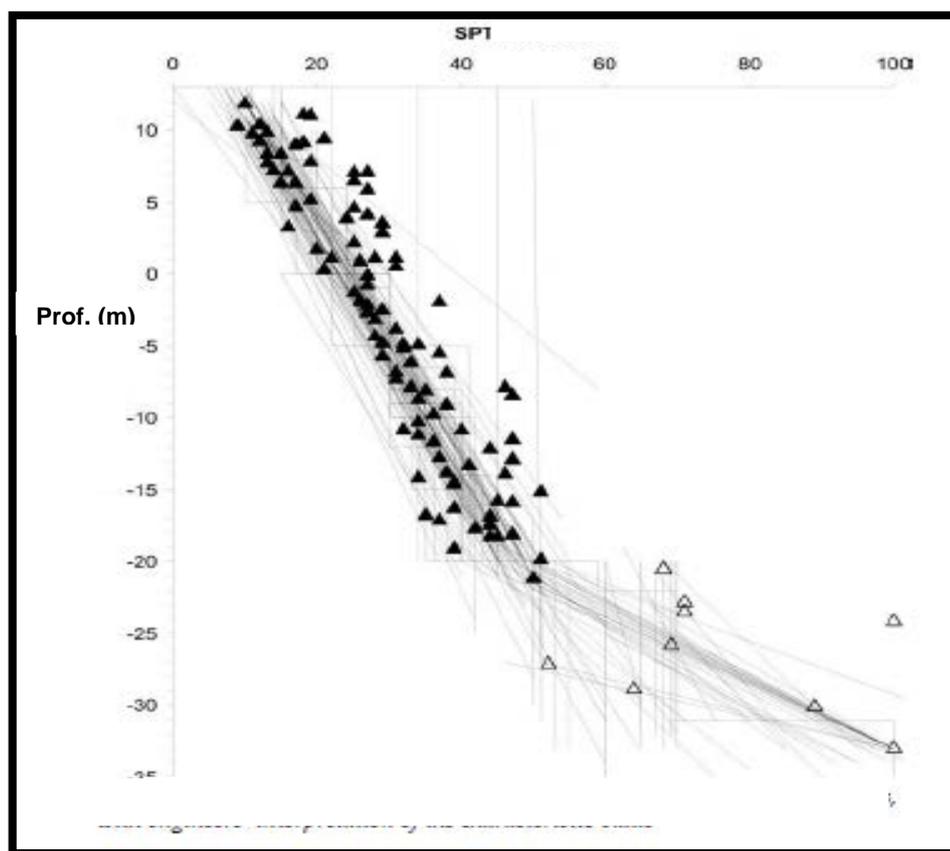


Figura 25 – Dispersão de resultados na escolha de valores característicos de N_{SPT} (linhas de cor cinza) por engenheiros (adaptado de Bond e Harris, 2008).

Bond e Harris (2008) ainda avaliaram em seu trabalho a determinação do valor característico de N_{SPT} num caso concreto, onde esta variável foi admitida como normalmente distribuída em cada profundidade em que foi medida. A resposta do procedimento, baseado em intervalos de confiança aplicados à regressão linear no espaço “SPT” versus “Profundidade” pode ser visualizada na Figura 26, destacando tanto os limites inferiores, em relação aos valores médios e pontuais, chamados respectivamente de “*lower characteristic*” e “*5% fractile*”, quanto os superiores.

Nesta mesma linha, Bond (2011) apresentou procedimento para a determinação de valor característico das medidas de CPT variando com a profundidade, também com a utilização de ferramentas estatísticas.

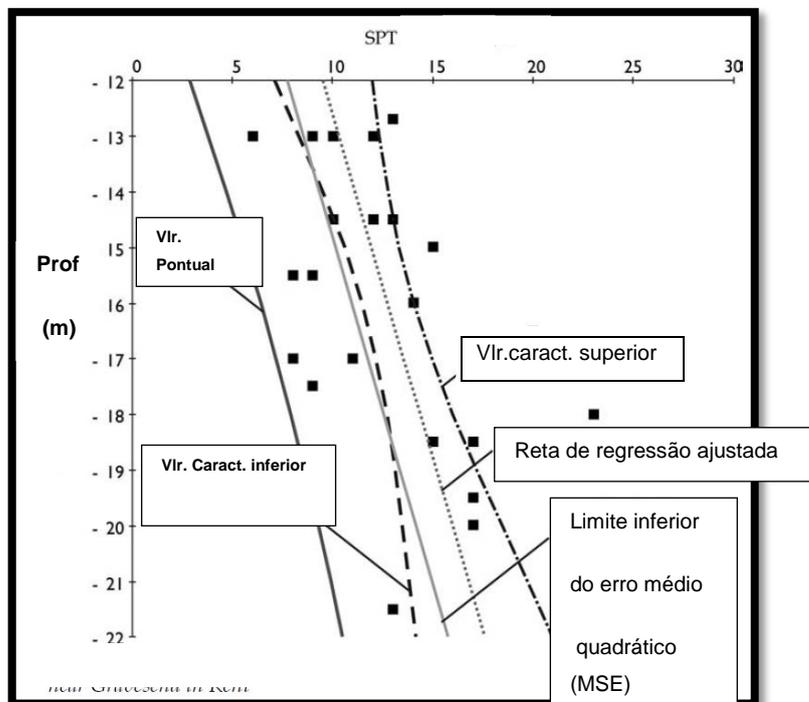


Figura 26 – Resposta da análise estatística de N_{SPT} (adaptado de Bond e Harris, 2008).

Faz-se necessário ressaltar que a metodologia utilizada por Bond e Harris (2008) se difere do critério objeto de exercício desta dissertação (IC em torno da média da regressão – “two side bounds”), uma vez tratar-se de um intervalo de confiança do tipo “one side bound”. Neste caso, os valores de N_{SPT} do limite inferior têm 95% de probabilidade de serem excedidos pelo valor médio de N_{SPT} em determinada profundidade (*lower characteristic*), ou 95% de probabilidade de serem excedidos pelo valor local (pontual) de N_{SPT} em determinada profundidade, a depender da massa de solo envolvida no problema geotécnico a que se queira resolver.

Alves (2013) conclui que a análise estatística de dados geotécnicos pode ser um complemento útil para a avaliação do valor característico em engenharia. Contudo, para que os resultados estatísticos façam sentido, devem ser seguidas algumas regras simples:

- Utilizar apenas métodos estatísticos se houver dados suficientes;
- Excluir dados incoerentes com a realidade física da propriedade do solo em análise;
- Analisar os conjuntos de dados de forma independente e dependente;
- Ao combinar dados, proceder com precaução na escolha das correlações;
- Escolher o resultado não somente baseado em valores estatísticos, mas fazendo uma ponderação se o valor escolhido é plausível de ser utilizado no caso em questão.

Por fim, Bond e Harris (2008) citam que a seleção dos valores característicos de parâmetros do terreno é das tarefas mais importantes que um engenheiro geotécnico se depara em projeto. Embora os coeficientes parciais proporcionem um bom grau de confiabilidade, estes podem não compensar os erros grosseiros de interpretação das condições reais do subsolo.

Este capítulo procurou resumir o conhecimento necessário à construção da metodologia baseada em análise de regressão linear e construção de intervalos de confiança, evidenciando também a importância de seu uso na “escolha”, de forma racional e objetiva, de valores de parâmetros geotécnicos a serem utilizados em projetos, mostrando possíveis situações potenciais de utilização, inclusive no âmbito da Europa, bem como apresentando as limitações que devem ser observadas.

3. ALGUNS ASPECTOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS. ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA. CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

3.1 Definições e Estacas Hélice Contínua

A ABNT NBR 6122:2010 – Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações aborda, ao apresentar seu escopo, que a engenharia de fundações não é uma ciência exata, e que os riscos são inerentes a processos que envolvam fenômenos ou materiais da natureza. Separa os tipos de fundações em rasas e

profundas, sendo esta última aquela que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta) ou pela superfície lateral (resistência de fuste), ou uma combinação das duas, devendo sua ponta estar assente em profundidade igual ao dobro de sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m.

A estaca, diferentemente do tubulão, é o elemento de fundação profunda executada por equipamentos ou ferramentas, sem que haja a descida de pessoas. Os seguintes tipos são listados na referida norma: pré-moldada ou pré-fabricada de concreto, de concreto moldada *in loco*, de reação (mega ou prensada), raiz, escavada com injeção ou microestaca, escavada mecanicamente, Strauss, escavada com fluido estabilizante, Franki, mista, metálica ou de aço, trado vazado segmentado, hélice de deslocamento monitorada e hélice contínua monitorada, sendo esta última, o tipo de estaca do presente estudo de caso.

Segundo a ABNT NBR 6122:2010, estacas tipo hélice contínua são estacas moldadas *in loco*, executadas mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo e de injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada, sendo a armadura colocada após a concretagem. Neste contexto, e segundo Silva (2014), esse elemento de fundação possui elevado interesse comercial, principalmente nos grandes centros urbanos, dada à sua alta produtividade com ausências de elevadas vibrações e ruídos na execução, possuindo elevada capacidade de carga e com alguma possibilidade de se controlar a qualidade durante a execução. Este mesmo autor também apresenta as desvantagens como a necessidade de terreno plano e nivelado e a proximidade de uma central de concreto.

A Figura 27, extraída de Alonso (2012), ilustra as etapas do processo executivo das estacas hélice contínua.

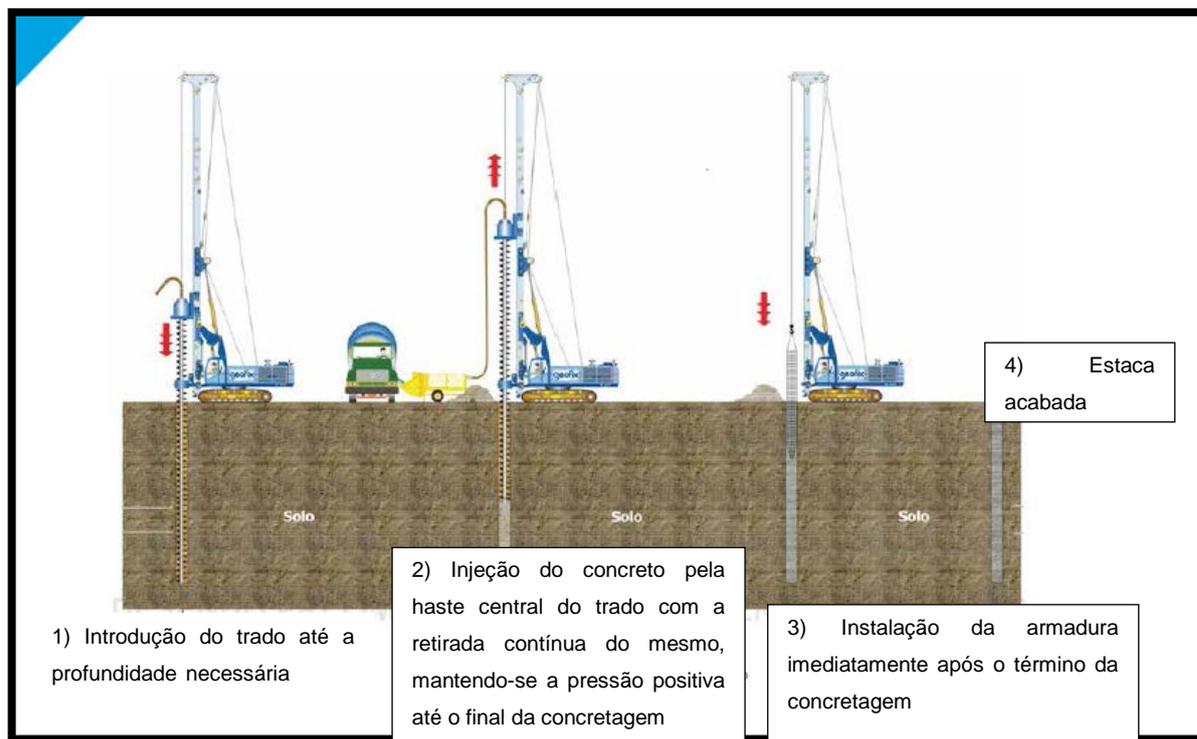


Figura 27 – Sequenciamento de atividades para execução da estaca hélice (Alonso, 2012).

Todas as fases da execução são registradas em instrumento eletrônico acoplado a sensores instalados em pontos estratégicos que permitem visualizar e registrar as fases relevantes do processo executivo. Esse monitoramento tem duas principais funções: i) subsidiar a avaliação e, se necessário, a ação corretiva do operador; e ii) evidenciar o controle de execução para avaliação e aceitação pela fiscalização.

A ABNT NBR 6122:2010 apresenta, dentre outras, recomendações para os parâmetros de dimensionamento, para as características mínimas dos equipamentos de perfuração em relação ao torque e diâmetro da estaca, para a composição do concreto e para a verificação de desempenho e integridade da estaca.

Para as estacas hélice contínua, avaliações de métodos de estimativas de capacidade de carga e ou recalques, com comparações a banco de dados de provas de carga executadas, podem ser consultadas em Magalhães (2005).

Ressalta-se também o trabalho de Mantuano (2013) que efetuou comparações entre métodos de dimensionamento e a influência do processo

executivo no comportamento de estacas hélice, com base na interpretação dos resultados de provas de carga estática e da aplicação dos critérios de ruptura. O autor estudou duas estacas, sendo uma executada com o procedimento padrão descrito pela ABNT NBR 6122:2010 e a outra realizada de forma a combinar os dois procedimentos existentes na norma, ou seja, o procedimento padrão para estaca hélice contínua (com retirada de solo) e aquele para estaca hélice de deslocamento (com deslocamento de solo somente na região da ponta da estaca).

3.2 Capacidade de carga de estacas e Métodos semi-empíricos.

Segundo Alonso (2012), as cargas admissíveis estruturais, também denominadas de cargas características, são as máximas cargas de compressão, tração e transversais, que as estacas poderão suportar, visto que correspondem à resistência estrutural dos seus materiais componentes. Entretanto, há necessidade de dotar a estaca de um comprimento tal, que permita que essa carga possa ser atingida sob o ponto de vista do contato estaca-solo. Este procedimento constitui o que se denomina “previsão da capacidade de carga”.

A Figura 28, extraída de Alonso (2012), mostra duas situações de estacas do mesmo tipo, instaladas num mesmo solo. O caso (A) corresponde a duas estacas com mesmo perímetro U e mesma área de ponta S , porém com comprimentos diferentes, de tal sorte que a estaca com maior comprimento apresentará maior capacidade de carga. Analogamente, o caso (B) apresenta duas estacas com o mesmo comprimento, mas com perímetro U e área S diferentes. Nesse caso a estaca de maior perímetro e área apresentará maior capacidade de carga. Portanto, o projeto de um estaqueamento consiste em otimizar perímetros e áreas de ponta das estacas em função das características de resistência do solo e das limitações dos equipamentos de execução das estacas.

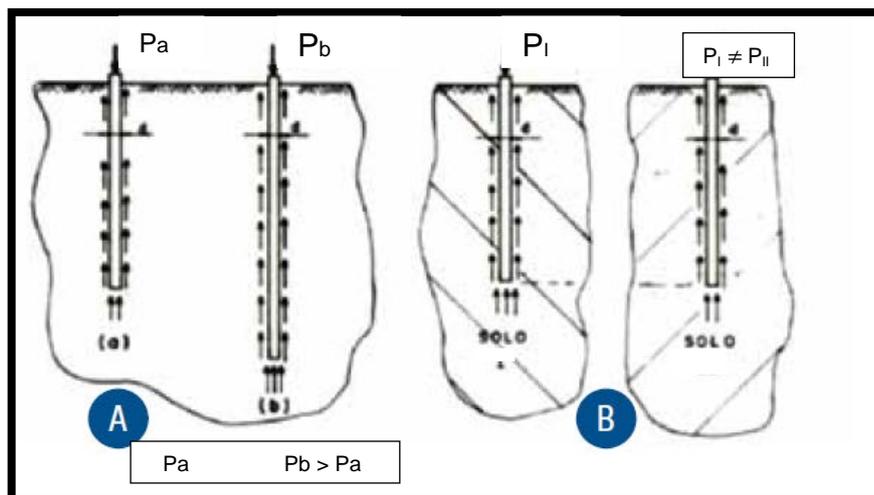


Figura 28 – Estacas e cargas admissíveis (Alonso, 2012).

É evidente que, nessa otimização, e sempre que for possível, devem-se utilizar estacas e equipamentos que permitam instalá-las em um comprimento tal que a carga admissível estrutural possa ser atingida, pois essa é a máxima carga que a estaca poderá suportar. Mas nem sempre isso é possível e, via de regra, a carga admissível da estaca será inferior àquela mostrada em tabelas. É por esta razão que não existem cargas admissíveis de estacas tabeladas.

Cumprе ressaltar que, no parágrafo acima, Alonso (2012) refere-se, de forma geral, ao enfoque do fator de segurança global, conforme item 3.41 da ABNT NBR 6122:2010 - método de valores admissíveis. Esta abordagem, bem como aquela que enfoca a aplicação de fatores de segurança parciais (item 3.42 da ABNT NBR 6122:2010 - método dos valores de projeto), podem ser consultadas no subtítulo 3.4 desta dissertação.

A capacidade de carga na ruptura de uma fundação isolada (estrutura + solo circundado) é aquela correspondente à carga que, quando aplicada à mesma, provoca o colapso ou o escoamento do solo que lhe dá suporte ou do próprio elemento estrutural. Assim, a capacidade de carga de uma estaca é obtida pelo menor dos dois valores, entre a resistência estrutural do material que compõe o elemento de fundação e a resistência do solo que dá suporte ao elemento.

Estabelecer a capacidade de carga de uma fundação profunda, enquanto capacidade de suporte do solo, é buscar a solução de qual a maior carga Q , que

aplicada no topo do elemento, mobilizará as maiores resistências, na base (Resistência de Ponta) e ao longo do fuste (Resistência pelo Atrito Lateral) ou àquela carga Q , que corresponder à situação de ruptura, do ponto de vista geotécnico.

Danziger (2013) adverte que o processo executivo das fundações profundas acarreta perturbações de diversas intensidades no terreno adjacente, influenciando sobremaneira a capacidade de carga. Para as areias há uma boa resposta no curto prazo, enquanto para as argilas, a capacidade de carga é também uma função do tempo. Além disso, cita a autora, os mecanismos de transferência de carga para o fuste e ponta, os efeitos de profundidade, de escala, a execução, bem como eventual efeito de grupo de estacas, dificultam a precisa avaliação do comportamento.

Introduzidos os conceitos e as limitações inerentes, os possíveis métodos de avaliação da capacidade de carga de estacas isoladas podem ser divididos em:

- Estáticos $\left\{ \begin{array}{l} \text{teóricos} \left\{ \begin{array}{l} \text{da teoria da mecânica dos solos clássica} \\ \text{Vesic (expansão de cavidade); API} \end{array} \right. ; \\ \text{semi – empíricos – da correlação estatística dos ensaios de campo} \end{array} \right.$
- Provas de Carga – *efetivos e mais onerosos;*
- Dinâmicos – *pelos fórmulas dinâmicas de cravação com base em equações da onda*

Os métodos semi-empíricos, derivados de dados obtidos dos ensaios de campo, isto é, de correlações estatísticas a partir dos ensaios de CPT e SPT, não levam em conta o fator tempo, sendo, portanto, métodos de avaliação de longo prazo, uma vez que os mesmos foram calibrados por provas de carga executadas *a posteriori*. Além disso, esses métodos foram concebidos regionalmente, até mesmo localmente, envolvendo problemas geotécnicos com subsolos e soluções de fundações específicas. O projetista deve, assim, adequá-los à região de interesse e utilizá-los com parcimônia.

No presente estudo foram utilizadas as estimativas de capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) com coeficientes alterados por

Monteiro (1997), Décourt & Quaresma (1978) alterado pelo método de Décourt (1996) e Método de Alonso (1996).

3.2.1 Método de Aoki-Velloso, com coeficientes alterados por Monteiro

O método idealizado por Aoki & Velloso (1975) foi desenvolvido, originalmente, a partir do ajuste das correlações empíricas dos dados do ensaio do cone mecânico, no qual foi incorporada a luva de Begemann para a medida do atrito lateral aos resultados de provas de carga em estacas cravadas (Cintra e Aoki, 2010). Com a evolução para o CPT e Piezocone, e em virtude da abrangente utilização do SPT no Brasil, foi proposta a expressão da equação 21 para os cálculos da estimativa da capacidade de carga Q_t .

$$Q_t = A_b \cdot \frac{k \cdot N_p}{F_1} + \pi \cdot D \cdot \sum \frac{k \cdot \alpha \cdot N_l}{F_2} \cdot \Delta l \quad (\text{em KN}) \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

Onde

- A_b é a área da base;
- D é o diâmetro do fuste;
- k e α são índices variáveis dependentes do tipo de solo;
- Δl é a espessura da camada do solo;
- F_1 e F_2 são fatores de correção (efeito escala e execução), que levam em consideração a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT;
- N_p e N_l são o índice de resistência à penetração na cota de apoio da base e na camada de espessura Δl , respectivamente, obtidos pelo furo de sondagem mais próximo.

Monteiro (1997) analisou o comportamento de estacas cravadas (Franki e pré-moldadas) e escavadas por meio de variações no seu processo executivo e, a

partir disso, propôs modificações aos coeficientes F_1 , F_2 , k e α da metodologia original de Aoki-Velloso (1975), conforme demonstradas na Tabela 3 e Tabela 4.

Tabela 3 – Valores de F_1 e F_2 (Monteiro, 1997)

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki fuste apilado	2,30	3,00
Franki fuste vibrado	2,30	3,20
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada à percussão	2,50	3,50
Pré-moldada por prensagem	1,20	2,30
Escavada com lama	3,50	4,50
Raiz	2,20	2,40
Strauss	4,20	3,90
Hélice contínua	3,00	3,80

Tabela 4 – Valores de k e $k.\alpha$ (Monteiro, 1997)

Tipo de solo	k (kPa)	$k.\alpha$ (kPa)
Areia	730	15,3
Areia siltosa	680	15,6
Areia siltoargilosa	630	15,1
Areia argilosiltosa	570	16,5
Areia argilosa	540	15,1
Silte arenoso	500	15
Silte	480	15,4
Silte arenoargiloso	450	14,4
Argila arenosa	440	14,1
Silte argiloarenoso	400	13,2
Argila siltoarenosa	330	13,5
Silte argiloso	320	11,5
Argila arenosiltosa	300	11,4
Argila siltosa	260	11,7
Argila	250	13,8

Monteiro (1997) limitou a aplicação do método de Aoki-Velloso ao valor de $N_{SPT} \leq 40$ e admitiu as resistências de ponta como mobilizadas segundo um comprimento igual a 7 vezes o diâmetro da estaca acima da ponta, mais 3,5 vezes o diâmetro abaixo da ponta. Portanto, os valores de N_{SPT} utilizados no cálculo representam a média ponderada dos valores nos trechos acima e abaixo da ponta.

3.2.2 Método de Décourt & Quaresma (1978), modificado por Décourt et al. (1996):

Décourt & Quaresma (1978) desenvolveram um método baseado exclusivamente em ensaios SPT para a avaliação da capacidade resistente de uma estaca e que foi desenvolvido preliminarmente para estacas cravadas. Décourt et al. (1996) propuseram uma modificação no método, generalizando a outros tipos de estacas através da introdução de correções de natureza empírico – experimental (fatores α e β), resultando na equação 22.

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_b + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L; \quad R \text{ em } tf \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

Onde

- R é a capacidade de carga;
- N_l é o valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste, tal que $3 \leq N_l \leq 50$;
- A_b é a seção transversal da ponta ou base da estaca;
- N_p é o valor médio de três medidas de N_{SPT} : ao nível da ponta, imediatamente superior e imediatamente inferior;
- U é o perímetro do fuste da estaca;
- L é o comprimento da estaca;
- C é um coeficiente característico do solo, Tabela 5;

. α e β são fatores em função do tipo da estaca e do tipo de solo, Tabela 6.

Tabela 5 – Valores de C (Décourt & Quaresma, 1978)

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Areia	40
Silte arenoso (alteração de rocha)	25
Silte argiloso (alteração de rocha)	20
Argila	12

Tabela 6 – Valores de α e β (Nienov, 2006, adaptado de Décourt et al., 1996)

Tipo de solo	Tipo de Estaca									
	Escavada em geral		Escavada (betonita)		Hélice contínua		Raíz		Injetada so ^{altas} pressões	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,80*	0,85	0,90*	0,30*	1,0*	0,85*	1,5*	1,0*	3,0*
Intermediários	0,60	0,65*	0,60	0,75*	0,30*	1,0*	0,60*	1,5*	1,0*	3,0*
Areias	0,50	0,5*	0,50	0,6*	0,30*	1,0*	0,50*	1,5*	1,0*	3,0*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

3.2.3 Método de Alonso (1996):

Conforme Alonso (2012, 1996), a carga de ruptura PR do solo que dá suporte a uma estaca de seção constante com a profundidade é obtida pelo menor dos dois valores: i) $PL + PP$ e ii) $PR_{\text{estrutural}}$.

Onde

$PL = U \cdot \sum \Delta l \cdot r_l$ é a parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste da estaca;

$PP = A \cdot r_p$ é a parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca;

U = perímetro da seção transversal da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

r_l = é a tensão média de adesão (atrito lateral) entre a estaca e o solo, na camada de espessura Δl ;

r_p = é a tensão média na ruptura do solo na cota de apoio da estaca;

$PL + PP = PR$ é a carga de ruptura geotécnica.

O método original de Alonso baseava-se no ensaio SPT-T (ensaio SPT com medida de torque – Ranzini 1988, 1994), não tendo muita difusão atualmente no meio geotécnico. Por esta razão, o autor adaptou o método para o caso em que se dispõe apenas dos ensaios tradicionais SPT, utilizando as seguintes correlações obtidas estatisticamente, $T_{m\acute{a}x} = 1,2 N$ e $T_{m\acute{i}n} = N$, sendo N o valor do N_{SPT} tradicional e as unidades do torque (T) em kgf.m.

Com base nas correlações acima, os seguintes valores foram adotados: $r_l = 0,65 \cdot \frac{1,2 N}{1,8} = 0,43.N$ (em tf/m^2) ou $r_l = 4,3.N$ (em kN/m^2 ou kPa) valendo a limitação de $20 tf/m^2$ ou $200 kPa$; e $r_p = 20.N$ para as areias, $15.N$ para as argilas e $8.N$ para os solos expansivos do massapé da Bahia e de Formação Guabirotuba, sendo N o valor do N_{SPT} na profundidade considerada e a unidade de r_p em tf/m^2 .

Cabe ressaltar que o método proposto por Alonso (1996) baseou-se em ensaios realizados nos solos da Bacia Sedimentar de São Paulo, devendo ser usado, com reserva, para outras localidades. É por esta razão que o autor alerta, em seu trabalho original, que antes de se aplicar o método em outros locais, onde não se disponha de ensaios SPT-T, deve-se inicialmente obter essa correlação e, aí sim, usar o SPT. Seguindo esse alerta, em trabalho posterior, Alonso (2000) limitou o valor de r_l a $8 tf/m^2$ ($80 kPa$), ao invés de $20 tf/m^2$ ($200 kPa$) do trabalho original para os solos expansivos do massapé da Bahia e da Formação Guabirotuba do Paraná.

3.3 Capacidade de Carga e Provas de Carga

O melhor mecanismo de avaliação da real transferência de carga de uma estaca ao solo é através da execução de provas de carga, estáticas ou dinâmicas, normatizadas pelas ABNT NBR 12131:2006 e ABNT NBR 13208:2007, respectivamente.

Segundo Silva (2011), diversos autores afirmam que a prova de carga estática é a melhor metodologia para análise do comportamento de fundações profundas, pois a maioria das cargas que atuarão sobre o elemento de fundação tem a característica de serem aplicadas ao longo da execução da obra (carregamento em etapas) e serão mantidas no decorrer da vida útil do projeto.

Cabe lembrar, em relação ao parágrafo anterior, a diferença entre as ordens de grandeza do tempo do ensaio estático na prova de carga e o tempo, bem mais lento, do real acréscimo das cargas atuantes na estrutura.

A ABNT NBR 6122:2010 torna obrigatória a execução de provas de carga estática em obras com um número de estacas superior a 100 unidades, no caso de estaqueamento tipo hélice contínua; ou simplificada, deve-se fazer a prova de carga estática em 1% das estacas, arredondando este número para mais.

O produto principal de um ensaio de prova de carga lenta é a curva carga-recalque, P vs ρ , onde P é a carga aplicada no topo da estaca, representada pelo eixo das ordenadas, e ρ é o recalque no topo da estaca, representado no eixo das abscissas. Segundo Cintra et al. (2013), a maioria das curvas carga-recalque não exhibe ruptura nítida, sendo necessário um critério de interpretação para se definir o valor de capacidade de carga (R) do sistema estaca-solo.

3.3.1 Extrapolação da carga de ruptura pelo método de Van Der Veen (1953)

Conforme Pacheco (2008), na situação em que as provas de carga são levadas a valores próximos da resistência limite do solo, a atribuição da carga limite Q_T ao valor assintótico de uma função exponencial, equação 23, que se ajuste adequadamente aos pontos obtidos desta prova de carga, se mostra, em geral, como procedimento satisfatório para definir a carga de ruptura de um ensaio estático, conforme exemplificado na Figura 29, consistindo o procedimento, no método de Van Der Veen.

$$P = Q_T [1 - e^{-(a\rho + b)}]$$

(Erro! Indicador não defini

Onde

P e ρ são os pontos da curva carga vs recalque;

Q_T é o valor assintótico representativo da carga de ruptura, sendo obtido através de uma transformação logarítmica para linearização;

“ a ” e “ b ” são os parâmetros da reta de regressão que melhor se ajusta aos pontos “ P ” e “ ρ ” no espaço linearizado.

Na Figura 29, os pontos marcados pelos círculos cheios pretos representam pontos “ P ” (carga) versus “ ρ ” (recalque) obtidos nas provas de carga. A curva mostrada em traço contínuo representa o melhor ajuste aos pontos “ P ” x “ ρ ”. A reta tracejada indica o valor assintótico Q_T atribuído à carga de ruptura.

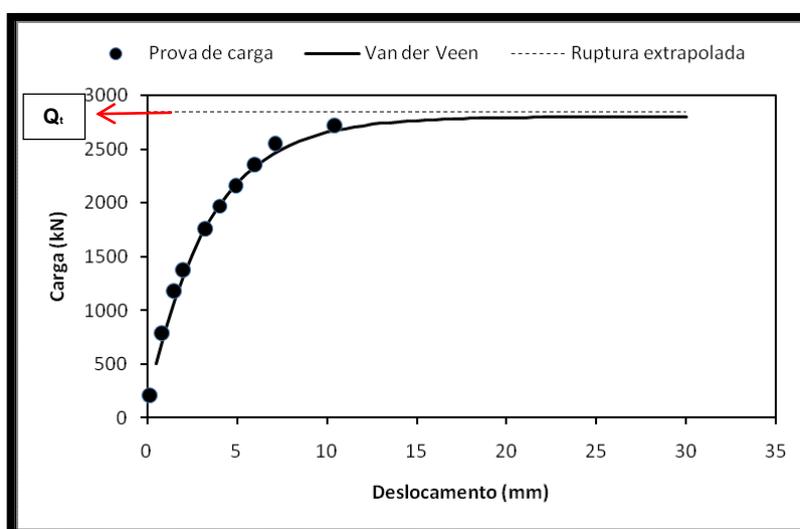


Figura 29 – Método de Van Der Veen, 1953 (adaptado de Pacheco, 2008)

Pacheco (2008) observa ainda que o método de Van Der Veen (1953) é sabidamente conservativo, por conduzir a valores assintóticos de Q_T , equação 23, que tendem a se aproximar do último estágio de carga. Portanto, os valores de Q_T extrapolados acabam influenciados pelas cargas máximas de teste, que os “atraem”,

levando a valores extrapolados que, além de sistematicamente inferiores às cargas de ruptura reais, produzem também uma dispersão dos resultados menor que a dispersão real.

Danziger (2013) destaca que o método de Van Der Veen (1953) não deve ser aplicado quando a curva carga recalque apresenta comportamento tipicamente linear, indicando pouca mobilização da resistência de ponta. De fato, com a aproximação da ruptura e mobilização gradativa da ponta, a curva se torna com aspecto similar à exponencial, concebida por Van Der Veen (1953).

Cabe notar que a interpolação pela curva exponencial releva ser adequada à prova de carga em estudo, uma vez que os valores experimentais se encontram posicionados muito próximos ao traçado da curva da Figura 29.

3.3.2 Extrapolação da carga de ruptura pelo método de Décourt (1996)

Para a interpretação das provas de carga por este método, também conhecido como método da Rigidez, define-se a rigidez (*Rig*) em qualquer estágio da prova de carga como a relação entre a carga “*P*” atingida no estágio e o recalque “*ρ*” correspondente, isto é, $Rig = P / \rho$.

A carga de ruptura, Q_T , é interpretada procurando-se o ponto onde a rigidez $Rig \rightarrow 0$, o que equivale a que o recalque $\rho \rightarrow \infty$. Lançando-se em um gráfico a carga “*P*” versus a rigidez “*Rig*”, o ponto de rigidez nula é obtido pela interseção da reta que melhor se ajusta aos pontos obtidos com o eixo das abscissas (cargas “*P*”), como ilustra a Figura 30.

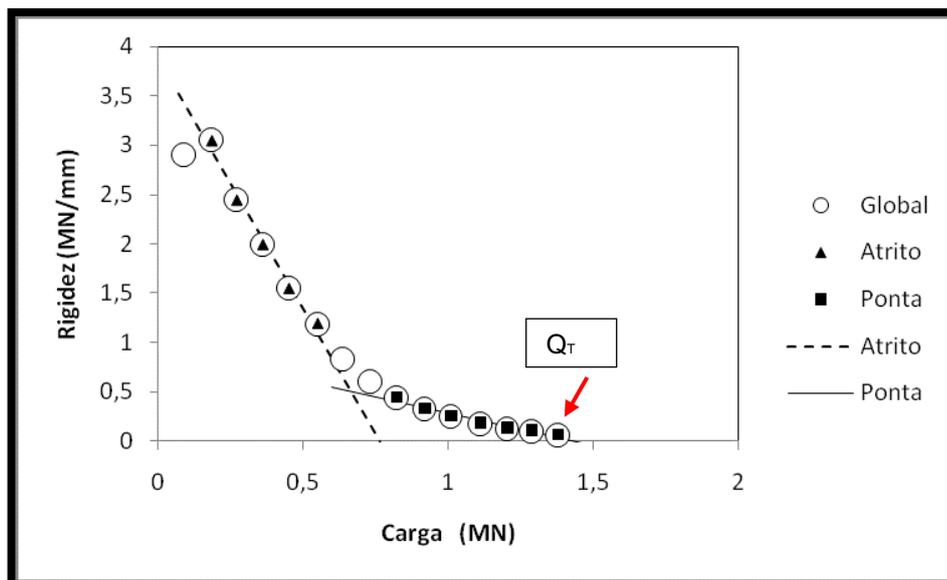


Figura 30 – Método de Décourt, 1996 (adaptado de Pacheco, 2008)

No método de Décourt (Rigidez), de acordo com a Figura 30, uma interpretação de caráter qualitativo para a reta tracejada é que esta seja representativa de pontos onde predomine a resistência por atrito lateral. Nesta interpretação, a interseção da reta tracejada com o eixo das cargas indica, a grosso modo, a parcela resistida por atrito lateral. Por outro lado, a reta contínua mostra a influência da carga adicional por resistência de ponta, de tal forma que a interseção da reta contínua com o eixo das cargas indica a carga limite total (atrito lateral + ponta) resistida pela estaca. As interpretações pelo método da rigidez partem do pressuposto que as estacas são suficientemente curtas e livres de tensões residuais, hipóteses estas aplicáveis às estacas tipo hélice contínua.

3.4 Capacidade de carga de estacas sob a ótica da ABNT NBR 6122:2010

Cintra e Aoki (2010) enfatizam que a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação por estacas corresponde à máxima resistência oferecida pelo sistema ou à condição de ruptura do ponto de vista geotécnico, e que em um estaqueamento, R pode ser tratada como variável aleatória, com uma respectiva função de distribuição de probabilidade. Supondo ainda que R seja normalmente distribuída, os valores chamados de R_k – valor característico e R_{med} – valor médio, com 5% e 50%, respectivamente, de probabilidade de ocorrência de

valores inferiores, são valores que merecem destaque, pois, segundo os autores, dão origem às duas filosofias de projeto de fundações com base na ABNT NBR 6122:2010, os chamados método de valores de projeto e método de cargas admissíveis.

O método dos valores de projeto, item 3.42 da ABNT NBR 6122:2010, é definido como um método onde as cargas de ruptura são divididas pelos coeficientes de minoração da resistência e as ações são multiplicadas por fatores de majoração conforme equação 24.

$$R_d = R_{ult} / \gamma_m ; A_d = A_k \times \gamma_f \text{ e } R_d \geq A_d \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

Onde

R_d é a carga resistente de projeto para estacas;

A_d representa as ações em valores de projeto;

R_{ult} representa a carga de ruptura (última);

A_k representa as ações características; e

γ_m, γ_f são fatores de segurança parciais.

O método de valores admissíveis (item 3.41 da ABNT NBR 6122:2010) é aquele onde a carga de ruptura é dividida por um fator de segurança global, conforme equação 25. Cintra e Aoki (2010) observam nesta filosofia de projeto, que há a introdução do conceito de carga admissível, também chamada antigamente de carga de trabalho, e que tem por princípio a garantia de que a solicitação em cada estaca não seja superior à carga admissível.

$$R_{adm} \leq R_{ult} / FS_g \text{ e } R_{adm} \geq A_k \quad (\text{Erro! Indicador não definido.})$$

Onde

R_{adm} é a carga admissível de estacas;

R_{ult} representa a carga de ruptura (última);

A_k representa as ações características;

FS_g fator de segurança global.

Há preferência, segundo Cintra e Aoki (2010), pela filosofia de projeto da carga admissível. Estes autores, inclusive, enfatizam que o conceito de carga admissível é aplicável ao estaqueamento como um todo, e não a uma estaca individualmente. Entretanto, a prática de projeto no Brasil é fazer uma abordagem determinística ao transformar os resultados de N_{SPT} de cada furo, em valores de N_{SPT} médios representativos de vários furos, o que embute o valor da capacidade de carga de sua característica média, isto é, R_{med} .

3.5 Outros aspectos da ABNT NBR 6122:2010

Cabem destacar outros itens da ABNT NBR 6122:2010 de interesse à análise do banco de dados da dissertação ora em curso, sobretudo o Capítulo 6 desta norma – Segurança nas Fundações.

O item 6.1.1 da ABNT NBR 6122:2010 denomina região representativa do terreno, àquela região onde há pequena variabilidade das suas características geotécnicas. Dependendo da classificação geológica e das dimensões do terreno, pode ser necessário dividi-lo em regiões assim classificadas. Diz ainda o referido item que o projetista deve definir estas regiões para a elaboração do projeto e programação dos ensaios de desempenho das fundações.

Em relação aos fatores de segurança de fundações profundas, o item 6.2.1.2.1 – Resistência calculada por método semi-empírico, aborda que para determinação da carga admissível deve-se aplicar o valor 2,0 e para carga resistente de projeto, o valor de 1,4.

Este item ainda aborda que quando se reconhecerem regiões representativas, o cálculo da resistência característica de estacas por métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo pode ser determinado pela equação 26.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left[(R_{c,cal})_{med} / \xi_1 ; (R_{c,cal})_{min} / \xi_2 \right] \quad (\text{Erro! Indicador não de})$$

Onde

$R_{c,k}$ é a resistência característica;

$(R_{c,cal})_{med}$ é a resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros;

$(R_{c,cal})_{min}$ é a resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros;

ξ_1 e ξ_2 são fatores de minoração da resistência, conforme Tabela 7

Tabela 7 – Valores de ξ_1 e ξ_2 (ABNT NBR 6122:2010)

n ^a	1	2	3	4	5	6	≥ 10
ξ_1	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

^a n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno

Aplicados os fatores da Tabela 7, para se determinar a carga admissível deve ser empregado um fator de segurança global de no mínimo 1,4.

Os fatores de minoração ξ_1 e ξ_2 decrescem enquanto o número de ensaios de campo por região representativa do terreno cresce. Este enfoque sinaliza para a premissa de que ao aumentar o número de ensaios por região representativa, ocorre a redução das incertezas do projeto. Este é o enfoque de Schnaid e Odebrecht (2012), que em sua obra, apresentam as tabelas com fatores de segurança propostos por Vesic (1975) e Wright (1969), demonstrando que as incertezas em um

projeto geotécnico serão tão menores quanto maior for a extensão do programa de investigação.

4 CASO ESTUDADO

Em resumo, este estudo pretende construir um critério estatístico para uma escolha cautelosa de valores de N_{SPT} a serem utilizados na estimativa de capacidade de carga de estacas por métodos semi-empíricos. A existência de uma grande obra civil, com a oferta simultânea dos dados das sondagens SPT executadas na área do estaqueamento, bem como a disponibilização de Relatório com a Interpretação das Provas de Carga executadas na avaliação do desempenho, possibilitou o desenvolvimento do estudo, cujos detalhes seguem neste capítulo.

4.1 Objeto e local de estudo

Trata-se de uma obra civil onde foi realizado um extenso estaqueamento do tipo hélice contínua monitorada, da ordem de mais de 24.000 m de estacas executadas, com unidades variando em diâmetro de 35 cm a 50 cm e comprimento de seu fuste na faixa de 8 m a 15 m.

A planta de locação de sondagens SPT e os respectivos boletins de sondagens foram disponibilizados pelo projetista, perfazendo um total de 102 furos. Além das sondagens à percussão, pôde-se consultar o Relatório de interpretação de 19 Provas de Carga estáticas representativas do estaqueamento.

Para fins do presente estudo, a área do estaqueamento foi dividida em 6 regiões numeradas conforme o croqui da Figura 31 (extraído da planta de locação de pontos de sondagens), tal que cada região fosse considerada como representativa de um terreno com padrões geotécnicos similares, premissa da garantia de que a estratigrafia de qualquer furo de sondagem de uma região possa ser utilizada indistintamente à toda região.

A Tabela 8 apresenta o resumo, agrupado por região, da base de dados disponível e necessária ao desenvolvimento do projeto, nela podendo-se consultar as sondagens e as provas de carga realizadas.

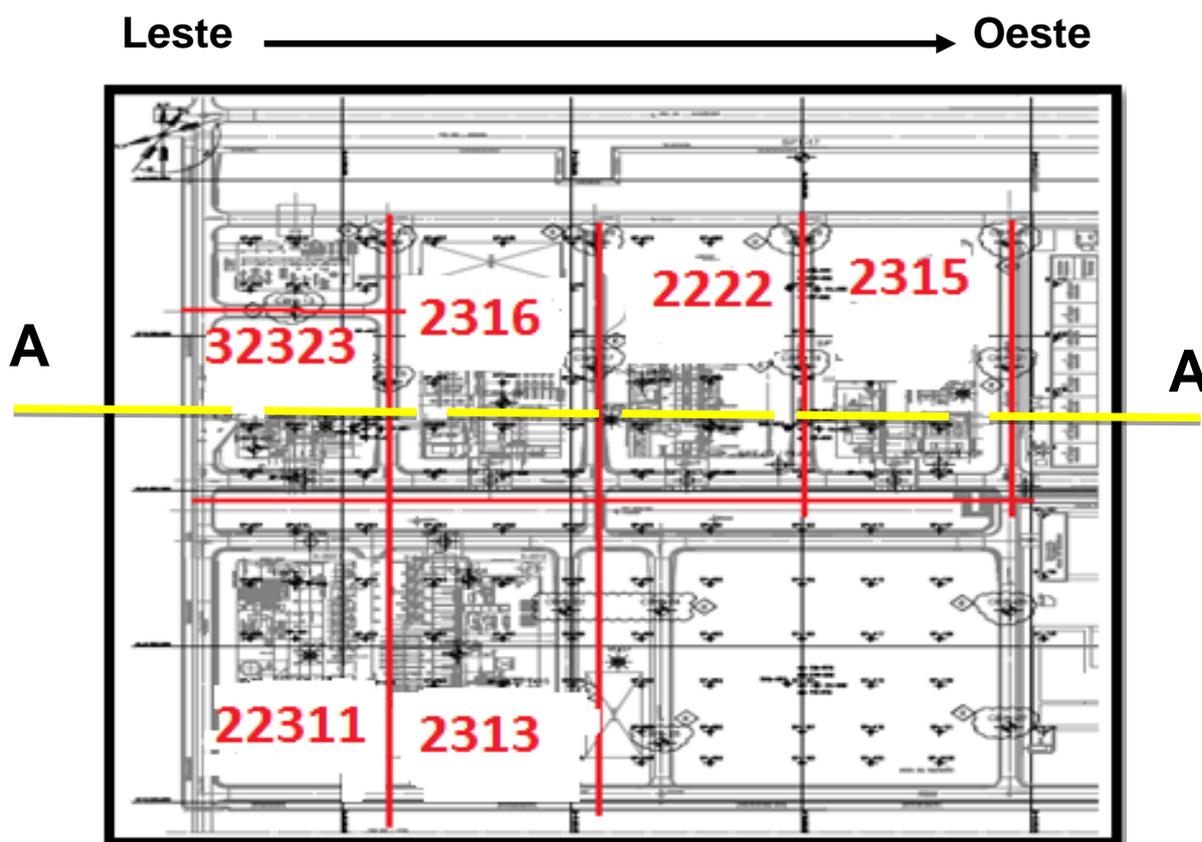


Figura 31 – Croqui meramente esquemático da área do estaqueamento, dividida em 6 regiões conforme numeração. Corte AA – vide Figura 33. (Pacheco, 2008).

Tabela 8 – Resumo, por região, das sondagens, provas de carga e sondagem representativa da prova de carga.

Região	Sondagens	Provas de Carga – Sondagem Representativa
32323	SP03; SP04; SP05; SP15; SP16; SP18A; SP27; SP28; SP30; SPT05	PC02 – SPT05
2316	SP37; SP38; SP39; SP40; SP41; SP42; SP49; SP50; SP51; SP52; SP53; SP54; SP61; SP62; SP63; SP64; SP65; SP66; SPT01; SPT06	PC01 – SP40; PC02 – SP40; PC03 – SP53; PC04 – SP54
2222	SP73; SP74; SP76; SP77; SP78; SP85; SP86; SP87; SP88; SP89; SP90; SP97; SP98; SP100; SP101; SP102; SPT01; SPT02; SPT07	PC01 – SP87; PC02 – SPT02; PC03 – SP89
22311	SP7; SP8; SP9; SP10; SP11; SP12; SP19; SP20; SP21; SP22; SP23; SP24; SP31; SP32; SP33; SP34; SP35; SP36; SPT04	PC01 – SP33; PC02 – SP10; PC03 – SP12
2315	SP109; SP110; SP111; SP112; SP113; SP114; SP121; SP122; SP123; SP124; SP125; SP126; SPT08; SPT16	PC01 – SP112; PC02 – SP124; PC03 – SPT08
2313	SP43; SP44; SP45; SP46; SP47; SP48; SP55; SP56; SP57; SP58; SP59; SP60; SP67; SP68; SP69; SP70; SP71; SP72; SPT10; SPT15	PC01 – SP58; PC02 – SP45; PC03 – SP44; PC04 – SP56; PC05 – SP56

Esta obra foi executada na cidade de Araucária, PR, Figura 32, pertencendo à formação geológica-geotécnica típica da grande região, conhecida como Formação Guabirotuba, consistindo do maciço no qual os elementos de fundações estão inseridos.

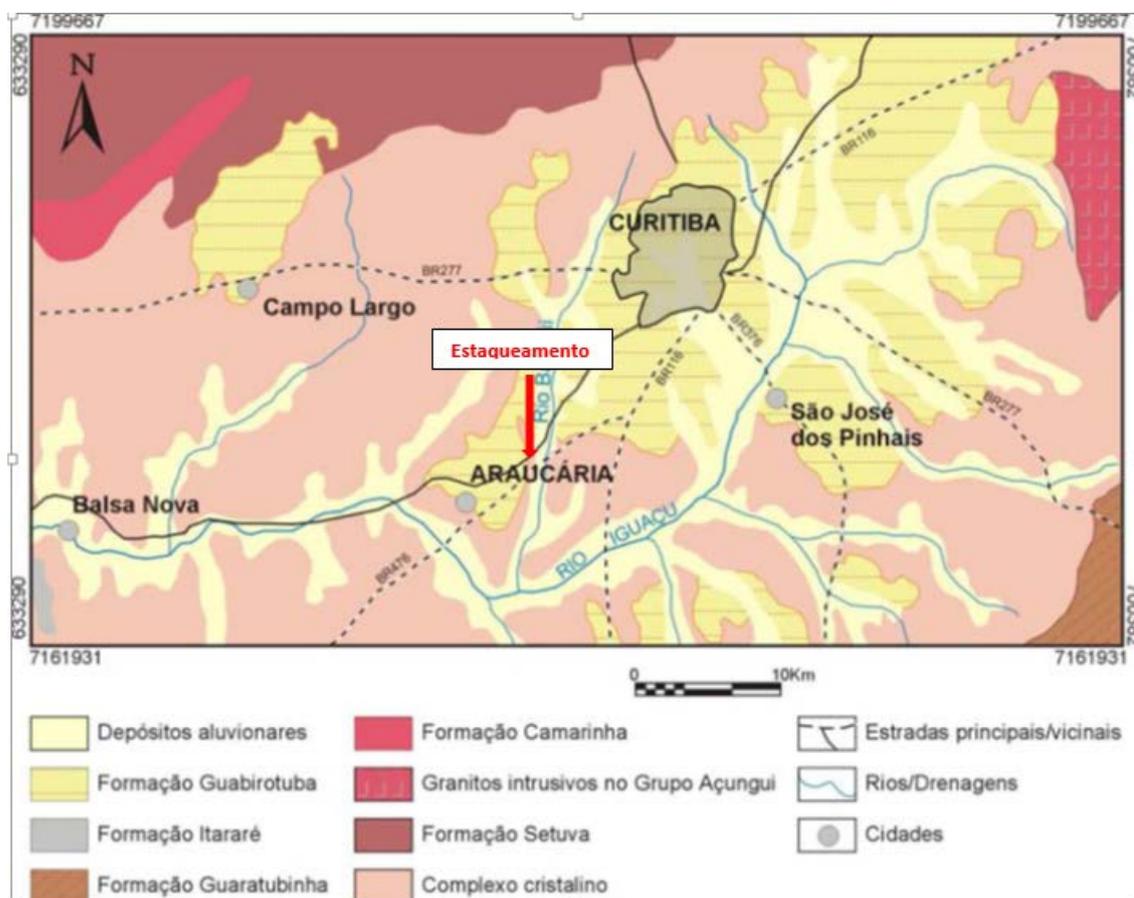


Figura 32 – Mapa geológico da grande região com identificação do estaqueamento (adaptado de Melo, 2006).

A Formação Guabirotuba é uma unidade geológica presente de forma contínua ou isolada em grande parte da área metropolitana de Curitiba. Segundo Viana (2012), entre suas peculiaridades, podem ser citadas a cor cinza esverdeada, a presença típica de argilas siltosas ou siltes argilosos muitas vezes com areia, resistência elevada (limitando em alguns casos o prosseguimento de sondagens), rigidez elevada, baixa compressibilidade e expressivo pré-adensamento, suscetível à expansão em função de variação de umidade natural e desconfinamento. Essas características se apresentam de forma homogênea nas áreas de ocorrência.

Kormann (1999 e 2002) aborda que são frequentes nessa formação de idade terciária, argilas siltosas e siltes argilosos pré-adensados, que tendem a exibir uma alta plasticidade, por vezes expansivos, denominados localmente de “sabão de caboclo”. As características de expansibilidade do “sabão de caboclo” são mais críticas nos solos compactados. Em seu estado natural, a expansão deste solo é moderada, não representando limitações ao projeto de fundações em estacas. Superfícies polidas são comumente observadas na massa de solos, esses *slickensides* seguem um padrão randômico de difícil identificação.

Segundo Pacheco (2008), na área do estaqueamento (Figura 31), o “sabão de caboclo” aflora (ou apresenta uma pequena cobertura de aterro) nas regiões de número 32323, 2316, 22311 e 2313, situadas na direção Leste. Na direção Oeste, a partir das regiões 2222, 2315 e na área central do canteiro, passa a ocorrer uma camada de aluvião de consistência mole a média, sobre a qual foi lançada há tempo (cerca de 20 anos) camada de aterro relativamente espessa, cuja espessura máxima é da ordem de 10 metros, conforme se depreende da variação estratigráfica local mostrada no perfil geotécnico esquemático apresentado na Figura 33, que corresponde, de forma aproximada, ao corte AA da Figura 31.

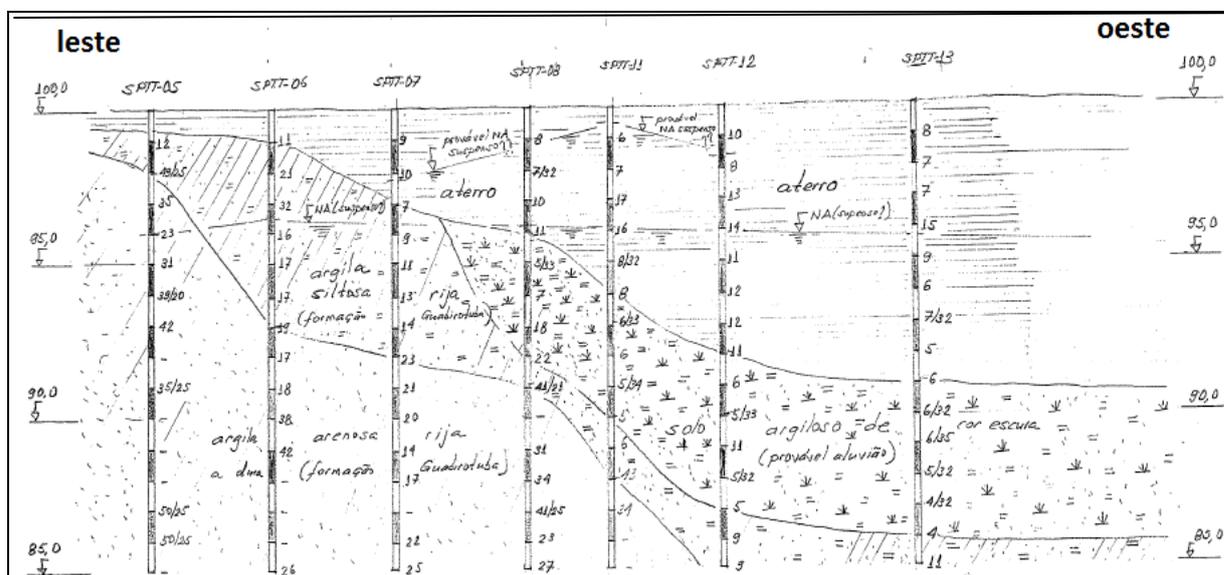


Figura 33 – Perfil geotécnico esquemático da área do estaqueamento, corte AA da Figura 31 (Pacheco, 2008)

De forma geral, segundo Pacheco (2008), a área do estaqueamento apresenta duas camadas definidas, com as seguintes características geotécnicas: a) uma camada superficial de espessura variável, constituída de argila siltosa rija, com resistência à penetração SPT na faixa de 5 a 20 golpes e b) uma camada subjacente de argila arenosa rija a dura (por vezes com predominância arenosa), em geral com resistência SPT superior a 20 golpes. O nível d'água regional encontra-se aproximadamente a 4m de profundidade, com oscilações em diversos furos de sondagem, provavelmente em razão da presença de lençóis suspensos.

4.2 Da construção do critério estatístico. Premissas, considerações e metodologia

A obtenção de valores de N_{SPT} via critério estatístico se deu a partir da construção de um intervalo de confiança em torno da reta ajustada da regressão linear do N_{SPT} com sua variação em profundidade. Neste contexto, foram assumidas diversas premissas e tecidas considerações acerca de todo o processo, englobando as variáveis envolvidas e os dados utilizados.

4.2.1 Premissas e considerações

A área do estaqueamento em questão foi dividida, conforme Figura 31, em 6 (seis) regiões que apresentam dimensões regulares e, dentro do possível, equitativas, além de características semelhantes do ponto de vista geológico-geotécnico. Conforme Pacheco (2008), essa divisão foi realizada segundo a regra de que as estacas de mesmo diâmetro mantivessem um comprimento constante, o que caracterizou a regularidade do estaqueamento, e que o padrão similar dessas regiões também está demonstrado pelo enquadramento de todos os fatores de segurança no intervalo entre 2 (dois) e 3 (três).

Cabe também destacar que, diferentemente das estacas cravadas, cujo comprimento previsto em projeto é alcançado na obra por critérios de nega, após estudo de cravabilidade; as estacas escavadas (como a hélice contínua) são executadas até a profundidade prevista.

Deste modo, admitimos como premissa, que cada uma das 6 (seis) regiões que compõem a área do estaqueamento possa ser considerada como uma região representativa de terreno, à luz do item 6.1.1 da ABNT NBR 6122:2010. Como consequência, e a partir das informações da estratigrafia do subsolo do local, os perfis de sondagens de cada região se confundem numa mesma estratigrafia, e podem ser utilizados indistintamente nos cálculos dos métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga.

Em relação aos dados de N_{SPT} extraídos dos perfis de sondagens (Tabela 8), não houve a utilização de qualquer correlação espacial entre os mesmos, quando do *input* dos valores para a construção do critério proposto.

Embora Pacheco (2013), citando Vanmarcke (1977), aborde que o desvio padrão da variabilidade dos índices de N_{SPT} possa ser reduzido em função de sua autocorrelação, dado que o N_{SPT} se enquadra como uma variável aleatória que varia continuamente no espaço, considera-se que o tratamento dessa variabilidade espacial possa ser ignorado devido às dificuldades de aplicação prática, o que torna uma escolha conservadora para os valores de N_{SPT} utilizados como *input* de dados para desenvolvimento da metodologia.

Jones et al. (2002), ao tratar da variabilidade espacial de propriedades do solo, aponta que a quantidade de trabalhos reportados nessa área ainda é modesta. O autor apresenta valores de escalas de flutuação (δ), indicador que mostra a medida ou grau de variação de um parâmetro numa direção de tendência, e também, valores de parâmetros para serem utilizados nas funções de variogramas – função que descreve as relações espaciais, fornecendo um grau de dependência entre as amostras ao longo da área investigada.

Outros autores também escreveram sobre variabilidade espacial de parâmetros geotécnicos, como Baecher e Christian (2003), Lacasse e Nadim (1996) e Kulhawy e Phoon (1996). Um tema que usa a variabilidade espacial é a Geoestatística, que permite, *latu sensu*, interpolar ou simular a mesma variável em qualquer região do espaço circunvizinho amostrado. Bezerra (2014) aplicou conceitos de geoestatística sobre dados de N_{SPT} no processo de otimização (este autor usou técnicas de interpolação dos dados de sondagem em função da sua localização e dos pilares de fundação levando a reduções dos quantitativos a serem empregados na execução das fundações e sem prejuízo à confiabilidade do projeto), enquanto Folle (2002), utilizando de técnicas geoestatísticas, gerou mapas de N_{SPT} para auxílio em obras geotécnicas.

Outra consideração relevante neste estudo foi a ausência das correções dos resultados do ensaio de SPT. Desta forma, os valores de N_{SPT} não sofreram as correções referentes à eficiência do sistema - (N_{60}), e não se determinou o N_{160} no nível da tensão efetiva de referência em areias. A opção por não corrigir os dados de entrada de valores de N_{SPT} está baseada em que todas as sondagens foram realizadas por uma mesma empresa brasileira, além de fugir do escopo dos métodos semi-empíricos que foram utilizados nas análises. Por fim, a correção para o N_{60} poderá ser objeto de desdobramento deste estudo buscando atingir resultados para fins de comparações.

Algumas considerações foram feitas para a utilização dos três métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga a partir de N_{SPT} (Aoki-Velloso, com coeficientes de Monteiro, Décourt & Quaresma e Alonso). Primeiro, a utilização de $N_{SPT} \geq 3$ golpes para o método de Décourt & Quaresma. Em seguida limitou-se, para todos os métodos, o máximo valor de N_{SPT} a 40 golpes, valor que, além de sugerido por Monteiro (1997, 2000), mostrou-se adequado, pelos resultados apresentados, quando da interpretação das 19 provas de carga do estaqueamento, conforme Pacheco (2008).

Em relação à interpretação das 19 provas de carga realizada por Pacheco (2008), a Tabela 9 resume, por estaca ensaiada, os resultados das extrapolações das cargas pelos métodos de Van Der Veen e de Décourt (Rigidez).

Tabela 9 – Resultados das provas de carga por região (Pacheco, 2008).

Região	PC	Φ (m)	L (m)	Sondagem	$Q_{projeto}$ (tf)	Q_{max} (tf)	Van der Veen		Rigidez		Q_{TV}/Q_{TVDV} %
							Q_T (tf)	FS	Q_T (tf)	FS	
32323	PC-02	0,40	8,00	SPTT-05	60	120	129	2,15	143	2,38	1,11
2316	PC-01	0,50	10,00	SP-40	100	288	295	2,95	344	3,44	1,17
2316	PC-02	0,40	9,00	SP-40	60	168	170	2,83	199	3,32	1,17
2316	PC-03	0,35	9,00	SP-53	45	138	140	3,11	143	3,18	1,02
2316	PC-04	0,35	11,00	SP-54	100	196	201	2,01	221	2,21	1,10
2222	PC-01	0,50	13,00	SP-87	100	273	287	2,87	318	3,18	1,11
2222	PC-02	0,40	11,00	SPTT-02	60	165	168	2,80	186	3,10	1,11
2222	PC-03	0,35	11,00	SP-89	45	92	92	2,05	95	2,11	1,03
2315	PC-01	0,50	15,00	SP-112	100	279	289	2,89	351	3,51	1,21
2315	PC-02	0,40	11,00	SP-124	60	121	129	2,15	130	2,17	1,01
2315	PC-03	0,35	10,00	SPTT-08	45	138	151	3,36	179	3,98	1,19
2313	PC-01	0,40	11,00	SPT-58	60	180	183	3,05	198	3,30	1,08
2313	PC-02	0,50	12,00	SPT-45	100	199	204	2,04	238	2,38	1,17
2313	PC-03	0,50	14,00	SPT-44	100	239	240	2,40	260	2,60	1,08
2313	PC-04	0,35	11,00	SPT-56	45	134	135	3,00	146	3,24	1,08
2313	PC-05	0,50	12,00	SP-56	100	235	236	2,36	251	2,51	1,06
22311	PC-01	0,35	10,00	SPT-33	45	134	143	3,18	164	3,64	1,15
22311	PC-02	0,50	13,00	SP-10	100	278	303	3,03	374	3,74	1,23
22311	PC-03	0,40	12,00	SP-12	60	154	156	2,60	170	2,83	1,09
							FS médio	2,68	FS médio	2,99	1,12
							σ [FS]	0,44	σ [FS]	0,58	0,06
							C.O.V.	0,16	C.O.V.	0,19	0,06

Onde

PC = prova de carga em uma região do estaqueamento;

Φ = diâmetro da estaca;

L = comprimento de projeto;

Sondagem = sondagem representativa da prova de carga indicada;

$Q_{projeto}$ = carga de projeto;

Q_{max} = carga máxima atingida na prova de carga;

Q_T = carga de ruptura medida (extrapolação pelo método de Van der Veen ou pelo método de Décourt_Rigidez);

$$FS = Q_T/Q_{\text{projeto}};$$

$Q_{TR}/Q_{TV DV}$ = relação percentual entre as cargas extrapoladas pelos métodos de Décourt_Rigidez e Van Der Veen.

Segundo Pacheco (2008), acerca do resultado das provas de carga e da obtenção das cargas de ruptura, o método de Van Der Veen mostrou-se conservador por conduzir a valores assintóticos de Q_T que tendem a se aproximar do último estágio de carga. Desta forma, os valores limites obtidos pelo método de Décourt (Rigidez) tenderam a representar melhor as cargas de ruptura reais. Consistentemente com as observações acima, os valores de fator de segurança obtidos pelo método de Van Der Veen foram todos inferiores àqueles obtidos pelo método de Décourt (Rigidez), como se pôde observar na Tabela 9. Dessa forma, para fins de interpretação dos resultados, os valores obtidos pelo método de Van Der Veen foram interpretados como limites inferiores das cargas de ruptura.

Por fim, desconsideraram-se também eventuais efeitos de grupo, de cargas transversais e de atrito negativo na estimativa da capacidade de carga das estacas.

Apresentadas as premissas e considerações, a Figura 34 sintetiza o passo a passo das fases para a construção do critério estatístico com a respectiva marcha dos cálculos necessários ao procedimento.

<p>1) Tabulação dos valores de N_{SPT} por sondagem (102 sondagens) e por profundidade (z) de metro em metro, para cada região representativa (6 regiões);</p> <p>2) Plotagem dos valores de N_{SPT} variando com a profundidade (z) e construção da reta ajustada pelo modelo de Regressão Linear Simples, equação tipo $E(N_{SPT} z) = Az + B$;</p>	
<p>3) Admissão de Distribuição Normal para os valores de N_{SPT} em cada profundidade z;</p> <p>4) Admissão dos pressupostos de homocedasticidade e linearidade para aplicação do modelo de regressão linear;</p> <p>5) Construção de Intervalos de Confiança em relação aos valores médios da reta de regressão ajustada com um nível de confiança de 95% e em relação a valores pontuais da reta de regressão ajustada com um nível de confiança de 70%, ambos a partir de uma distribuição t de Student, com $n-2$ graus de liberdade;</p>	
<p>6) Geração das tabelas com os valores estimados cautelosamente a partir do critério estatístico – $N_{SPT 95}$. Os valores de $N_{SPT 70}$ foram descartados por tratar-se de análise com um volume de maciço significativo (vide Figura 24 do estudo);</p> <p>7) Plotagem da reta ajustada com os valores médios da regressão – $N_{SPT RL MED}$ e da envoltória inferior do intervalo de confiança de $N_{SPT 95 MED}$.</p>	
<p>8) Estimação da Capacidade de carga das estacas isoladas, pelos Métodos Semi-Empíricos de Aoki-Velloso (modificado por Monteiro), Decourt & Quaresma e Alonso, utilizando os valores estimados de $N_{SPT RL MED}$ e $N_{SPT 95 MED}$, para as estacas onde houve provas de carga estáticas e admitindo o perfil estratigráfico da sondagem representativa da prova de carga (que se confundem com o perfil típico por região, dado à similaridade geotécnica existente);</p> <p>9) Tabulação das cargas últimas obtidas pelos métodos de Aoki-Velloso (modificado por Monteiro), Decourt & Quaresma e Alonso: $Q_{U 95 AVM}$, $Q_{U 95 DQ}$, $Q_{U 95 AI}$ (a partir de $N_{SPT 95 MED}$) e $Q_{U RL MED AVM}$, $Q_{U RL MED DQ}$, $Q_{U RL MED AI}$ (a partir de $N_{SPT RL MED}$).</p>	
<p>10) Avaliação Comparativa entre os seguintes valores de capacidade de carga:</p> <p>10.1) $Q_{U 95 AVM}$, $Q_{U 95 DQ}$ e $Q_{U 95 AI}$. X $Q_{U original AVM, DQ e AI}$ (carga última obtida a partir dos métodos semi-empíricos utilizando os valores de N_{SPT} originais das sondagens representativas das provas de carga);</p> <p>10.2) $Q_{U 95 AVM}$, $Q_{U 95 DQ}$ e $Q_{U 95 AI}$. X $Q_{U VDV e RIG}$ (carga última estimada pela extrapolação do resultado da prova de carga executada a partir dos métodos de Van Der Veen e de Decourt - Rigidez);</p> <p>10.3) Avaliação dos Fatores de Segurança Globais, por estaca ensaiada, admitidos pertinentes os valores de carga de projeto (cargas admissíveis) constantes do Relatório de Interpretação das Provas de Carga.</p>	
<p>11) Exercício de aplicação do item 6.2.1.2.1 da NBR 6122/2010 – Resistência calculada por métodos semi-empíricos baseados em ensaio de campo (SPT) e reconhecidas as regiões representativas. Estimativa do Valor Resistente de Projeto a partir da Resistência Característica, admitindo aplicação de Fatores de segurança Parciais. No exercício, $(R_{c,calc})_{med}$ serão os $Q_{U RL MED AVM}$, $Q_{U RL MED DQ}$, $Q_{U RL MED AI}$. (a partir de $N_{SPT RL MED}$) e $(R_{c,calc})_{min}$ serão os $Q_{U 95 AVM}$, $Q_{U 95 DQ}$, $Q_{U 95 AI}$. (a partir de $N_{SPT 95 MED}$);</p> <p>12) Avaliação da resposta do exercício 11), em termos de FS.</p>	

Figura 34 – Passo a passo da metodologia proposta.

4.2.2 Construção da Metodologia

A partir dos 102 boletins de sondagens disponíveis, foram tabulados os dados de valores do índice de resistência à penetração - N_{SPT} , do conjunto de ensaios de uma mesma região, conforme numeração. A Figura 35 apresenta o exemplo de um perfil de sondagem de uma região.

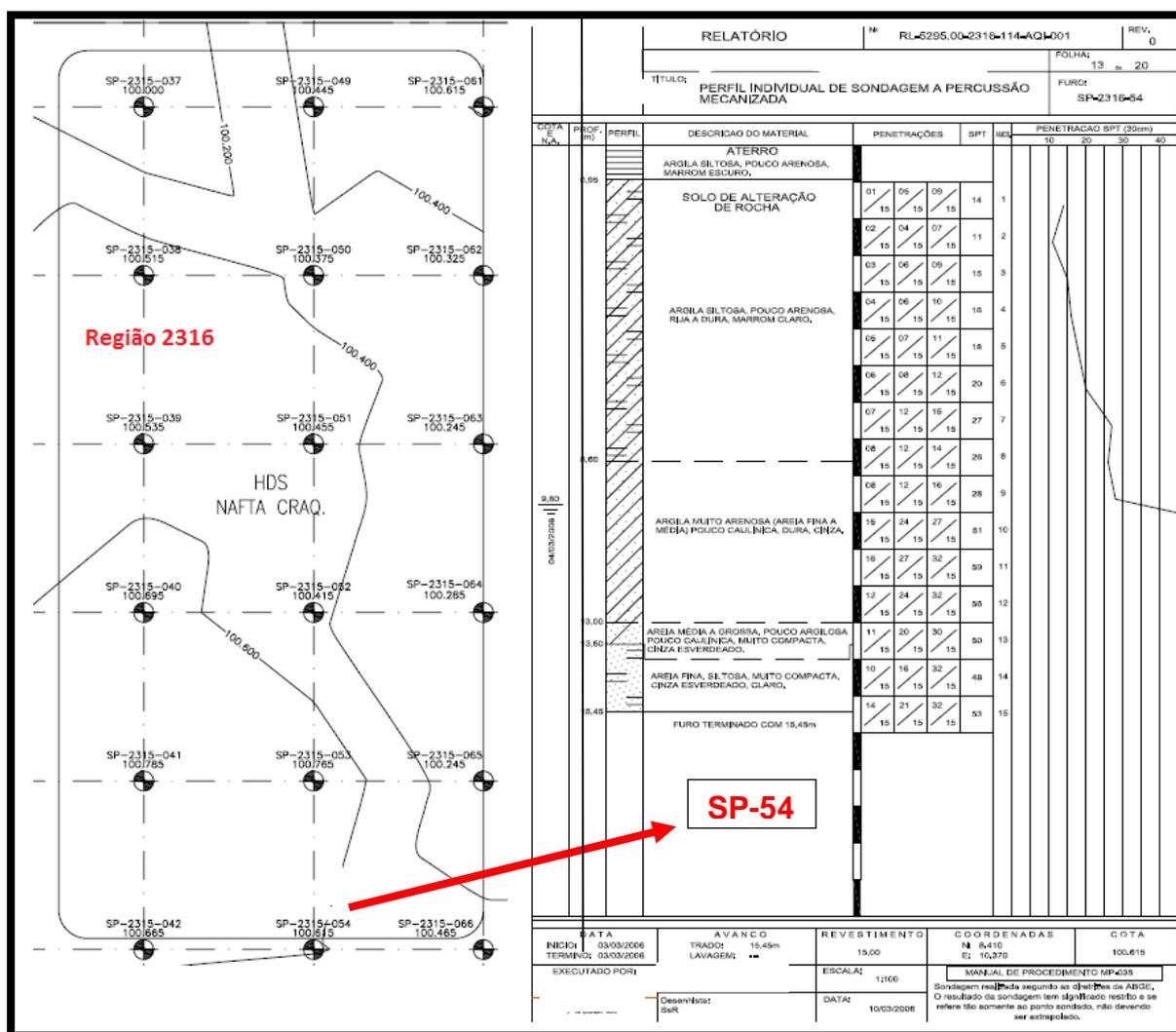


Figura 35 – Exemplo de perfil de sondagem de uma região do estaqueamento.

Os dados de N_{SPT} de cada sondagem, por região, compuseram os pares ordenados (N_{SPT} , z), em que “ z ” é a profundidade em metros, e que serviram de *input* dos dados na planilha Excel. Admitindo que os valores de N_{SPT} em cada

profundidade específica são normalmente distribuídos e que há homocedasticidade dos resíduos (variância constante para qualquer valor de “z”), foi construído um modelo de regressão linear para cada região, com o traçado da melhor reta ajustada pelo método dos mínimos quadrados, resultando nas retas $\hat{N}_{SPT} = \alpha.z + \beta$. A Figura 36 apresenta, como exemplo, os resultados mais relevantes dos cálculos em planilha Excel para a construção da regressão linear de N_{SPT} em profundidade para uma região específica.

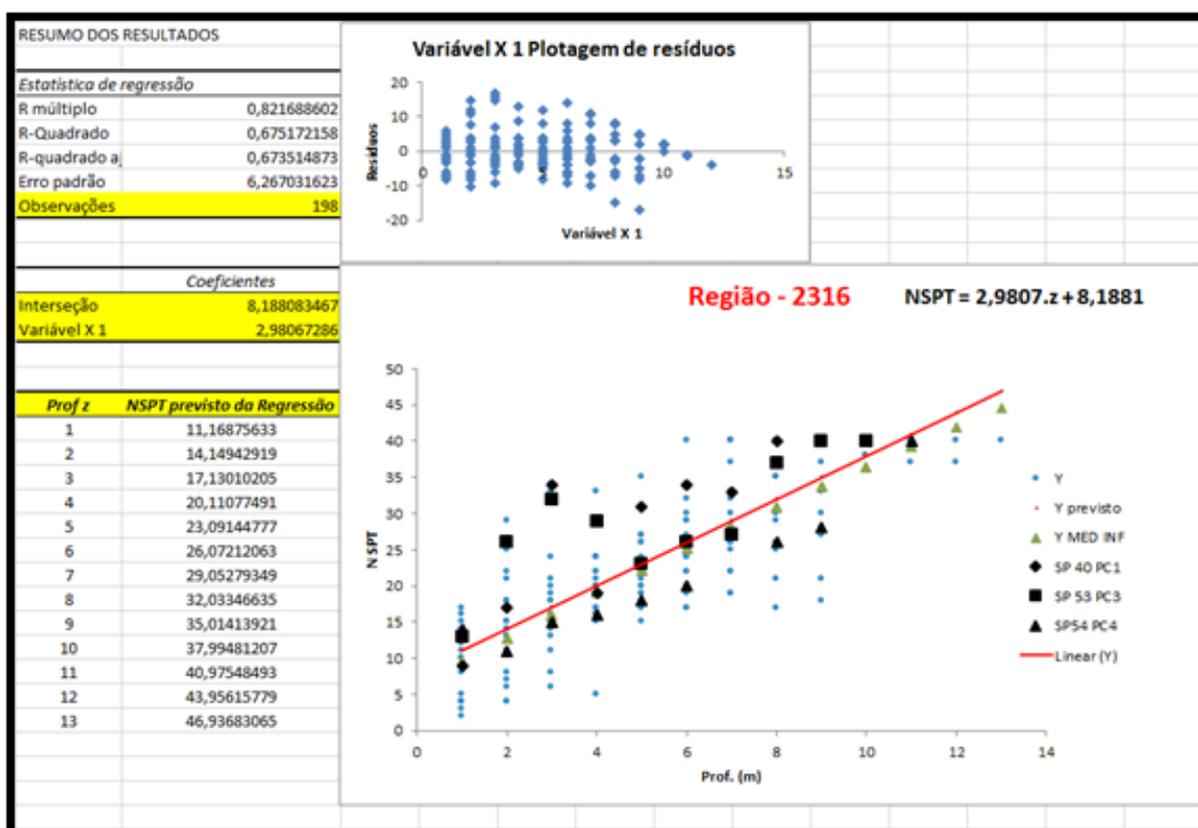


Figura 36 – Resultados dos cálculos em Excel para a construção da Regressão Linear dos valores de N_{SPT} em profundidade “z”, para a região exemplo 2316.

Em seguida, foram construídos intervalos de confiança, de 95% de probabilidade, em torno da reta média de regressão, em cada profundidade específica, utilizando as equações 17 e 18 (ver página 39), com a adaptação para os valores de N_{SPT} , da profundidade “z” e dos valores previstos de \hat{N}_{SPT} obtidos do modelo de regressão linear.

A Figura 37 exemplifica, também para a região 2316, a planilha com o desenvolvimento de parte dos cálculos e o gráfico contendo a curva com os valores

inferiores de N_{SPT} , resultado do intervalo de confiança construído. As colunas representam as parcelas utilizadas conforme equação 18, com os valores de \underline{x} se referindo à profundidade “z”, \underline{y} *previsto* como o valor estimado de N_{SPT} da regressão e MSE conforme equação 17.

									MSE $\wedge 0,5$	6,26703162
SPT NÚM	Prof (m)	NSPT	Y previsto	$(\underline{X}_i - \underline{X} \text{ méd})^2$	DP(Y) MED	DP(Y) PTO	Y MED INF	Y PTO INF		
1	1	2	11,17	20,7025	0,80613038	6,31866533	9,578953378	4,602508374		
1	2	4	14,15	12,6025	0,68789521	6,30467169	12,7928027	7,597723178		
1	3	6	17,13	6,5025	0,5832408	6,29411274	15,97986883	10,58936872		
1	4	5	20,11	2,4025	0,50075566	6,28700577	19,12321402	13,57742702		
1	5	17	23,09	0,3025	0,45272401	6,28336251	22,19861209	16,5618859		
1	6	24	26,07	0,2025	0,45030901	6,28318896	25,18404766	19,5427391		
1	7	25	29,05	2,1025	0,4941799	6,28648544	28,07820093	22,51998633		
1	8	21	32,03	6,0025	0,57381681	6,29324647	30,90181856	25,49363324		
1	9	21	35,01	11,9025	0,67670827	6,30346091	33,67957494	28,46369143		
1	10	40	37,99	19,8025	0,79386322	6,31711201	36,42920169	31,4301783		
1	11	37	40,98	29,7025	0,91984778	6,33417755	39,16141521	34,39311694		
1	12	37	43,96	41,6025	1,05149296	6,35463003	41,88246518	37,35253594		
1	13	40	46,94	55,5025	1,18691674	6,37843685	44,59606323	40,30846916		
6	1	11	11,17	20,7025	0,80613038	6,31866533	9,578953378	4,602684313		
6	2	21	14,15	12,6025	0,68789521	6,30467169	12,7928027	7,597898728		
6	3	32	17,13	6,5025	0,5832408	6,29411274	15,97986883	10,58954398		
6	4	16	20,11	2,4025	0,50075566	6,28700577	19,12321402	13,57760208		
6	5	17	23,09	0,3025	0,45272401	6,28336251	22,19861209	16,56206086		
6	6	17	26,07	0,2025	0,45030901	6,28318896	25,18404766	19,54291405		
6	7	19	29,05	2,1025	0,4941799	6,28648544	28,07820093	22,52016137		
6	8	17	32,03	6,0025	0,57381681	6,29324647	30,90181856	25,49380847		
6	9	18	35,01	11,9025	0,67670827	6,30346091	33,67957494	28,46386694		
6	10	38	37,99	19,8025	0,79386322	6,31711201	36,42920169	31,43035419		
6	11	40	40,98	29,7025	0,91984778	6,33417755	39,16141521	34,39329331		
6	12	40	43,96	41,6025	1,05149296	6,35463003	41,88246518	37,35271288		
37	1	16	11,17	20,7025	0,80613038	6,31866533	9,578953378	4,602684313		

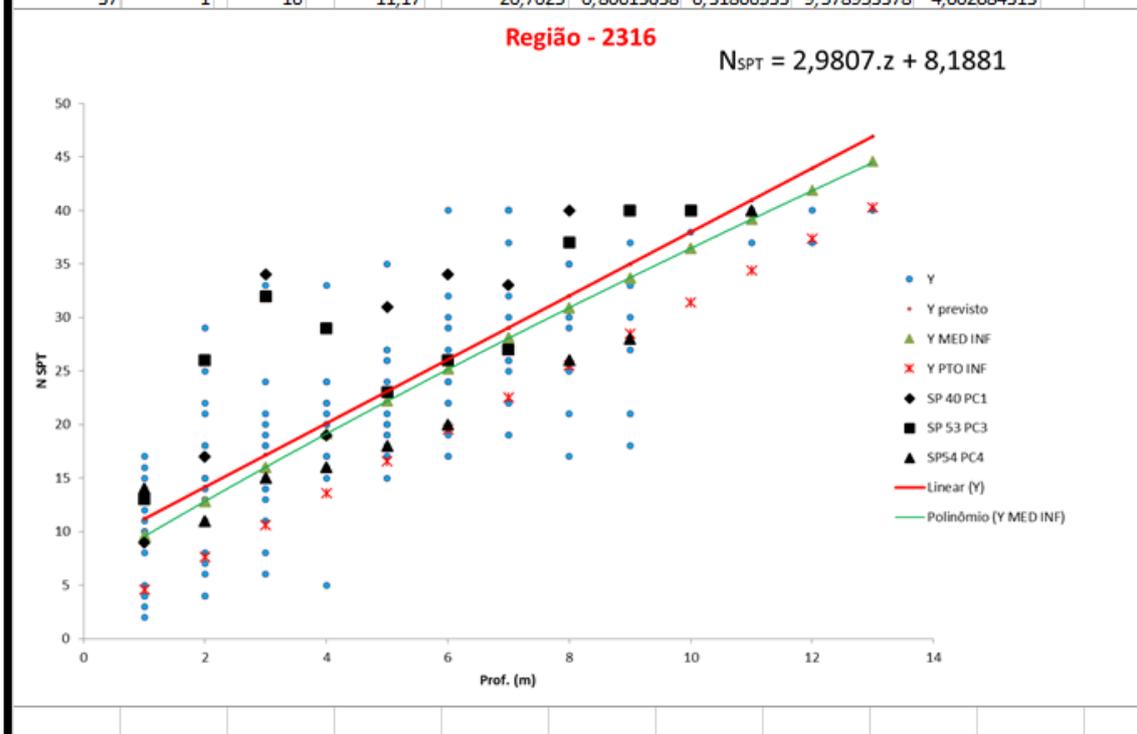


Figura 37 – Cálculos e Gráfico com a curva inferior na cor verde ($Y_{MED\ INF}$) dos valores de N_{SPT} obtidos conforme aplicação do critério estatístico.

Os gráficos com a reta de regressão linear e a respectiva curva inferior de valores de N_{SPT} em profundidade “z”, para todas as 6 (seis) regiões, estão resumidos nas Figura 38 à 43. Os valores de N_{SPT} da curva inferior, obtidos pela aplicação da metodologia, estão apresentados na Tabela 10.

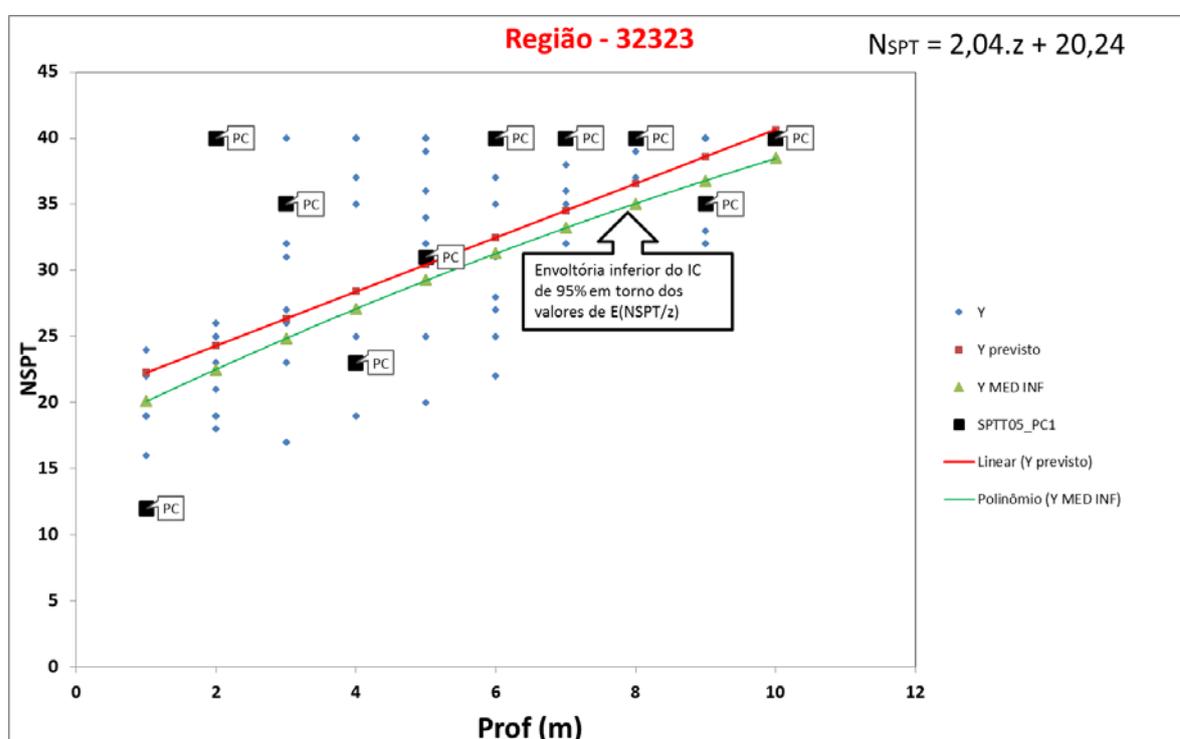


Figura 38 – Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 32323, conforme critério estatístico aplicado.

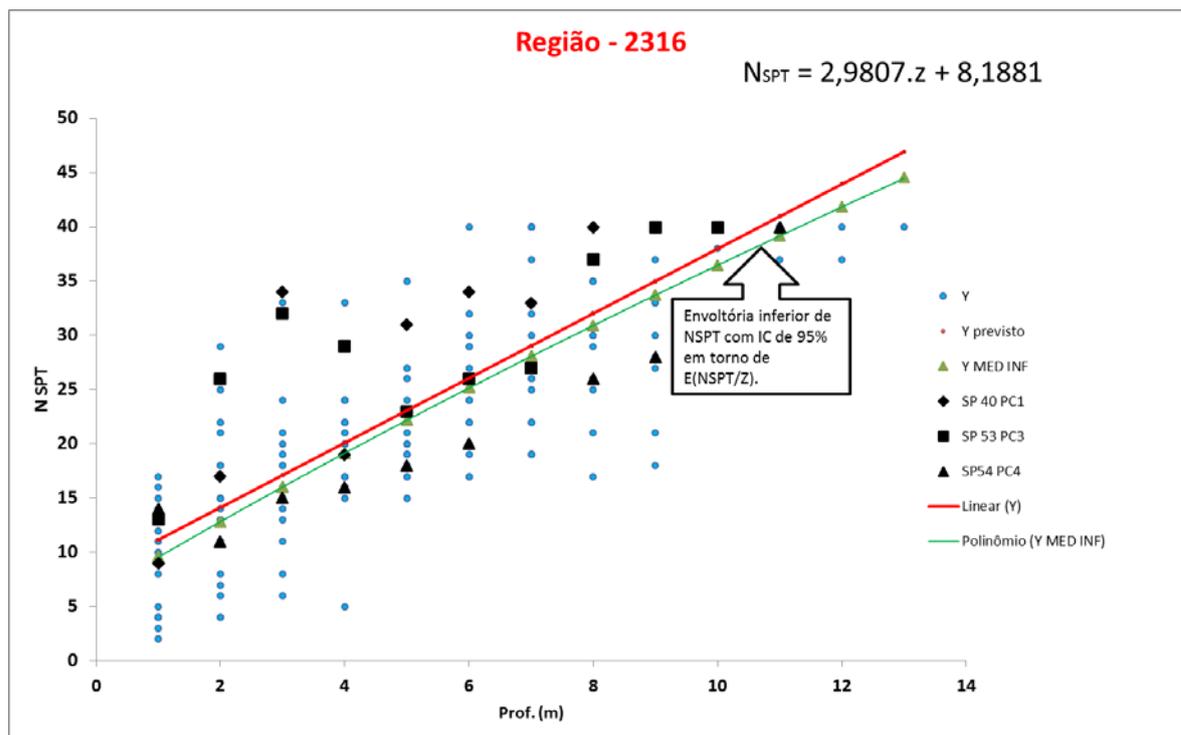


Figura 39 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 2316, conforme critério estatístico aplicado.

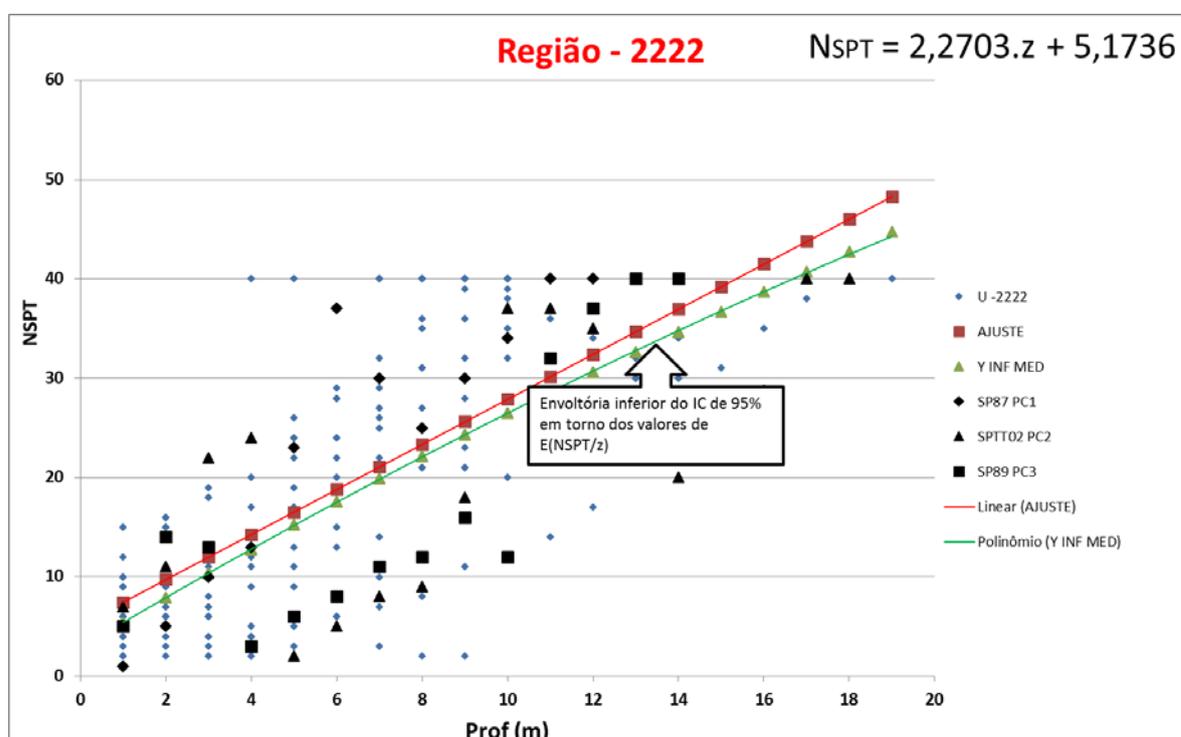


Figura 40 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 2222, conforme critério estatístico aplicado.

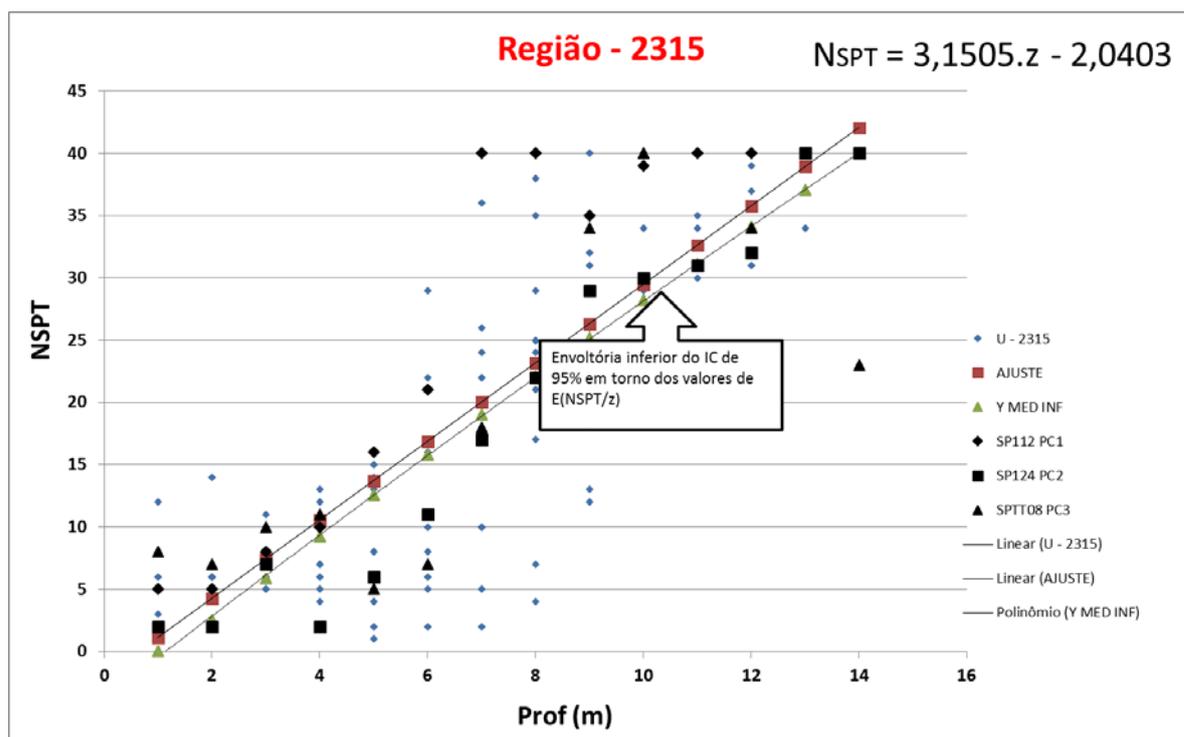


Figura 41 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 2315, conforme critério estatístico aplicado.

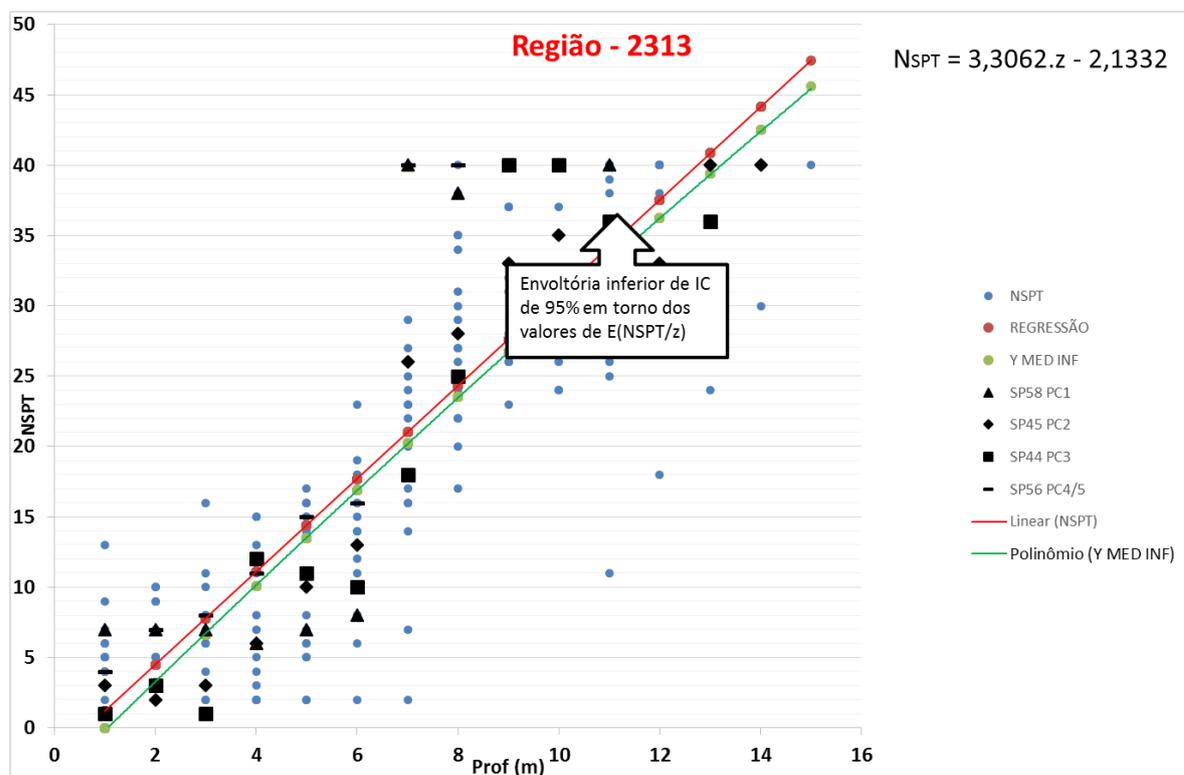


Figura 42 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 2313, conforme critério estatístico aplicado.

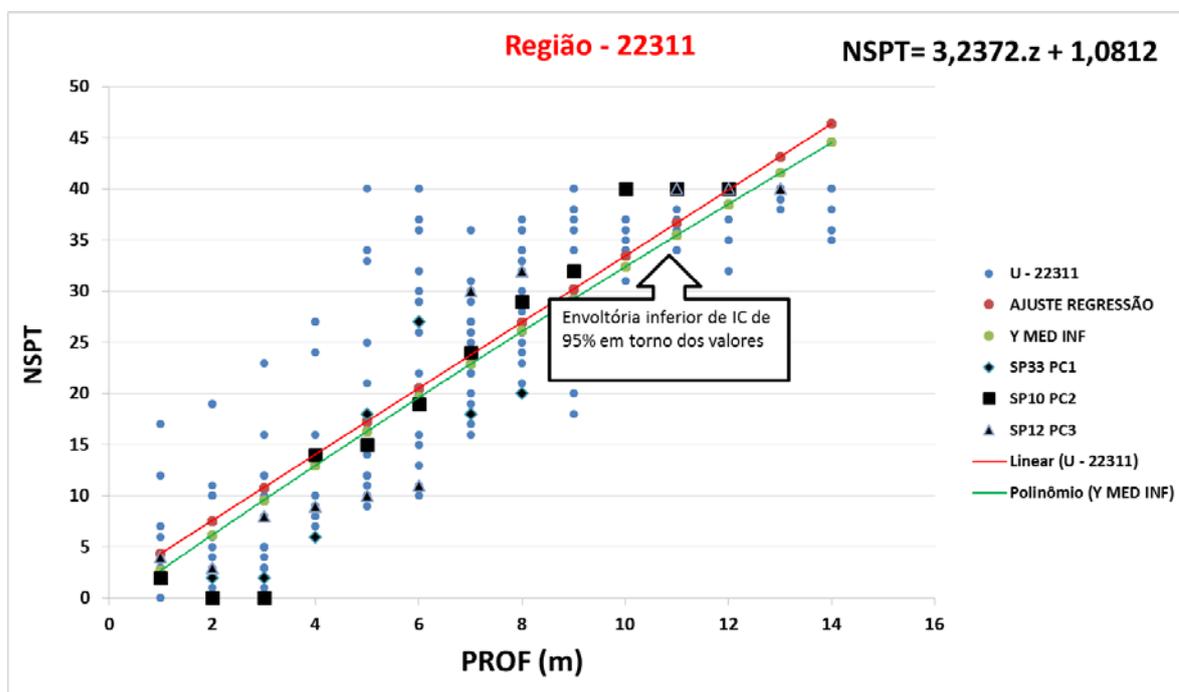


Figura 43 - Envoltória inferior de valores de N_{SPT} em profundidade, região 22311, conforme critério estatístico aplicado

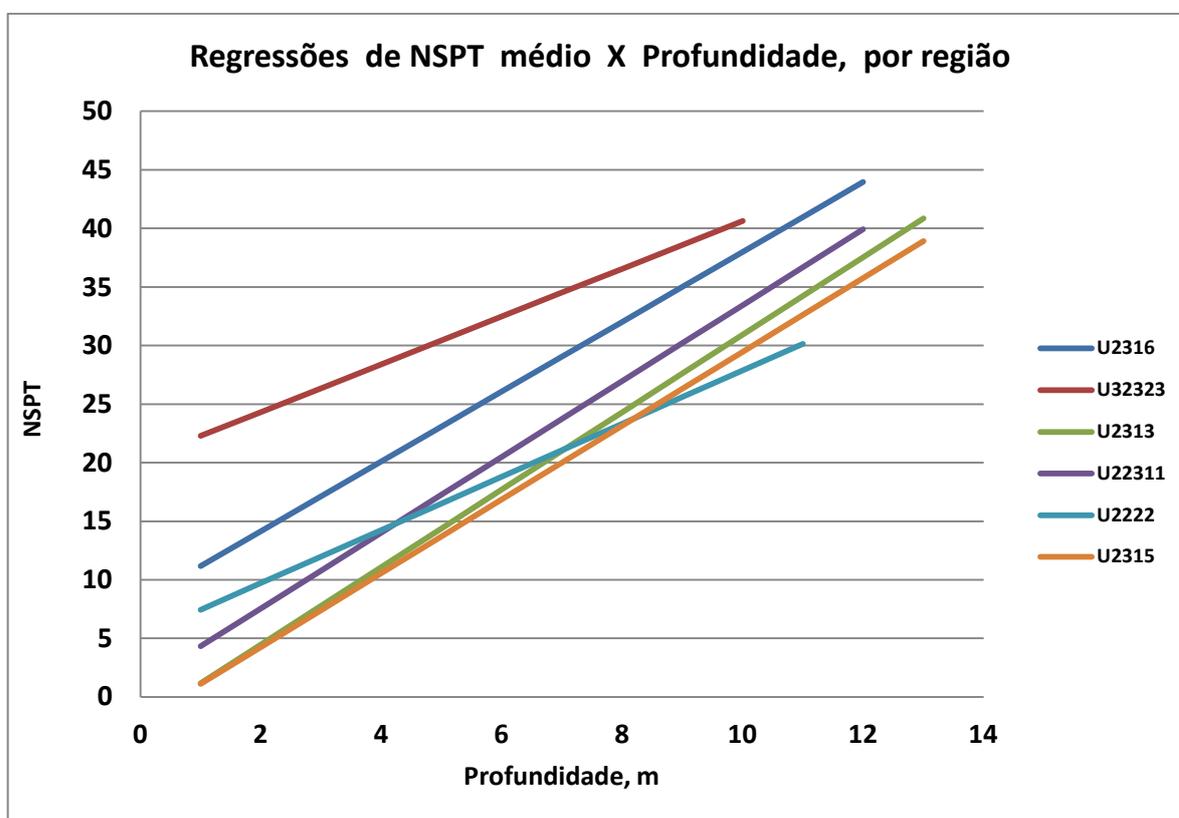


Figura 44 – Regressões dos valores médios de N_{SPT} por profundidade e por região

A título de ilustração, a Figura 44 apresenta as retas das regressões dos valores médios de N_{SPT} em profundidade, a partir dos dados brutos obtidos dos perfis de sondagens. Fica demonstrada, pela análise da inclinação das retas, a semelhança entre as taxas de crescimento da resistência (N_{SPT}) com o aumento da profundidade. Observam-se também, pelas cores, os diferentes patamares de resistência das regiões componentes do estaqueamento.

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os seguintes resultados: i) obtenção dos valores de N_{SPT} pela aplicação do critério estatístico, ii) estimativas de capacidade de carga pela aplicação dos métodos semi-empíricos, iii) comparações entre as novas estimativas de capacidade de carga em relação àquelas estimadas por ocasião do projeto e iv) comparações em relação às cargas de ruptura objeto da aplicação dos métodos de Van Der Veen e Décourt (Rigidez). As comparações e análises foram realizadas no universo das 19 estacas onde foram realizadas as Provas de Carga Estática, conforme constante da Tabela 8, que mostra, por região, as provas de carga e as sondagens representativas.

Os Fatores de Segurança em relação à carga de projeto informada no trabalho de Pacheco (2008) são apresentados na sequência, onde foram cotejados com os valores prescritos no item 6.2.1.2.1 – Resistência calculada por métodos semi-empíricos da ABNT NBR 6122:2010.

5.1 Valores de N_{SPT}

Apresentam-se, por região, os valores de N_{SPT} obtidos cautelosamente utilizando a metodologia estatística adotada ($N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$) e os valores de N_{SPT} ajustados à reta de regressão linear simples ($N_{SPT\ RL\ \text{MED}}$). Os valores de N_{SPT} , sempre limitados a 40 golpes, foram truncados e aproximados para o inteiro posterior conforme Tabela 10 e Tabela 11.

Tabela 10 – Valores de N_{SPT} ($N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$) obtidos pela construção de IC de 95% em torno dos valores da reta média de regressão, isto é, em torno de $E(N_{SPT}|z)$.

Valores de N_{SPT} c/ IC 95% em torno de $E(N_{SPT}/z)$ por região representativa											
R - 32323		R - 2316		R - 2222		R - 2315		R - 2313		R - 22311	
Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}	Prof (m)	N_{SPT}
1	20	1	9	1	5	1	1	1	1	1	3
2	22	2	13	2	8	2	2	2	3	2	6
3	25	3	16	3	10	3	6	3	7	3	9
4	27	4	19	4	13	4	9	4	10	4	13
5	29	5	22	5	15	5	12	5	13	5	16
6	31	6	25	6	17	6	16	6	17	6	20
7	33	7	28	7	20	7	19	7	20	7	23
8	35	8	31	8	22	8	22	8	23	8	26
9	37	9	34	9	24	9	25	9	27	9	29
10	38	10	36	10	26	10	28	10	30	10	32
11	40	11	39	11	28	11	31	11	33	11	35
12	40	12	40	12	30	12	34	12	36	12	38
13	40	13	40	13	33	13	37	13	39	13	40
				14	35	14	40	14	40	14	40

Tabela 11 – Valores de N_{SPT} ($N_{SPT\ RL\ MED}$) ajustados pela reta de regressão linear.

VALORES DE N_{SPT} AJUSTADOS PELA RETA DE REGRESSÃO LINEAR SIMPLES ($N_{SPT\ RL\ MED}$)											
U - 32323		U - 2316		U - 2222		U - 2315		U - 2313		U - 22311	
Prof (m)	Y previsto	Prof (m)	Y previsto	Prof (m)	Y previsto	Prof (m)	Y previsto	Prof (m)	Y previsto	Prof (m)	Y previsto
1	22	1	11	1	7	1	1	1	1	1	4
2	24	2	14	2	10	2	4	2	4	2	8
3	26	3	17	3	12	3	7	3	8	3	11
4	28	4	20	4	14	4	11	4	11	4	14
5	30	5	23	5	17	5	14	5	14	5	17
6	32	6	26	6	19	6	17	6	18	6	21
7	35	7	29	7	21	7	20	7	21	7	24
8	37	8	32	8	23	8	23	8	24	8	27
9	39	9	35	9	26	9	26	9	28	9	30
10	40	10	38	10	28	10	29	10	31	10	33
11	40	11	40	11	30	11	33	11	34	11	37
12	40	12	40	12	32	12	36	12	38	12	40
13	40	13	40	13	35	13	39	13	40	13	40
				14	37			14	40	14	40

5.2 Valores das estimativas de capacidade de carga de estacas isoladas

Foram estimadas, para cada uma das 19 estacas, as capacidades de carga por região representativa pela aplicação dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (coeficientes modificados por Monteiro), Décourt & Quaresma e Alonso, utilizando os valores de $N_{SPT\ 95\%\ MED}$ e $N_{SPT\ RL\ MED}$. Além das peculiaridades de cada método, ressaltam-se as premissas adotadas na utilização dos valores de resistência do ensaio de SPT: i) $N_{SPT} \leq 40$ para os três métodos e ii) $N_{SPT} \geq 3$, para o método de Décourt & Quaresma.

Os valores estimados de capacidade de carga, denominados $[(R_{c,cal})_{min\ IC95\%}]$ e $[(R_{c,cal})_{med\ RL}]$, estão sintetizados na Tabela 12, que também apresenta os valores de capacidade de carga estimados por ocasião do projeto $[(R_{c,cal})_{ORIG}]$, utilizados os valores de N_{SPT} originais por sondagem ($N_{SPT\ ORIG}$). Os valores das capacidades de carga ($R_{c,cal}$) estão em toneladas, o diâmetro da estaca (D) em cm e o comprimento (L) em m.

Tabela 12 – Valores de capacidade de carga estimada pelos três métodos semi-empíricos das 19 estacas onde foram realizadas as provas de carga.

Região	PC	Dados Regiões _ PC	Diâm (cm)	L (m)	Sondagem	Métodos Semi-Empíricos (R c, cal) ORIG			Métodos Semi-Empíricos (R c, cal)min IC 95% med			Métodos Semi-Empíricos (R c, cal)med RL		
						Q c, AV -M (tf)	Qc, Decourt (tf)	Qc, Alonso (tf)	Q c, AV - M (tf)	Qc, Decourt (tf)	Qc, Alonso (tf)	Q c, AV - M (tf)	Qc, Decourt (tf)	Qc, Alonso (tf)
32323	PC-02	32323PC-02	40	8,0	SPTT-05	193	148	165	195	149	139	206	157	147
2316	PC-01	2316PC-01	50	10,0	SP-40	317	264	246	286	205	193	301	214	202
2316	PC-02	2316PC-02	40	9,0	SP-40	204	178	208	134	129	161	140	135	168
2316	PC-03	2316PC-03	35	9,0	SP-53	157	146	166	152	115	134	157	120	140
2316	PC-04	2316PC-04	50	11,0	SP-54	232	243	210	255	230	222	264	239	232
2222	PC-01	2222PC-01	50	13,0	SP-87	360	285	337	263	211	257	283	227	279
2222	PC-02	2222PC-02	40	11,0	SPTT-02	163	143	148	149	127	148	162	137	161
2222	PC-03	2222PC-03	35	11,0	SP-89	110	91	64	115	108	99	125	117	109
2315	PC-01	2315PC-01	50	15,0	SP-112	393	313	405	337	263	333	347	273	347
2315	PC-02	2315PC-02	40	11,0	SP-124	180	145	138	150	122	141	160	130	150
2315	PC-03	2315PC-03	35	10,0	SPTT-08	120	93	126	102	88	99	108	94	106
2313	PC-01	2313PC-01	40	11,0	SP-58	195	170	204	172	130	152	179	136	159
2313	PC-02	2313PC-02	50	12,0	SP-45	270	218	190	231	187	183	243	195	192
2313	PC-03	2313PC-03	50	14,0	SP-44	348	271	247	312	249	243	319	257	254
2313	PC-04	2313PC-04	35	11,0	SP-56	176	153	178	141	110	127	147	115	133
2313	PC-05	2313PC-05	50	12,0	SP-56	308	269	327	277	197	243	292	206	254
22311	PC-01	22311PC-01	35	10,0	SP-33	123	109	81	123	106	95	129	112	101
22311	PC-02	22311PC-02	50	13,0	SP-10	335	268	320	306	243	305	315	253	321
22311	PC-03	22311PC-03	40	12,0	SP-12	219	182	70	138	158	155	146	166	164

5.3 Comparação entre a capacidade de carga estimada utilizando $N_{SPT 95\% MED}$ e a capacidade de carga estimada original, por ocasião do projeto, utilizando-se $N_{SPT ORIG}$

Neste item são apresentadas as comparações (Figuras 45 a 47) dos valores das capacidades de carga estimadas pelos três métodos semi-empíricos (Aoki-Velloso com coeficientes alterados por Monteiro, Decourt & Quaresma, alterado por Decourt e Alonso) utilizando o valor de $N_{SPT 95\% MED}$ versus a capacidade de carga obtida por ocasião do projeto, utilizando $N_{SPT ORIG}$.

Como proposta de se realizar uma quantificação da avaliação comparativa, estabeleceu-se como métrica a razão simples entre as médias dos valores de capacidade de carga. Esse indicador aponta, em média, quanto as cargas estimadas pela metodologia são conservadoras, ou não, em relação às cargas que se quer

comparar. Esta razão, conforme o padrão estabelecido na Tabela 13 abaixo, está inserida nos respectivos gráficos a seguir, em forma percentual.

Tabela 13 – Indicador de Comparabilidade

Escala de Comparabilidade entre os valores de Capacidade de Carga
Aderente: 105% a 95%
Levemente Conservador: 94% a 85%
Conservador: 84% a 75%

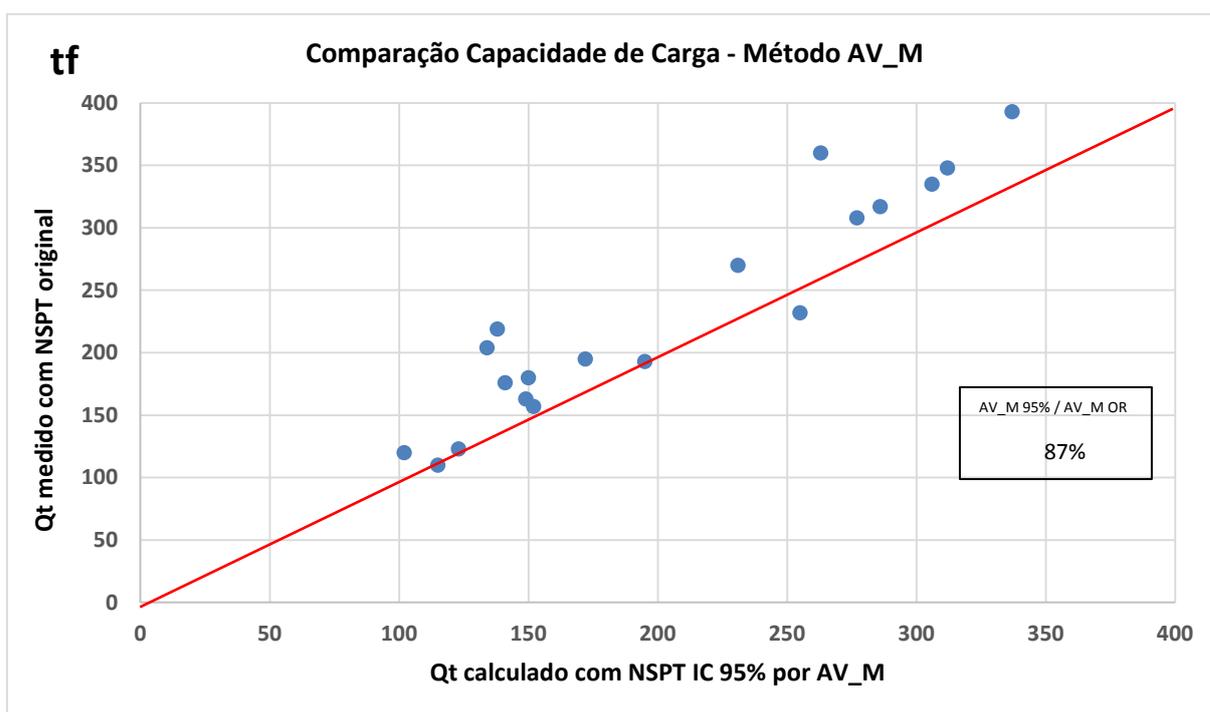


Figura 45 – Capacidade de carga com N_{SPT} original de projeto versus a estimada com $N_{SPT 95\% MED}$, para Aoki-Velloso.

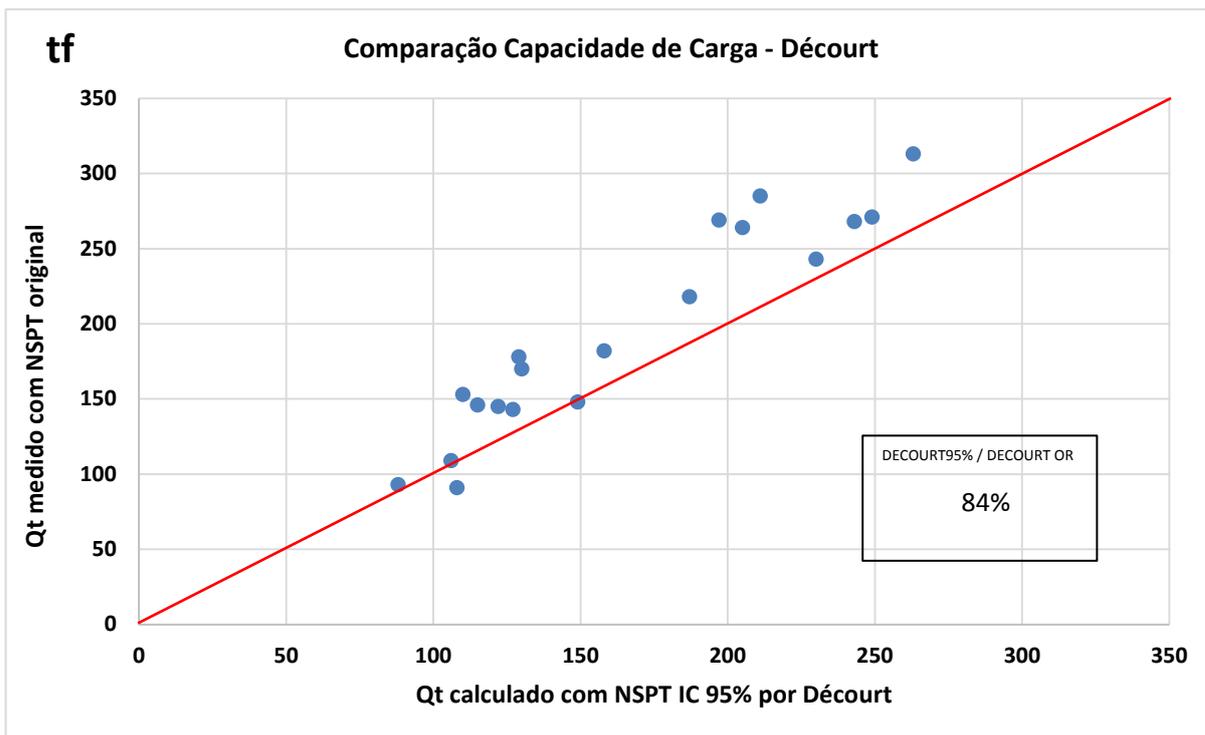


Figura 46 - Capacidade de carga com N_{SPT} original de projeto versus a estimada com N_{SPT} 95% MED, para Décourt & Quaresma.

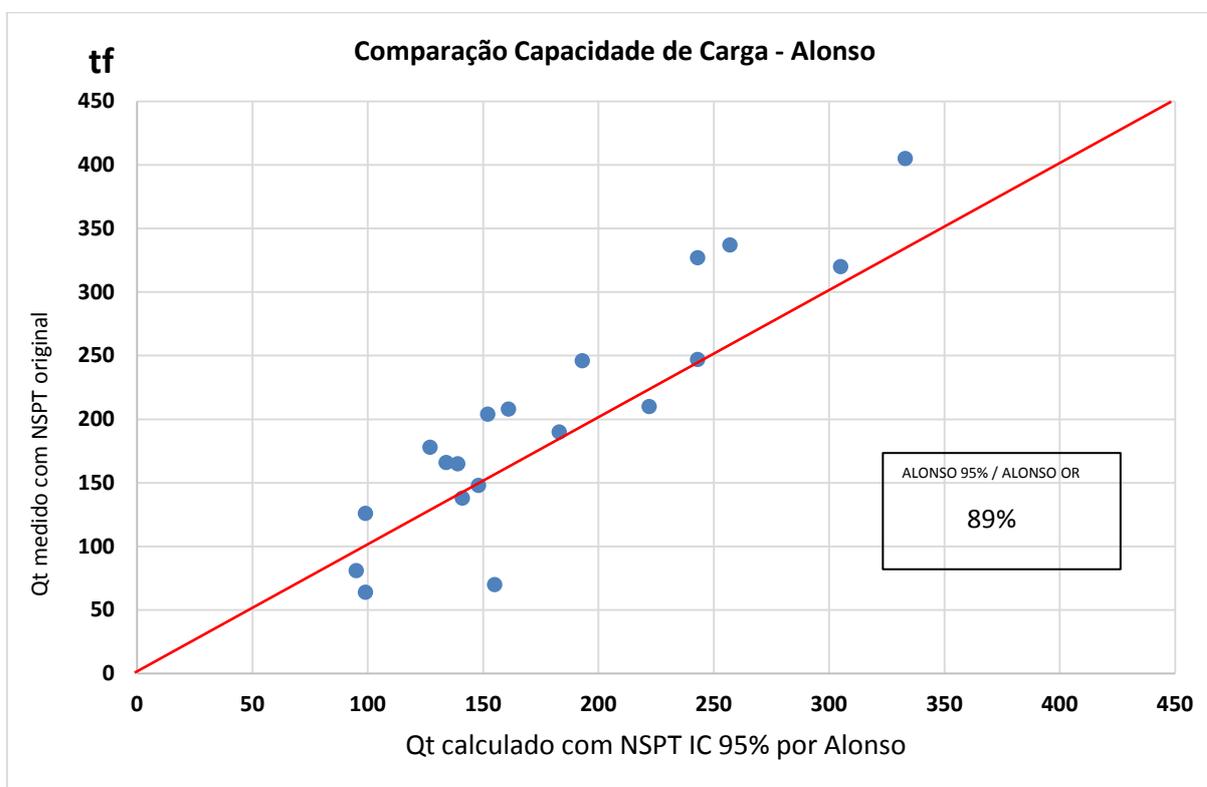


Figura 47 - Capacidade de carga com N_{SPT} original de projeto versus a estimada com N_{SPT} 95% MED, para Alonso.

Da análise visual pode-se observar, em todos os gráficos (Figuras 45 a 47), os perfis conservadores das estimativas das capacidades de carga a partir dos valores de $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$ cotejados com as estimativas obtidas à época do projeto, utilizando os $N_{SPT \text{ originais}}$ ($N_{SPT \text{ ORIG}}$). Os valores dos indicadores demonstram que, em média, as cargas estimadas são de 11% a 16% inferiores àquelas calculadas originalmente, corroborando a avaliação visual gráfica.

5.4 Comparação entre a capacidade de carga estimada utilizando $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$ e a carga de ruptura extrapolada

Comparação gráfica dos valores das capacidades de carga estimadas pelos três métodos (AVM, D&Q e A) utilizando o valor de $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$ versus as capacidades de carga obtidas pela extrapolação da carga de ruptura a partir dos métodos de Van Der Veen e Décourt (Rigidez) aplicados às provas de carga estática, Figura 48 à Figura 53. Em todos os casos, os valores máximos de N_{SPT} foram de 40 golpes, conforme premissa estabelecida.

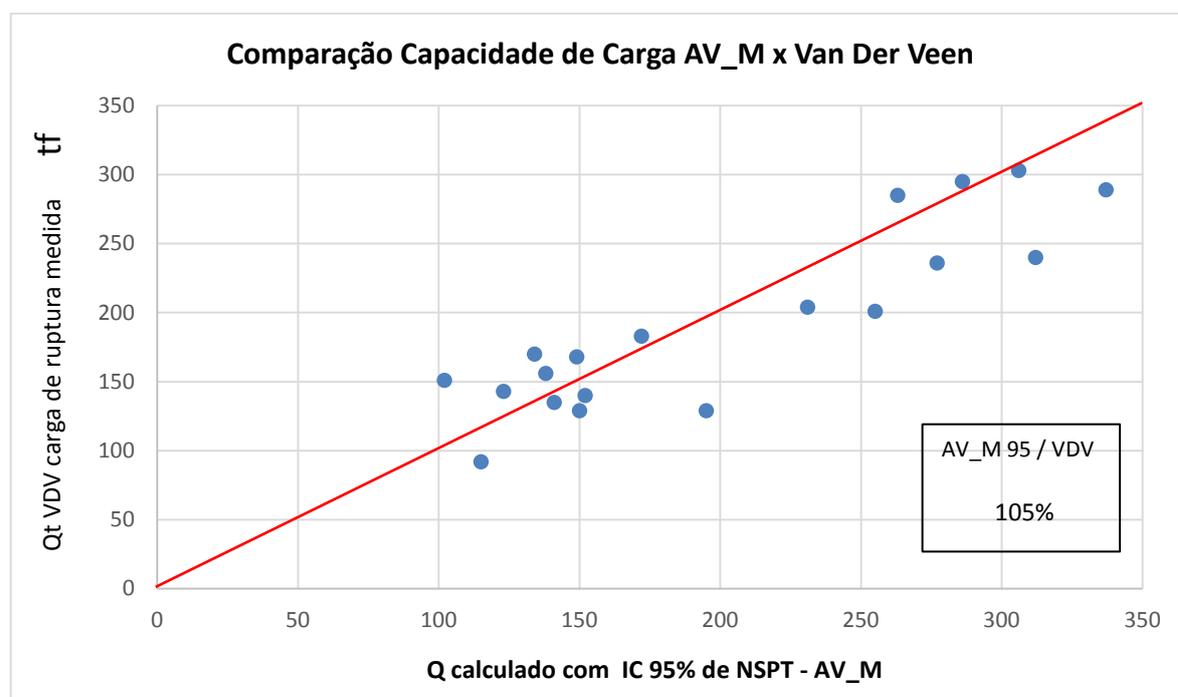


Figura 48 – Carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Aoki-Velloso.

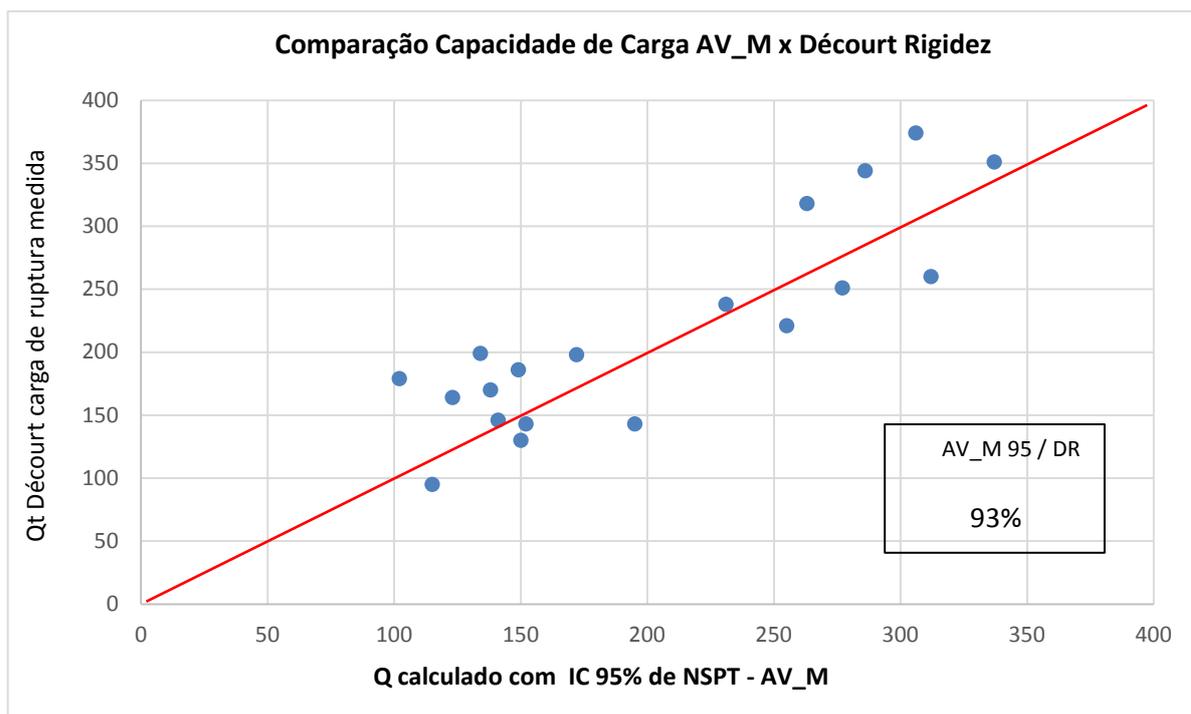


Figura 49 - Carga de ruptura extrapolada por Décourt (Rigidez) versus a capacidade de carga de estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Aoki-Velloso.

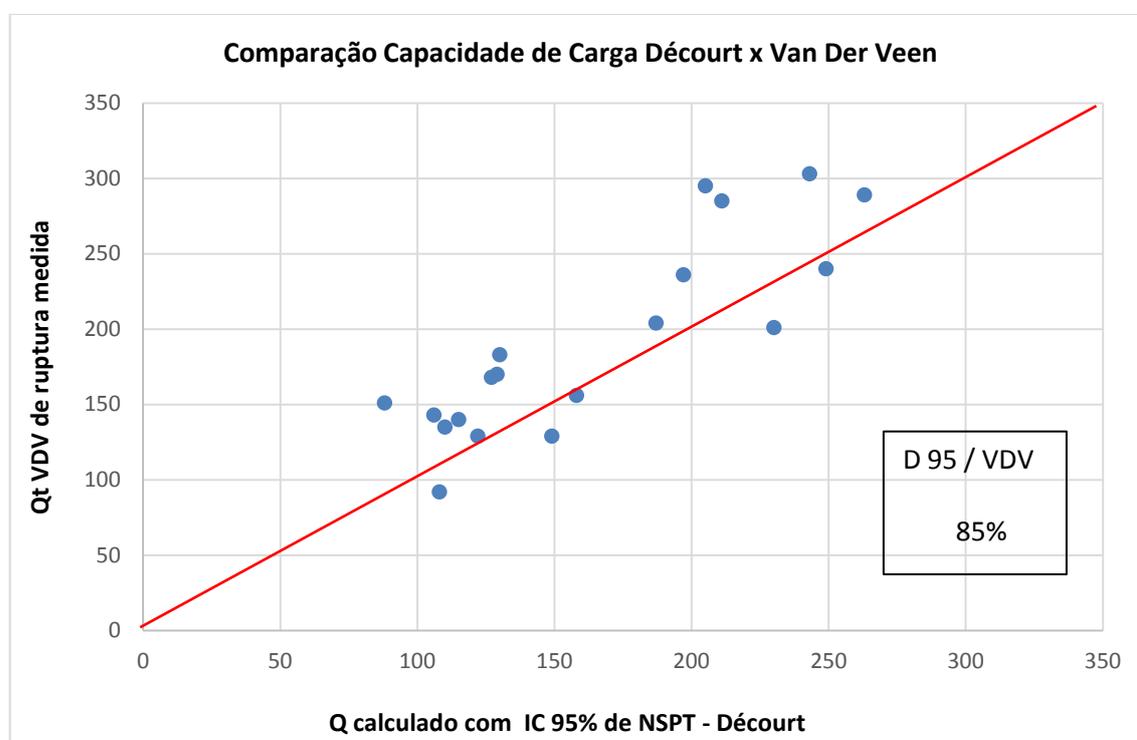


Figura 50 - Carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Décourt & Quaresma.

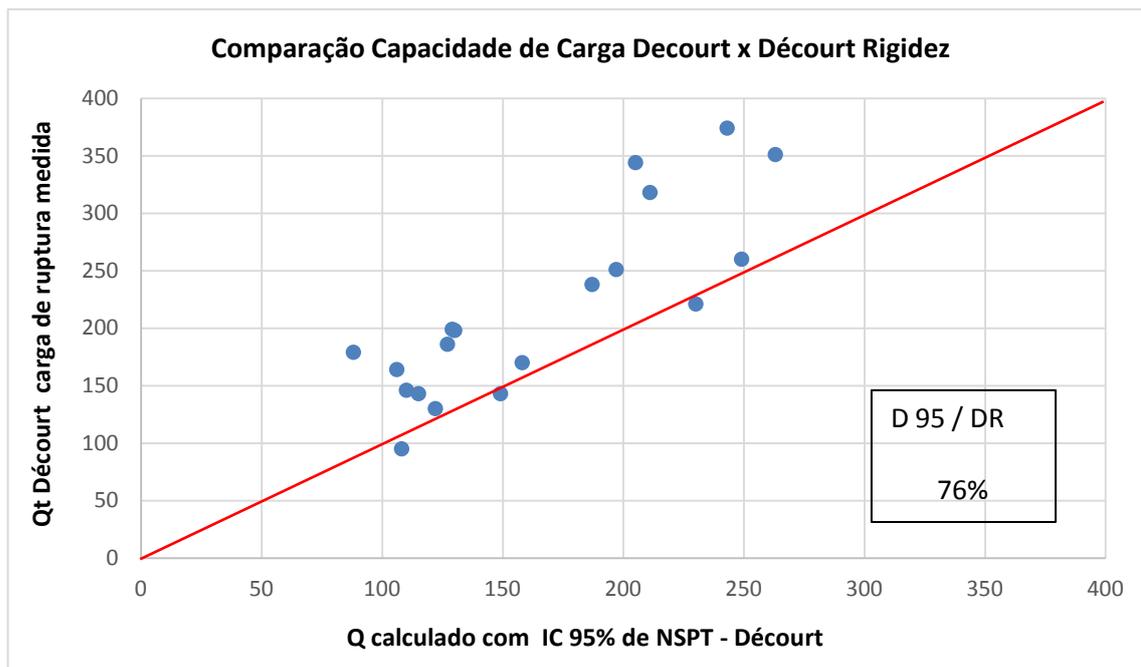


Figura 51 - Carga de ruptura extrapolada por Décourt (Rigidez) versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Décourt & Quaresma.

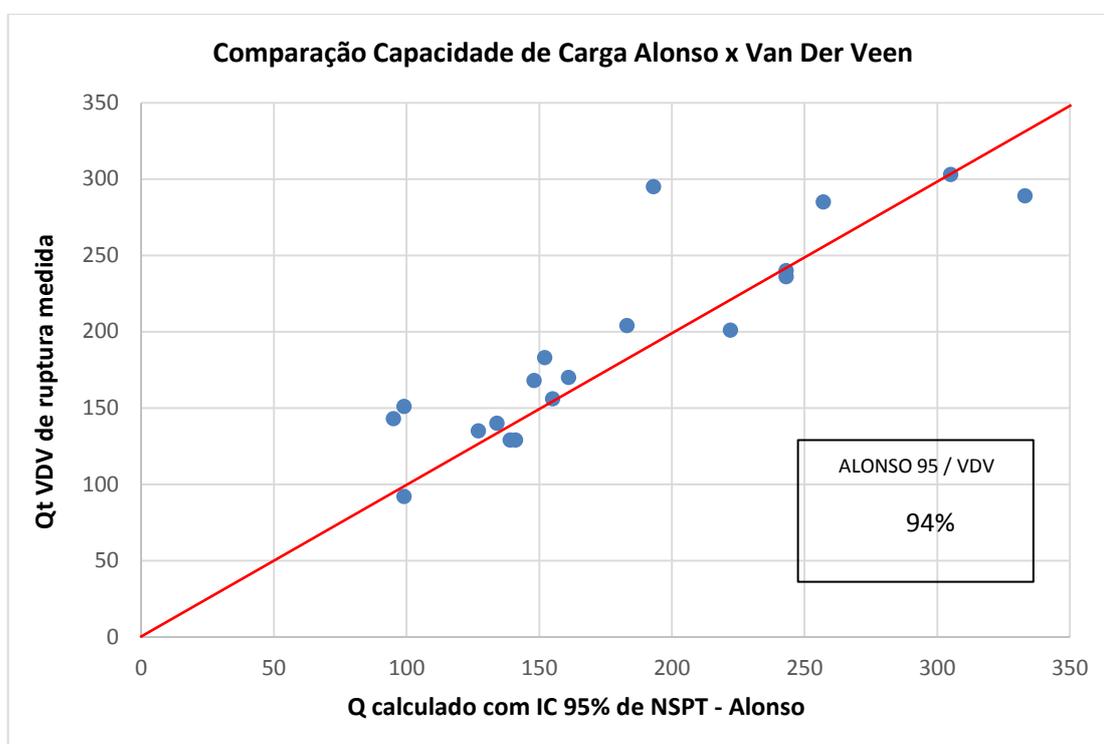


Figura 52 - Carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Alonso.

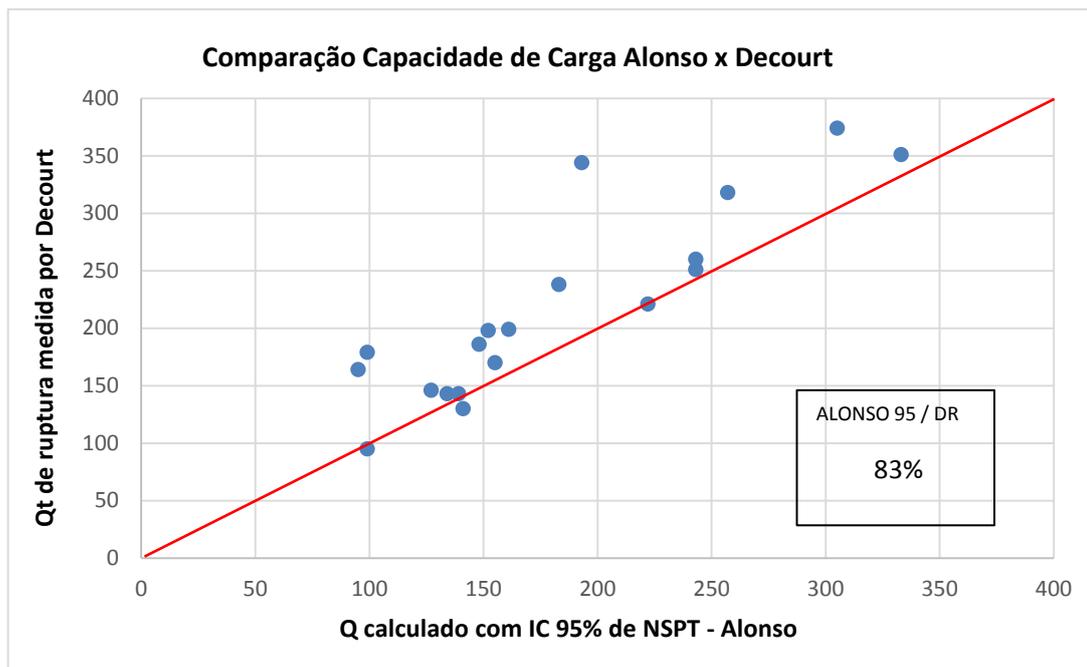


Figura 53 - Carga de ruptura extrapolada por Décourt (Rigidez) versus a capacidade de carga estimada com $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, para Alonso.

Para a interpretação dos resultados, compararam-se, visualmente, as distribuições dos pares ordenados (Q_{u95med} , $Q_{Tmedido}$), isto é, valores de capacidade de carga calculados e medidos, em torno da reta $Q_C=Q_T$ (valores calculados iguais aos valores medidos). Além disso, utilizou-se como métrica simples de avaliação dessa quantificação a razão entre as médias dos valores de capacidade de carga conforme o indicador em percentual (Tabela 13), expresso no lado direito inferior dos gráficos acima.

O resultado da avaliação encontra-se na Tabela 14, que compara a capacidade de carga estimada pelos métodos semi-empíricos com os valores oriundos das provas de carga e extrapolados pelos métodos de Van Der Veen e Décourt.

Tabela 14 – Resultado da comparação entre capacidades de carga

Indicador de comparação médio entre as capacidades de cargas (razão):	Estimativa com NsPT original (Aoki_Velloso)	Estimativa com NsPT original (Decourt Quaresma)	Estimativa com NsPT original (Alonso)	Carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen	Carga de ruptura extrapolada por Decourt (Rigidez)
Carga estimada com NsPT IC95% por Aoki Velloso (coeficientes de Monteiro)	87%	-	-	105%	93%
Carga estimada com NsPT IC95% por Decourt&Quaresma	-	84%	-	85%	76%
Carga estimada com NsPT IC95% por Alonso	-	-	89%	94%	83%

Os gráficos das Figuras 48 a 53 e a Tabela 14 acima permitem concluir que o método de Aoki-Velloso (com coeficientes de Monteiro) mostrou aderência aos resultados das provas de carga quando interpretados pelos métodos de Van Der Veen (Figura 48) e, se mostrou levemente conservador, quando interpretado por Décourt (Figura 49). Os valores do indicador foram de 105% e 93% respectivamente.

As Figuras 50 e 51 e a Tabela 14 também ilustram que o método de Décourt & Quaresma pode ser considerado conservador em relação aos resultados das provas de carga quando interpretados pelos métodos de Van Der Veen e de Décourt (Rigidez), apresentando indicadores quantitativos de 85% e 76% respectivamente.

As Figuras 52 e 53 indicam que o método de Alonso pode ser considerado aderente em relação ao resultado da prova de carga quando interpretados pelos métodos de Van Der Veen, indicador de 94%, e conservador em relação ao resultado da prova de carga quando interpretados pelos métodos de Décourt (Rigidez), apresentando um indicador de 83%.

Conclui-se, de acordo com os parágrafos acima, que os resultados da estimativa de capacidade de carga utilizando os valores de $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$ foram considerados satisfatórios, tendo sido o método de Décourt aquele que se apresentou, em média, de forma mais conservadora.

5.5 Avaliação de Fatores de Segurança Globais

Foi realizada a avaliação dos Fatores de Segurança Globais (FSg) de cada estaca ensaiada (Tabela 15), admitindo-se a carga de projeto como aquela constante do estudo de Interpretação das Provas de Carga do estaqueamento em questão, realizado por Pacheco (2008), disponível na coluna $Q_{projeto}$ da Tabela 9. O Fator de Segurança é a razão entre as estimativas das capacidades de carga utilizando os valores de $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$, pelos métodos semi-empíricos utilizados, e as cargas de projeto. A Figura 54 apresenta uma visualização gráfica dos valores de FSg comparados àquele prescrito na ABNT NBR 6122:2010, isto é, maior ou igual a 2,00.

Tabela 15 – Valores de FSg para as cargas estimadas pelo $N_{SPT\ 95\% \text{ MED}}$ em relação às cargas de projeto.

Região	Prova de Carga	FS = (Rc,calc IC 95%/ Q proj)		
		AV-M	Décourt	Alonso
32323	PC-02	3,25	2,48	2,32
2316	PC-01	2,86	2,05	1,93
2316	PC-02	2,23	2,15	2,68
2316	PC-03	3,38	2,56	2,98
2316	PC-04	2,55	2,30	2,22
2222	PC-01	2,63	2,11	2,57
2222	PC-02	2,48	2,12	2,47
2222	PC-03	2,56	2,40	2,20
2315	PC-01	3,37	2,63	3,33
2315	PC-02	2,50	2,03	2,35
2315	PC-03	2,27	1,96	2,20
2313	PC-01	2,87	2,17	2,53
2313	PC-02	2,31	1,87	1,83
2313	PC-03	3,12	2,49	2,43
2313	PC-04	3,13	2,44	2,82
2313	PC-05	2,77	1,97	2,43
22311	PC-01	2,73	2,36	2,11
22311	PC-02	3,06	2,43	3,05
22311	PC-03	2,30	2,63	2,58
Média		2,76	2,27	2,48
Desvio Padrão		0,38	0,24	0,38

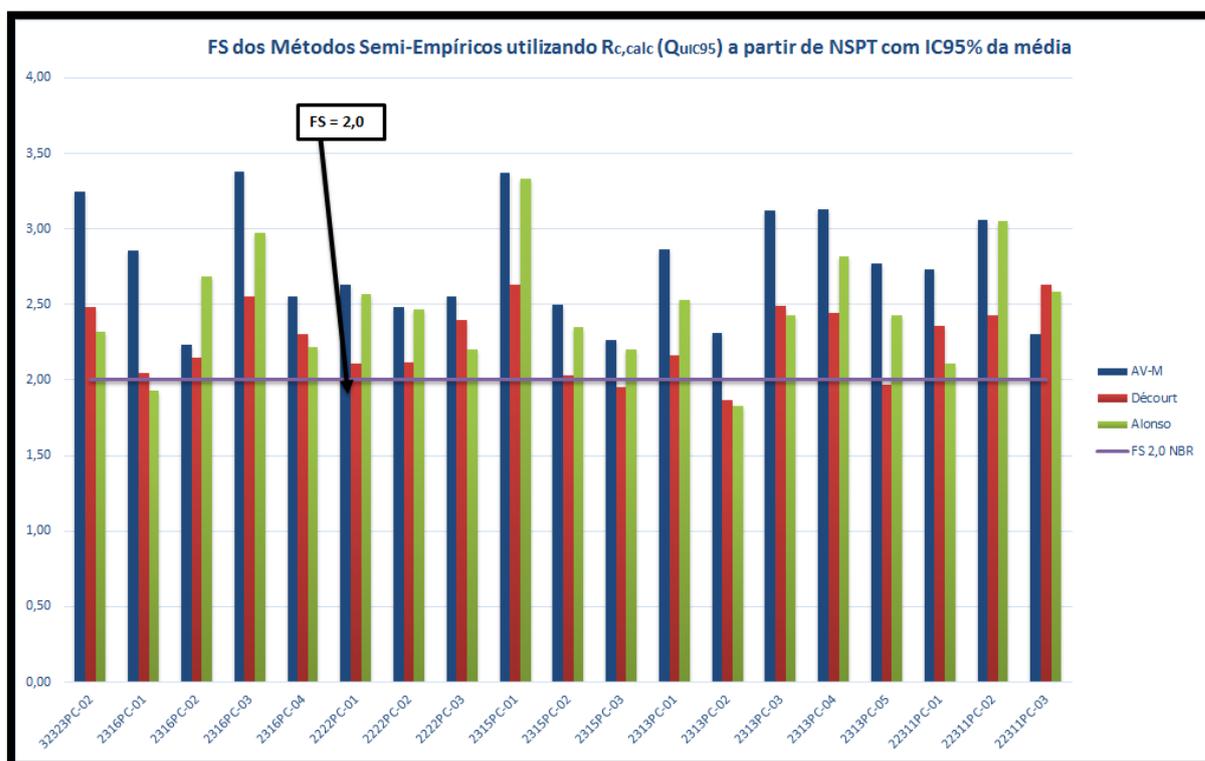


Figura 54 – Gráfico de barras onde se pode observar os FSg por método de estimativa de capacidade de carga, por estaca e por região.

Do gráfico da Figura 54, é possível verificar que os Fatores de Segurança Globais estão, quase que na totalidade, obedecendo ao prescrito na ABNT NBR 6122:2010, observando-se, ainda, que o método de Aoki-Velloso com coeficientes modificados por Monteiro apresentou 100% (19 estacas testadas) dos valores de FSg acima do mínimo exigido em norma, enquanto os métodos de Décourt & Quaresma e Alonso apresentaram, respectivamente, 3 (três) e 2 (dois) valores inferiores ao mínimo, totalizando um percentual de 8% (5 em um total de 57 valores de FSg).

5.6 Item 6.2.1.2.1 da ABNT NBR 6122:2010 – Resistência calculada por métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo em regiões representativas do terreno.

As 6 (seis) regiões em que foi dividida a área do estaqueamento foram reconhecidas como representativas para fins de cálculo da resistência a partir da aplicação dos métodos semi-empíricos de Aoki-Veloso, Décourt & Quaresma e Alonso, que utilizam as informações dos ensaios de campo de SPT realizadas na região de interesse.

A equação 26, conforme preconiza a ABNT NBR 6122:2010, foi utilizada com as seguintes considerações para o caso em estudo:

- $(R_{c,cal})_{med}$ ou $Q_{u \text{ NSPT RL MED}}$ é a resistência característica calculada com os valores médios dos parâmetros, que no presente estudo, é a capacidade de carga estimada para os três métodos semi-empíricos, utilizando os valores de $N_{\text{SPT RL MED}}$ obtidos da reta de regressão média por região representativa;
- $(R_{c,cal})_{min}$ ou $Q_{u \text{ NSPT IC95\% MED}}$ é a resistência característica calculada com os valores mínimos dos parâmetros, que no presente estudo, é a capacidade de carga para os três métodos semi-empíricos, utilizando os valores de $N_{\text{SPT IC95\% MED}}$ obtidos a partir da curva inferior do Intervalo de

Confiança construído em torno do valor médio da reta de regressão com confiabilidade de 95%, por região representativa;

- ξ_1 e ξ_2 são fatores de minoração da resistência (Tabela 7) , sendo n , o número de perfis de sondagens SPT por região representativa, que no presente caso, conforme Tabela 8, para todas as seis regiões, $n \geq 10$.

A Tabela 16 apresenta os cálculos efetuados dos $R_{c,cal}$ minorados pelos fatores ξ_1 e ξ_2 , enquanto a Figura 55 ilustra os fatores de segurança, por estaca ensaiada, e por região representativa, do $R_{c,k}$ em relação à carga de projeto ($Q_{projeto}$ – Tabela 9), de forma comparativa ao valor mínimo de 1,4 prescrito na ABNT NBR 6122:2010.

Tabela 16 – Valores de $R_{c,cal}$ e $R_{c,k}$ conforme equação 26, à luz da aplicação da ABNT NBR 6122:2010.

Unidade	PC	Dados Unidade PC	Diâm (cm)	L (m)	Sondage m	Q proj (tf)	ξ2 (NBR 6.2.1)	ξ1 (NBR 6.2.1)	[(Rc, cal) min - de IC95% / ξ2] (tf)			[(Rc, cal) med RL / ξ1] (tf)			Rc,k= MIN [(Rc, cal) min / ξ2; (Rc, cal) med RL / ξ1] (tf)		
									AV-M	Decourt	Alonso	AV-M	Decourt	Alonso	AV-M	Decourt	Alonso
32323	PC-02	32323PC-02	40	8,0	SPTT-05	60	1,11	1,27	176	134	125	162	124	116	162	124	116
2316	PC-01	2316PC-01	50	10,0	SP-40	100	1,11	1,27	258	185	174	237	169	159	237	169	159
2316	PC-02	2316PC-02	40	9,0	SP-40	60	1,11	1,27	121	116	145	110	106	132	110	106	132
2316	PC-03	2316PC-03	35	9,0	SP-53	45	1,11	1,27	137	104	121	124	94	110	124	94	110
2316	PC-04	2316PC-04	50	11,0	SP-54	100	1,11	1,27	230	207	200	208	188	183	208	188	183
2222	PC-01	2222PC-01	50	13,0	SP-87	100	1,11	1,27	237	190	232	223	179	220	223	179	220
2222	PC-02	2222PC-02	40	11,0	SPTT-02	60	1,11	1,27	134	114	133	128	108	127	128	108	127
2222	PC-03	2222PC-03	35	11,0	SP-89	45	1,11	1,27	104	97	89	98	92	86	98	92	86
2315	PC-01	2315PC-01	50	15,0	SP-112	100	1,11	1,27	304	237	300	273	215	273	273	215	273
2315	PC-02	2315PC-02	40	11,0	SP-124	60	1,11	1,27	135	110	127	126	102	118	126	102	118
2315	PC-03	2315PC-03	35	10,0	SPTT-08	45	1,11	1,27	92	79	89	85	74	83	85	74	83
2313	PC-01	2313PC-01	40	11,0	SP-58	60	1,11	1,27	155	117	137	141	107	125	141	107	125
2313	PC-02	2313PC-02	50	12,0	SP-45	100	1,11	1,27	208	168	165	191	154	151	191	154	151
2313	PC-03	2313PC-03	50	14,0	SP-44	100	1,11	1,27	281	224	219	251	202	200	251	202	200
2313	PC-04	2313PC-04	35	11,0	SP-56	45	1,11	1,27	127	99	114	116	91	105	116	91	105
2313	PC-05	2313PC-05	50	12,0	SP-56	100	1,11	1,27	250	177	219	230	162	200	230	162	200
22311	PC-01	22311PC-01	35	10,0	SP-33	45	1,11	1,27	111	95	86	102	88	80	102	88	80
22311	PC-02	22311PC-02	50	13,0	SP-10	100	1,11	1,27	276	219	275	248	199	253	248	199	253
22311	PC-03	22311PC-03	40	12,0	SP-12	60	1,11	1,27	124	142	140	115	131	129	115	131	129

Tabela 17 - Fatores de Segurança observando o item 6.2.1.2.1 da NBR 6122:2010

FS = (Rc,k / Q proj) (Rc,k derivou da Regressão linear com ξ1)			
	AV-M	Decourt	Alonso
	2,70	2,06	1,93
	2,37	1,69	1,59
	1,84	1,77	2,20
	2,75	2,10	2,45
	2,08	1,88	1,83
	2,23	1,79	2,20
	2,13	1,80	2,11
	2,19	2,05	1,91
	2,73	2,15	2,73
	2,10	1,71	1,97
	1,89	1,64	1,85
	2,35	1,78	2,09
	1,91	1,54	1,51
	2,51	2,02	2,00
	2,57	2,01	2,33
	2,30	1,62	2,00
	2,26	1,96	1,77
	2,48	1,99	2,53
Média	1,92	2,18	2,15
Desvio Padrão	2,28	1,88	2,06
	0,29	0,19	0,31

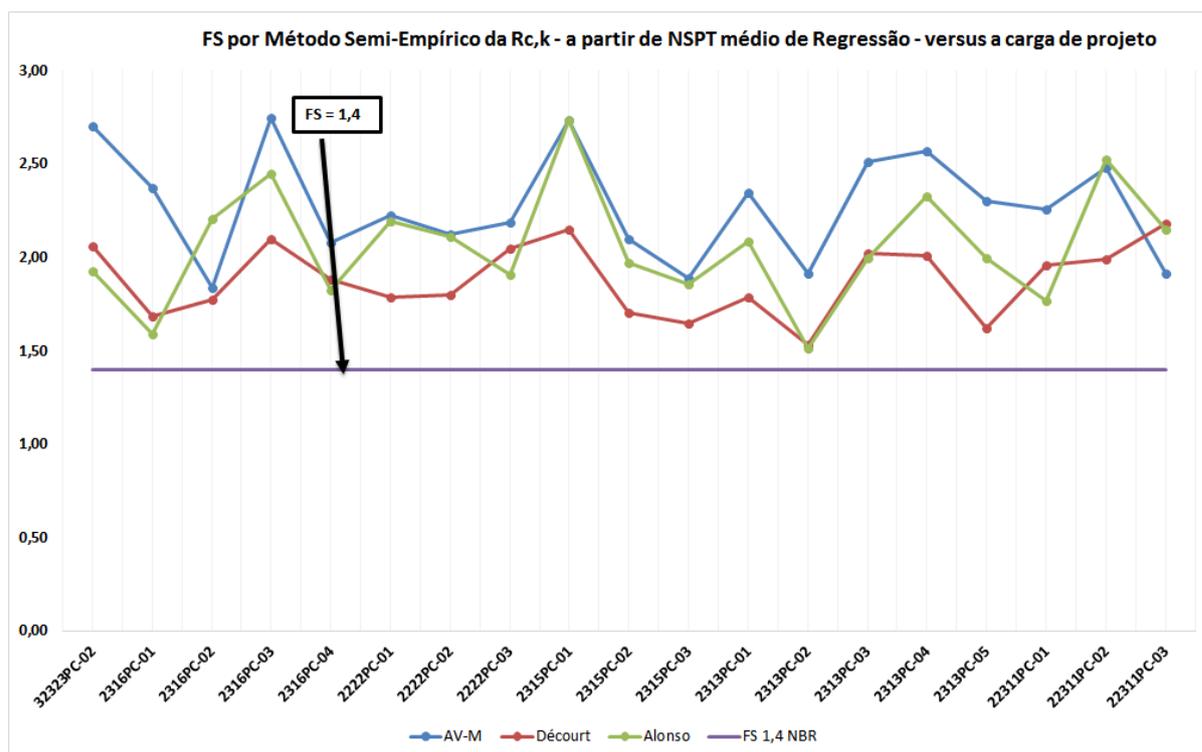


Figura 55 – Fator de Segurança das 19 estacas ensaiadas, considerando o número de sondagens realizadas por região representativa.

Observa-se que o $R_{c,k}$ derivou do $R_{(c,calc)med}$, que uma vez foi obtido a partir dos valores de $N_{SPT RL MED}$ e minorado pelo fator ξ_1 .

Da análise conjunta da Tabela 17 e da Figura 55, verifica-se que, consideradas as cargas de projeto (Q_{proj}) conforme Tabela 16, os valores dos FS alcançados ficaram acima do exigido ($FS \geq 1,4$), uma vez que a ABNT NBR 6122:2010 procurou embutir em seu texto, a racionalidade de seu propósito de que a quantidade crescente de ensaios de campo diminui as incertezas em relação ao subsolo e, ato contínuo, em relação aos parâmetros inerentes ao cálculo da estimativa da capacidade de carga, como os valores de N_{SPT} obtidos a partir de critérios adotados que consideram as diversas sondagens por região representativa considerada.

Cabe destacar também, quando observadas as Figuras 54 e 55, que para ambos os enfoques de projeto previstos na ABNT NBR 6122:2010, o estaqueamento apresentou consistência, em relação às estimativas das cargas; bem como um bom desempenho, sinalizado pelos resultados das provas de carga.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Essa dissertação apresenta um critério estatístico para uma escolha cautelosa de valores de N_{SPT} , a serem utilizados na estimativa de capacidade de carga de estacas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso com coeficientes de Monteiro, Décourt & Quaresma e Alonso. Um extenso estaqueamento tipo hélice contínua, com disponibilidade simultânea dos dados das sondagens SPT e das provas de carga, possibilitou o desenvolvimento do estudo.

Os valores de N_{SPT} utilizados foram concebidos a partir da construção de intervalos de confiança em modelos de regressão linear dos valores de N_{SPT} com a profundidade, utilizando os dados das sondagens executadas em uma mesma região dita representativa e apresentando um padrão geotécnico similar em toda a sua área.

6.1 Conclusões

As estimativas de capacidade de carga das estacas utilizando os valores de N_{SPT} a partir da curva inferior do intervalo de confiança de 95% de probabilidade em torno dos valores da reta de regressão média de N_{SPT} em profundidade, isto é, $E(N_{SPT}|z)$, mostraram-se adequadas para os três métodos selecionados no estudo.

Na comparação com as capacidades de carga estimadas por ocasião do projeto com o uso das sondagens originais, o critério demonstrou ser, de maneira geral, um pouco mais conservador que a prática atual ou usual.

Quanto à comparação da capacidade de carga estimada *vis-à-vis* as cargas de ruptura extrapoladas a partir das curvas carga recalque das provas de carga, pelos métodos de Van Der Veen e Décourt (Rigidez), pode-se concluir que o método de Aoki-Velloso (com coeficientes de Monteiro) mostrou boa concordância, enquanto os métodos de Décourt & Quaresma e de Alonso, foram considerados,

respectivamente, conservador e levemente conservador, em relação aos resultados das provas de carga.

Os valores do indicador de comparabilidade, definido como a razão entre as médias dos valores de capacidade de carga e padronizados pela Tabela 13, podem ser consultados abaixo:

Indicador de comparação médio entre as capacidades de cargas (razão):	Estimativa com NsPT original (Aoki_Velloso)	Estimativa com NsPT original (Decourt Quaresma)	Estimativa com NsPT original (Alonso)	Carga de ruptura extrapolada por Van Der Veen	Carga de ruptura extrapolada por Decourt (Rigidez)
Carga estimada com NsPT IC95% por Aoki Velloso (coeficientes de Monteiro)	87%	-	-	105%	93%
Carga estimada com NsPT IC95% por Decourt&Quaresma	-	84%	-	85%	76%
Carga estimada com NsPT IC95% por Alonso	-	-	89%	94%	83%

Os Fatores de Segurança prescritos no item 6.2.1.2.1 da ABNT NBR 6122:2010 mostraram-se satisfatórios, tanto no caso geral ($FSg \geq 2$), quanto no caso onde há a faculdade de reconhecimento de regiões representativas de terreno ($FSg \geq 1,4$), levando-se em conta o número de ensaios SPT ali realizados, para a diminuição da incerteza mediante a utilização de fatores de minoração.

Diante do exposto, e com um enfoque qualitativo, pode se concluir que o critério construído tem a finalidade precípua de homogeneizar as informações perante os vários atores envolvidos no projeto e na execução de fundações por estacas: projetista, cliente técnico, dono da obra, executor da obra, fiscal e comunidade geotécnica.

Logo, não é uma análise de confiabilidade, mas é o estabelecimento de um critério racional para a estimativa cautelosa de parâmetros geotécnicos, na linha do Eurocódigo 7 (2007), e simultâneo à intenção da ABNT NBR 6122:2010, no tocante

à diminuição de incertezas *vis-à-vis* a disponibilidade crescente de ensaios de campo e de provas de carga, consubstanciado em seu item 6.2.1.2.1, que faculta o cálculo da resistência de estacas, por método semi-empírico, reconhecendo regiões representativas do terreno e levando-se em conta o número de ensaios de campo, para utilizar os fatores de minoração , ξ_1 e ξ_2 .

É extremamente necessário o reconhecimento das limitações do critério, como o caráter experimental específico a determinado local com particular solução de fundação profunda (hélice contínua). As ressalvas para a aplicação da ferramenta estatística, as limitações dos métodos semi-empíricos de estimativa de capacidade de carga de estacas e as premissas e considerações estipuladas no estudo devem ser acompanhadas pela análise de um maior número de casos de obras.

6.2 Sugestões para Futuras Pesquisas

- i). Aplicação da metodologia em outros sítios, e / ou problemas geotécnicos, que apresentem razoáveis base de dados de ensaios de campo ou laboratório;
- ii). Utilização da Geoestatística, com possibilidade de criação de mapas de resistência de N_{SPT} ;
- iii). Para o caso de estudo, estimação da capacidade de carga por outros métodos semi-empíricos que utilizem o parâmetro de N_{SPT} ;
- iv). Realização do presente estudo de caso corrigindo os valores de N_{SPT} , pelo menos em relação à eficiência do sistema N_{60} e à tensão efetiva em profundidade nos solos arenosos;
- v). Avaliação do comportamento das parcelas de resistência lateral e de ponta em termos de variabilidade do N_{SPT} com eventual aplicação de métodos probabilísticos para deduzir a variância estatística da variável

aleatória N_{SPT} , necessária à estimativa de capacidade de carga por métodos semi-empíricos;

- vi). Análise de Confiabilidade em termos de Fatores de Segurança;
- vii). Aplicação de um conjunto de situações de projetos à engenheiros geotécnicos, idem ao aplicado pelo Comitê Técnico Europeu (ISSMGE - ECT10) onde os profissionais seriam chamados a responderem sobre: seleção de valor característico de parâmetro geotécnico a partir de um conjunto de dados de uma investigação do subsolo, projeto de um caso de fundação rasa e ou profunda à luz da ABNT NBR 6122/2010 e preenchimento de um questionário quali-quantitativo com informações técnicas dos cálculos, métodos utilizados e premissas adotadas.
- viii). Outra abordagem na aplicação do item 6.2.1.2.1 da ABNT NBR 6122:2010 – Resistência calculada por métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo em regiões representativas do terreno, onde o $(R_{c,cal})_{min}$ seria a resistência característica calculada com os valores mínimos *minimorum* dos parâmetros de N_{SPT} para uma região, permanecendo o $(R_{c,cal})_{med}$ ou $Q_u NSPT RL MED$ como sendo a resistência característica calculada com os valores médios dos parâmetros.
- ix). Utilização de diferentes probabilidades para os intervalos de confiança construídos em torno dos valores médios da regressão: 90% e 99% de probabilidade bicaudal.

REFERÊNCIAS

- ABNT. (2001). Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. *NBR 6484*. Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (2006). Estacas – Prova de carga estática. *NBR-12131*. Rio de Janeiro.
- ABNT. (2007). Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. *NBR-13208*. Rio de Janeiro.
- ABNT. (2010). Projeto e execução de fundações. *NBR 6122*. Rio de Janeiro, RJ.
- Alonso, U. (2012). Catálogo Estaca Hélice Contínua Monitorada. *GEOFIX Fundações*. São Paulo, SP.
- Alonso, U. R. (1996). Estacas Hélice Contínua com monitoração eletrônica: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. *SEFE III*. São Paulo, p 141 - 151.
- Alonso, U. R. (2000). Reavaliação do método de capacidade de carga de estaca hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas. *SEFE IV, vol2, p 425 - 429*. São Paulo.
- Alves, R. L. (2013). Uso de Valores Médios e Valores Característicos em Escavações de Calcários. *Dissertação de Mestrado*. Porto, Portugal: Universidade do Porto.
- Aoki, N. (2011). Probabilidade de ruína em fundações diretas. *Encontro Técnico: Fundações Diretas - EESC/USP*. São Carlos, SP.
- Aoki, N., & Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, p 367- 376. Buenos Aires.
- Assis, A. P., Espósito, T. J., Gardoni, M. G., & Silva, P. D. (2002). Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia. *Publicação G.AP. 002/01*. Brasília, DF: Universidade de Brasília - UnB.

- Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley.
- Benson, C. H., Daniel, D. E., & Boutwel, G. P. (1999). Field Performance of Compacted Clay Liners. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE Vol. 125, Nº 5*, pp. 390-403.
- BENSON, C. H., ZHAI, H., & SALWA, M. R. (1994). Statistical Sample for Construction of Soil Liners. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, VOL 120*, pp. 1704-1724.
- Bezerra, J. E. (2014). Aplicação de Técnicas Geoestatísticas no Processo de Otimização de Projetos de Fundações Estaqueadas. *Tese de Doutorado*. Brasília, DF: Universidade de Brasília - UnB.
- Bond, A. (2011). A procedure for determining Characteristic value of a geotechnical parameter. UK.
- Bond, A., & Harris, A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Londres: Taylor&Francis.
- Cabral, E. V. (2008). Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas através de um estudo de caso com Aplicação da Teoria Bayesiana. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ: PGECIV - UERJ.
- Carvalho, I. S. (2012). Propostas para a certificação das empresas de sondagens à percussão. *Dissertação de Mestrado*. Cuiabá - MT: UFMT.
- Cintra, J. A., & Aoki, N. (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Cintra, J. A., Aoki, N., Tsuha, C. d., & Giacheti, H. L. (2013). *Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Damasceno, D. G. (2013). Avaliação da capacidade de carga geotécnica e recalque de estacas hélice contínua monitorada em um edifício de RIO BRANCO – AC. *Dissertação de Mestrado*. Belém, PA: UFPA.
- Danziger, B. R. (2013). Fundações Especiais. *Notas de Aula*. PGECIV UERJ.

- Décourt, L., Albiero, J.H., & Cintra, J.C.A. (1996). *Análise e Projetos de Fundações Profundas. Fundações Teoria e Prática. Hachich e outros.* São Paulo SP: PINI.
- Décourt, L. (1989). The Standard Penetration Test – State of Art Report. *XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Rio de Janeiro.
- Décourt, L. (1996). A Ruptura De Fundações Avaliada Com Base No Conceito De Rigidez. *SEFE III.* São Paulo, vol 20 , 10p.
- Décourt, L., & Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *COBRAMSEF, 6., p 45 - 53.* Rio de Janeiro.
- DUNCAN, J. M. (1999). Factors of Safety and Reliability in Geotechnical. *Spencer J. Buchanan Lecture, Texas A&M University, USA.*
- ETC10, I. (2009). Evaluation of Eurocode 7. Design Examples 2. *ETC(10).*
- Eurocode, E.-1. (1997). Eurocode:Geotechnical design - Part 1: General rules.
- Folle, D. (2002). O Estudo Geoestatístico de Sondagens SPT para a geração de mapas auxiliares em obras de engenharia. *Dissertação de Mestrado.* Porto Alegre, RS: UFRGS.
- forumdaconstrução. (acesso em 11.2014). www.forumdaconstrucao.com.br.
- Freitas, D. A. (2011). Análise Estática e Dinâmica de Fundações e Interação Solo x Estrutura. *Dissertação de Mestrado.* Rio de Janeiro, RJ: PGECIV UERJ.
- GPM, G. d. (2014). *Página do Grupo de Pesquisas Minerais - IFRN.* Fonte: www2.ifrn.edu.br/pesquisamineral
- Guedes, M. C. (1997). Considerações sobre Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes. *Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro.* PUC RJ.
- Harr, M. E. (1984). Reliability-Based Design in Civil Engineering. *Department of Civil Engineering, North Carolina State.*

- Harr, M. E. (1987). *Reliability -based design in Civil Engineering*. USA: Mc Graw- Hill.
- Honjo, Y., Hara, T., & Kieu Le, T. C. (2010). Level III reliability based design by response surfaces: an embankment. *The 17th Southeast Asian Geotechnical Conference*, pp. 203-206. Taipei, Taiwan.
- Jones, A. L., Kramer, S. L., & Arduino, P. (2002). Estimation of Uncertainty in Geotechnical Properties for Performanced-Based Earthquake Eengineering. *PEER Report*, 16. Berkeley.
- Kormann, A. M. (1999). Comportamento de Argilas Rijas: Aspectos Geotécnicos da Formação Guabirotuba. *Anais da Mesa Redonda Aspectos Geotécnicos da Formação Guabirotuba ABMS/UFPR*, 119-128.
- Kormann, A. M. (2002). Comportamento Geomecânico da Formação Guabirotuba: Estudos de Campo e Laboratório. *Tese de Doutorado*. São Paulo, SP: Escola Politécnica da USP.
- Kulhawy, F. H. (1992). On the Evaluation of Soil Properties. *ASCE, Geotechnical Special Publication N.31*, pp. 95-115.
- Kulhawy, F. H., & Phoon, K. K. (1996). Engineering judgment in the evolution from deterministic to reliability-based foundation design. *Uncertainty in the geologic environment: from theory to practice (GSP58/ASCE)*, pp. 29-48.
- Lacasse, S., & Nadim, F. (1997). Uncertainties in characterising soil properties. *Proceedings of UNCERTAINTY'96 ASCE NY, NGI n.201*, pp. 49-75.
- Lacasse, S., & Nadim, F. (1998). Risk and Reliability in Geotechnical Engineering. *Proceedings Fourth International Conference on case histories in Geotechnical Engineering*, 1172-1192. St. Louis.
- Lacasse, S., Nadim, F., Rahim, A., & Guttormsen, T. R. (2007). Statistical Descriptions of Characteristic Soil Properties. *OTC - Offshore Technology Conference*. Houston, Texas.
- Lima, M. C. (1979). *Prospecção geotécnica do subsolo*. Rio de Janeiro: LTC.

- Magalhães, P. H. (2005). Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de estacas hélice contínua via provas de carga. *Dissertação de Mestrado*. Brasília, DF: Universidade de Brasília - UnB.
- Mantuano, R. M. (2013). Comparação entre Métodos de Dimensionamento e Influências do processo executivo no comportamento de estacas hélice. *Trabalho de Conclusão de Curso*. Rio de Janeiro, RJ: Escola Politécnica - UFRJ.
- Melo, C. L. (2006). Evolução da Contaminação na área do vazamento de óleo cru na REPAR (2000): Estudo do sistema "Banhado 4" e aplicação do método de polarização induzida na investigação da biodegradação de hidrocarbonetos. *Tese de Doutorado*. Porto Alegre, RS: UFRGS.
- Miranda, M. F. (2005). Avaliação da Estabilidade de Contenções através de Métodos Probabilísticos. *Dissertação de Mestrado*. Campos dos Goytacazes, RJ: UENF.
- Monteiro, P. F. (1997). *Capacidade de carga de estacas – Método Aoki & Velloso*. Rio de Janeiro: Relatório Interno de Estacas Franki Ltda.
- Monteiro, P. F. (2000). Estaca Omega Franki - Capacidade de Carga. *SEFE IV ABMS*, 356-369.
- Montgomery, D. C., & Runger, G. C. (2003). *Applied Statistics and Probability for Engineers 3ed*. John Wiley & Sons, Inc.
- Naghettini, M., & Pinto, É. (2007). *Hidrologia Estatística*. Belo Horizonte: CPRM.
- Neter, J., Wasserman, W., & Whitmore, G. A. (1982). *Applied Statistics*. Boston, E.U.A: Allyn and Bacon, Inc., segunda edição.
- Nienov, F. A. (2006). Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria . *Dissertação de Mestrado UFSM*.
- Pacheco, M. P. (2008). *Interpretação das Provas de carga estáticas, relatório técnico do estaqueamento – comunicação pessoal*.

- Pacheco, M. P. (2013). Métodos Probabilísticos em Geotecnia. *Notas de aula*. PGECIV UERJ.
- Peck, R. B. (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *9th Rankine Lecture, Géotechnique, vol 19, n.2, p 171-187*.
- Pohl, C. (2011). Determination of characteristic soil values by statistical methods. *ISGSR - Vogt, Schuppener, Straub & Bräu (eds)*, pp. 427-434.
- Ranzini, S. M. (1988). SPTF. *Solos e Rochas, vol 11, 29-30*.
- Ranzini, S. M. (1994). Notas Técnicas. *Revista Solos e Rochas num 17, 189-190*.
- Ribeiro, R. C. (2008). Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas. *Tese de Doutorado*. Rio de Janeiro: PUC.
- Santos, J. A. (2013). Eurocódigo 7. *Apresentação para curso de Mestrado Engenharia Civil IST*. Lisboa, Portugal.
- Schnaid, F., & Odebrecht, E. (2012). *Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo: 2ed Oficina de Textos.
- Silva, A. D. (2014). Análise do controle de energia em estacas hélice contínua pela metodologia SCCAP. *Trabalho de Conclusão de Curso*. Rio de Janeiro, RJ: Escola Politécnica - UFRJ.
- Silva, C. M. (2011). Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua. *Tese de Doutorado*. Brasília, DF: Universidade de Brasília - UnB.
- Teixeira, A., Correia, A. G., Henriques, A. A., & Honjo, Y. (2012). Dimensionamento e avaliação da segurança de uma estaca com carga vertical baseado em análises de fiabilidade. *Revista Engenharia Civil - Universidade do Minho*, 41-58.
- Van Der Veen, C. (1953). The bearing capacity of a pile. *Proceedings 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engeneering*. Zurich, p 84 - 90.

- Vanmarcke, E. H. (1977). Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 103, pp. 1227-1246.
- Velloso, D. A., & Lopes, F. R. (1996). *Fundações Vol 1*. Rio de Janeiro: COPPE - UFRJ.
- Vésic, A. S. (1975). Principles of Pile Foundation Design. *Soil Mechanics Series*, 38. Durham.
- Viali, L. (2000). *Apostila de Probabilidade*. Fonte: Página pessoal Prof. Lori Viali: <http://www.pucrs.br/famat/viali/>
- Viana, E. A. (2012). Interação Estrutura-Solo para Estruturas Aporticadas Submetidas a carregamentos dinâmicos devidos a compressores alternativos. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ: PUC - RJ.
- Wright, S. G. (1969). A Study of slope stability and the undrained shear strength of clay shales. *PhD Thesis*. Berkeley: University of California.
- Zabot, P. A. (2006). Geração de mapas de resistência N-SPT por métodos determinísticos e estocásticos. *Trabalho de Conclusão de Curso*. Joinville, SC: UDESC.