

WERNER BILFINGER

CRITÉRIOS DE SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES EM
ESTACAS CRAVADAS COM CONSIDERAÇÃO DE
CONTROLES EXECUTIVOS

Tese apresentada à Escola
Politécnica da Universidade
de São Paulo para obtenção
do Título de Doutor em
Engenharia

v.1

São Paulo
2002

OK

WERNER BILFINGER

**CRITÉRIOS DE SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES EM
ESTACAS CRAVADAS COM CONSIDERAÇÃO DE
CONTROLES EXECUTIVOS**

Tese apresentada à Escola
Politécnica da Universidade
de São Paulo para obtenção
do Título de Doutor em
Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia de Solos

Orientador:
Prof. Livre Docente
Waldemar Coelho Hachich

v.1

São Paulo
2002

Aos meus filhos, Julia e Fernando, motivação contínua da minha vida.

À minha esposa Cristiane, amiga nos momentos difíceis, companheira em todos os desafios, incentivadora nos momentos de desânimo, e eterna namorada, amor da minha vida.

Agradecimentos

Ao meu orientador, Prof. Dr. Waldemar Hachich, que com competência, dedicação e amizade orientou este trabalho.

Ao meu sócio Luiz Guilherme de Mello, pela amizade, incentivo e apoio.

Ao Prof. Dr. Victor F. B. de Mello, pelas inúmeras discussões teóricas, filosóficas e práticas, e pela valiosa contribuição bibliográfica.

Aos professores Dr. Faiçal Massad e Dr. Nelson Aoki pelas valiosas contribuições no exame de qualificação.

Ao Prof. Dr. Cláudio M. Wolle, pelas idéias e sugestões, além da amizade, incentivo e apoio.

Ao Prof. Dr. Dirceu A. Velloso, pelo incentivo, apoio e carinho.

Aos funcionários da Vecttor Projetos S/C Ltda que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

À COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, em especial ao Prof. Dr. Francisco R. Lopes, pelo acesso ao banco de dados de provas de carga estáticas.

Ao Eng. Reynaldo L. Rosa, da empresa SCAC Fundações e Estruturas Ltda, pela utilização do seu banco de dados de provas de carga dinâmicas.

À Construtora Norberto Odebrecht S.A., em especial aos engenheiros Eder Ferracutti e Paulo Camargo de Almeida, pelo fornecimento dos dados de cravação e controle das estacas da obra da ampliação do terminal marítimo da Ultrafértil.

Aos meus pais, Ursula e Bernhard, pelos ensinamentos, incentivo e apoio.

Aos meus sogros, Dalva e Gilberto, pelo carinho, apoio e paciência.

À toda a minha família, pelo grande incentivo.

Aos meus colegas e amigos que contribuíram para a execução deste trabalho.

Resumo

A segurança das estruturas é um tema cada vez mais atual, tendo em vista, por um lado, a necessidade de desempenhos melhores, e, por outro lado, a necessidade de economia. Especificamente na engenharia de fundações, segurança é hoje, apesar das normas existentes, um tema que gera controvérsias e polêmica. A Norma Brasileira NBR 6122 dá margem a interpretações que podem, dependendo da situação, levar a situações ambíguas. Este mesmo panorama se repete em outros países.

O assunto de segurança nas fundações é avaliado para o caso específico de estacas cravadas.

Inicialmente são avaliadas as formas de determinação experimental da capacidade de carga de estacas, essencialmente provas de carga estáticas e dinâmicas, mostrando-se que existem diferenças por vezes significativas entre estas metodologias e apresentando-se formas de uniformizar estes resultados.

A seguir são apresentadas algumas metodologias usuais de previsão de capacidade de carga, baseadas tanto em sondagens com determinação da resistência à penetração, SPT, quanto em controles executivos, nega e repique. A partir de um banco de dados de provas de carga dinâmicas, estimam-se parâmetros estatísticos para cada uma das metodologias de controle avaliadas.

Finalmente a probabilidade de ruína dos elementos de fundação é estimada para os diversos tipos de previsão e variabilidades associadas. Esta avaliação, efetuada individualmente para cada uma das metodologias de controle e, adicionalmente, considerando-se o emprego simultâneo de diversas formas de previsão de capacidade de carga, revela ganhos significativos de segurança para um mesmo coeficiente de segurança nominal. Propõe-se, em função dos resultados obtidos, uma redução do fator de segurança global estabelecido pela norma NBR 6122, para obras nas quais as previsões de capacidade de carga sejam complementadas por controle sistemático de cravação das estacas por nega e por repique.

Abstract

Safety of structures is a theme of increasing interest, as a result of more stringent performance criteria and of the need for economical constructions. Specifically in foundation engineering, safety is today, in spite of existing standards, a controversial theme. The Brazilian standard NBR 6122, as well as standards around the world, allow interpretations which can lead to ambiguous situations.

The issue of safety of foundations is evaluated for the specific case of driven piles.

Initially, experimental load capacity determination methods, essentially static and dynamic load tests, are analyzed, showing that sometimes significant differences can occur. Ways to uniformize these results are presented.

Load capacity prediction methods, based on SPT blow count, set and rebound are discussed and the associated statistical parameters are estimated for each method. These analyses were based on a database of dynamic load tests.

Finally, the probability of failure of foundation elements is estimated for application of each of the prediction methods, both individually and jointly, showing that joint application leads to a significant reduction of probability of failure for the same nominal factor of safety.

A reduction of the factor of safety required by the standard NBR 6122 is proposed, for those projects in which load capacity predictions are systematically checked against on-site set and rebound control.

ERRATA

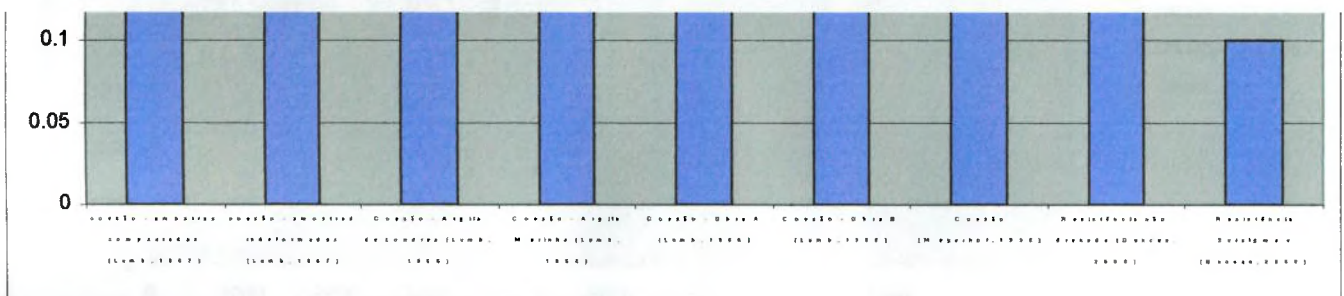
- Inclusão de Índice:

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVO	2
3	JUSTIFICATIVA	6
3.1	Generalidades	6
3.2	Critérios de Segurança – Principais Conceitos	7
3.2.1	Método Determinista	9
3.2.2	Método Semi-Probabilista - MSP	11
3.2.3	Métodos Probabilistas	13
3.3	Análise Crítica da Norma Brasileira de Fundações – NBR 6122 – quanto aos Critérios de Segurança	18
3.4	Análise Crítica de Algumas Normas Européias quanto aos Critérios de Segurança	26
3.5	Análise Crítica de Algumas Normas Norte-Americanas quanto aos Critérios de Segurança	39
3.6	Análise Comparativa	44
4	MÉTODO	48
4.1	Generalidades	50
4.2	Determinação da Capacidade de Carga de Estacas	50
4.2.1	Provas de Carga Estáticas	51
4.2.2	Provas de Carga Dinâmicas	62
4.3	Previsão da Capacidade de Carga	73
4.3.1	Método Aoki-Velloso	83
4.3.2	Método Décourt-Quaresma	87
4.3.3	Método “RLM – Gomes-Velloso”	92
4.4	Controles de Campo	95
4.4.1	Nega	96
4.4.2	Repique	101
4.4.3	“Energy Approach” – Formulação pela Energia	108
4.5	Deformabilidade	111
4.6	Abordagem Probabilista - Conceituação	114
4.6.1	Metodologia proposta por Kay	124
4.6.2	Avanços Propostos por Baecher e Rackwitz (1982)	130
4.6.3	Metodologia Proposta por Vrouwenvelder	136
4.6.4	Discussão dos Modelos Bayesianos Propostos	140
4.7	Variabilidade de Parâmetros Geomecânicos e Probabilidade de Ruína – Valores Típicos	142
4.8	Tratamento de Dados - Conceituação	148
5	ANÁLISES	150
5.1	Determinação de Parâmetros Probabilistas	150
5.1.1	Provas de Carga Dinâmicas	150
5.1.2	Análise de Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas baseados no NSPT	159

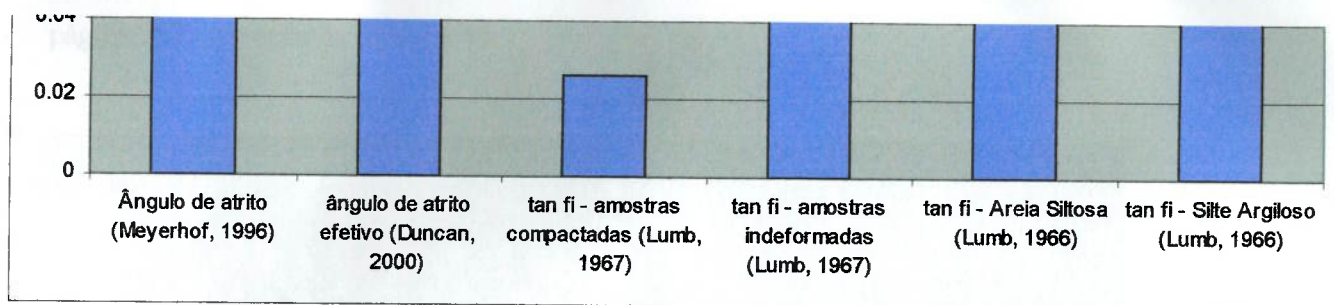
5.1.3	Análise da Variabilidade dentro da mesma Obra	170
5.1.4	Métodos de Controle de Campo	176
5.2	Análise Conjunta dos Dados publicados por Rosa (2000)	201
5.3	Avaliação das Probabilidades de Ruína, tomando como base as distribuições estatísticas obtidas	210
6	RESUMO DOS PRINCIPAIS RESULTADOS	214
6.1	Provas de Carga Estáticas e Dinâmicas	214
6.2	Métodos de Previsão de Capacidade de Carga	216
6.3	Métodos de Controle de Capacidade de Carga	218
6.4	Análise Conjunta de Dados	219
6.5	Reavaliação de Alguns Conceitos de Segurança da NBR 6122/96	220
7	CONCLUSÕES	227
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	231

- página 3, segundo parágrafo: correção de referência bibliográfica: (Niyama et al, 1998)
- página 4, segundo parágrafo: "... certamente será menor do que no caso de solos residuais..." correção para "... alguns tipos de solos residuais mais heterogêneos, como é o caso de granito-gnaisses,..."
- página 6, primeiro parágrafo: "...excessivamente conservadoras." Correção para "excessivamente arrojadas."
- Página 6, último parágrafo:
 - " - Controle dos materiais de fundação;
 - Controle do produto acabado."
 Correção para:
 - " - Controle dos materiais de fundação;
 - Controle de Execução;
 - Controle do produto acabado."
- Página 11, segundo parágrafo do item 3.2.2: "... erros são desvios sistemáticos..." correção para: "...erros podem ser grosseiros, acidentais e sistemáticos..."
- Página 12, segundo parágrafo: "- Demonstrar que a ocorrência de estados limite é improvável ou aceitável" correção para: "- Demonstrar que a ocorrência de estados limite é improvável ou tem probabilidade aceitável".
- Página 27, terceiro parágrafo: "... estabelecer a carga de compressão de projeto F_c ..." correção para: "... estabelecer a carga de projeto F_c ..."
- Página 44, primeiro parágrafo do item 3.6: "...sendo permanentes e 1/3 variáveis..." correção para: "... sendo permanentes e 1/3 acidentais..."
- Página 45, segundo parágrafo: "...fatores de segurança variam..." correção para: "...fatores de seguranças globais variam..."
- Página 46, segundo parágrafo: "... ao invés da ruptura" correção para: "... ao invés da ruptura. De acordo com Décourt et al (1998), "... em estacas escavadas a ruptura física jamais ocorre..." ..."
- Página 46, terceiro parágrafo: "... Empirismo dogmático ou afirmações sem fundamentação, por um lado teórico e, por outro lado, baseado em evidências físicas, devem ser banidos de todos os campos da engenharia..." correção para: "...Empirismo dogmático ou afirmações sem fundamentação teórica ou base em evidências físicas, devem ser banidos de todos os campos de engenharia..."

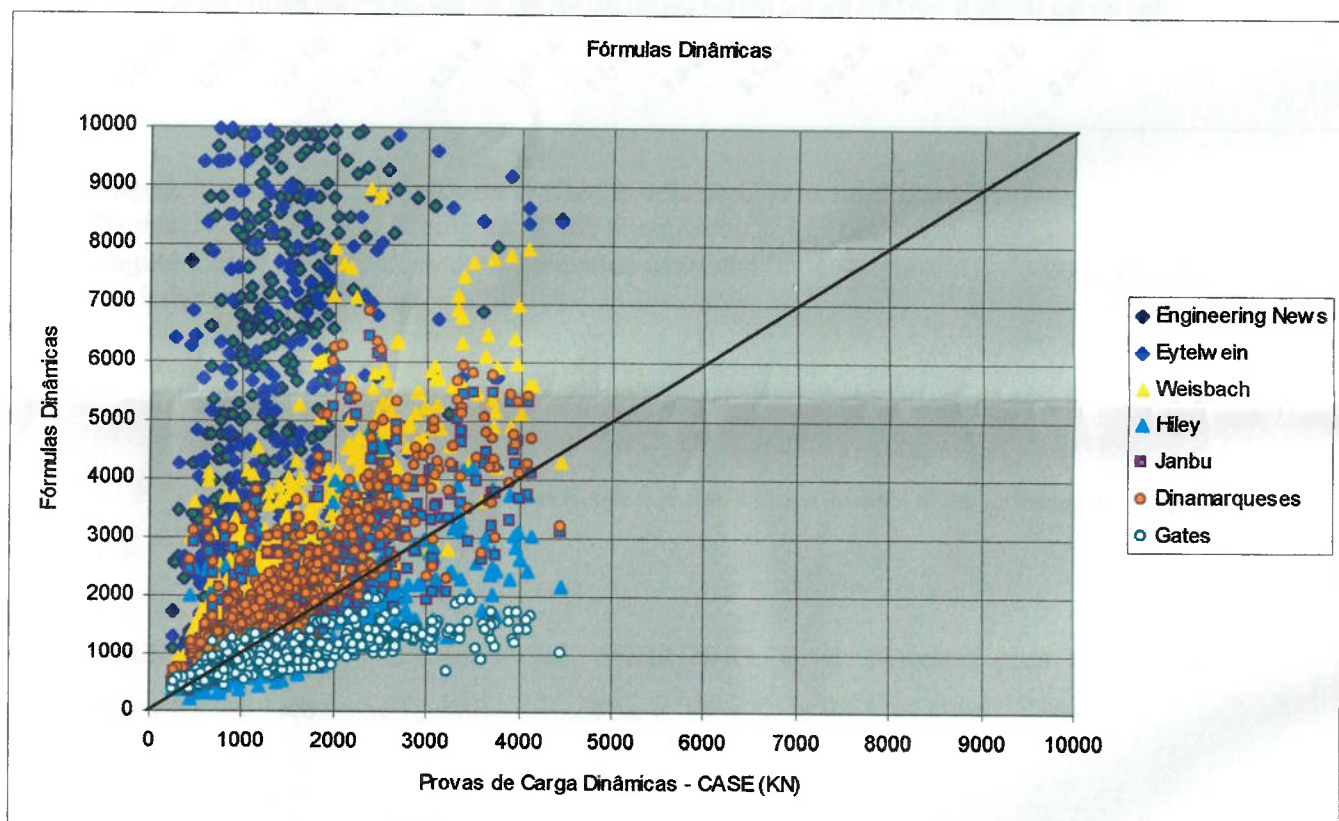
- Página 51, segundo parágrafo: "... por exemplo, escavadas de grande, ..." correção para: "... por exemplo, escavadas de grande diâmetro,..."
- Página 59, figura 4.1: incluir referência: (apud Briaud et al, 1989)
- Página 60, figura 4.2: incluir referência: (apud Briaud et al, 1989)
- Página 61, primeiro parágrafo: "... em sua capacidade de carga (Antorena, 1996)..." correção para: "... em sua capacidade de carga (Antorena, 1996). Esta característica é restrita a solos arenosos."
- Página 61, terceiro parágrafo: "Décourt (1991)..." correção para: "...Décourt (1991), Massad e Lazo (1998) entre outros, ...
- Página 64, quinto parágrafo: "... o valor NSPT (Rausche et al, 1994, Abou-matar et al, 1996)." Correção para: "... o valor NSPT (Rausche et al, 1994, Abou-matar et al, 1996, Belincanta et al, 1994)."
- Página 76, segundo parágrafo: "... e uma resistência normal na ponta..." correção para: "...e uma resistência à compressão na ponta..."
- Página 78, segundo parágrafo: ".../ rompe com 10 a 20 mm de deformação." Correção para: ".../ rompe com até 10 a 20 mm de deslocamento relativo."
- Página 79, segundo parágrafo: "... ensaios de cone – CPT (...)" correção para: "... ensaios de cone – CPT (De Beer 1963)..."
- Página 87, primeiro parágrafo: "...perseguida." correção para: "...perseguida. Entretanto, neste caso específico, valeria discutir a validade de se utilizar este tipo de estaca nos solos daquela região: geralmente o drapejamento durante a cravação da estaca reduz ou até anula o atrito lateral ao longo das camadas mais superficiais, constituídas de solos colapsíveis, o que explicaria fatores F1 e F2 médios maiores do que os inicialmente propostos."
- Página 92, segundo parágrafo: "...variações pontuais muito maiores." Correção para: "... variações pontuais muito maiores. Além disso, o fator de segurança da ponta com valor maior talvez esteja associado a uma necessidade de compatibilização de deslocamentos."
- Página 97, incluir definição de J: $J = L/2 \times A \times E$
- Página 117, segundo parágrafo: "..., primeira ordem avançado, descrito de forma resumida abaixo." Correção para: "..., primeira ordem avançado."
- Página 131, terceiro parágrafo: "... a função de verossemelhança..." correção para: "... a função de verossimilhança..."
- Página 143: figura 4.14 - legenda legível:



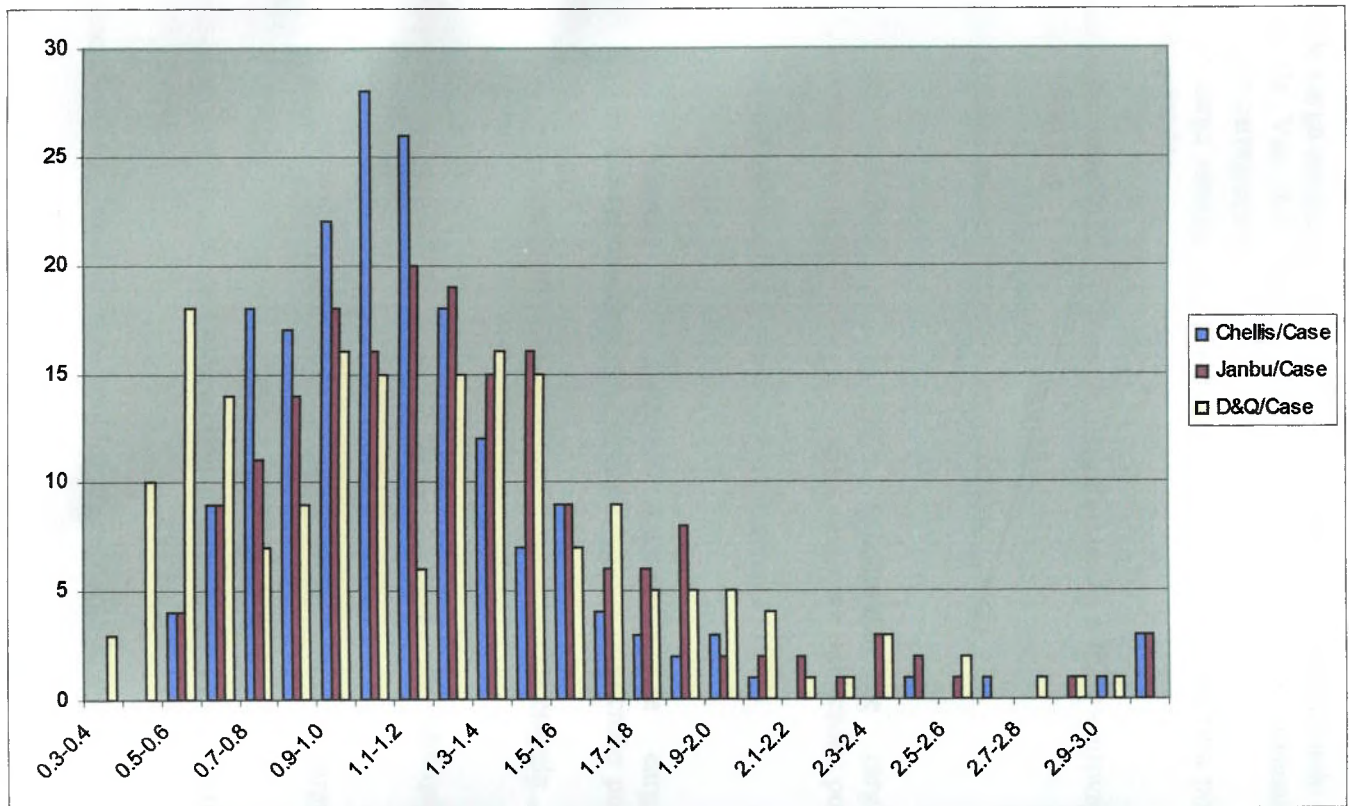
- Página 144: figura 4.15 – legenda legível:



- Página 151, segundo parágrafo: "...a proporção entre provas de carga dinâmicas e estáticas é superior a 1:20..." corrigir para: "... a proporção entre provas de carga dinâmicas e estáticas é superior a 20:1..."
- Página 156, correção de cálculo de VAR [XY]: $1.009^2 \times 0.393^2 + 1,158^2 \times 0.142^2 + 0.393^2 \times 0.142^2 = 0.187$
- Página 156, último parágrafo: "... e desvio padrão de 0.427..." correção para: "...e desvio padrão de 0.433..."
- Página 168, primeiro parágrafo: "... potencialmente melhor com e uma dispersão maior..." correção para: "... potencialmente melhor com uma dispersão maior".
- Página 178: correção da figura 5.13:



- página 202: correção da figura 5.41:



- Página 209, tabela 5.22: onde se lê Chellis, leia-se Chellis modificada.
- Página 215, tabela 6.2: 3ª coluna, 4ª linha: substituir 0.427 por 0.433
- Página 227, item b): "...levam a precisões (coeficientes de variação) ..." correção para: "... levam a variabilidades (coeficientes de variação) ..."

- Incluído na Bibliografia:

DE BEER, E. E. The scale effect in the transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations. **Géotechnique**, v. 8, n. 1, p. 39-75, 1963

BELINCANTA, A., ALVIM, F. M., SOBRINHO, R. R. Métodos para Medida de Energia Dinâmica no SPT, **Solos e Rochas**, v. 17, n. 2, p. 93-110, 1994

Lista de Figuras

Figura 3.1	Fatores de segurança diferentes para segurança igual = probabilidades de ruptura iguais.	13
Figura 3.2	Função densidades de probabilidades para z_R/z_S onde valores menores que um significam ruptura.	14
Figura 4.1	Prova de carga estática e estimativa de carga de ruptura utilizando o método de Van der Veen considerando os dados até diversos estágios do carregamento	59
Figura 4.2	Prova de carga estática com determinação da carga de ruptura por diversos métodos	60
Figura 4.3	Comparação entre PCE – provas de carga estáticas e PCD – provas de carga dinâmicas	67
Figura 4.4	Dados originais publicados por Aoki e Velloso (1975)	85
Figura 4.5	Frequências relativas da variável capacidade de carga calculada/carga de ruptura medida – dados originais publicados por Aoki e Velloso	86
Figura 4.6	Dados originais publicados por Décourt e Quaresma (1978)	90
Figura 4.7	Frequências relativas da variável capacidade de carga calculada/carga de ruptura medida – dados originais publicados por Décourt e Quaresma	91
Figura 4.8	Comparação entre análises CASE e pela aproximação pela energia	110
Figura 4.9	Distribuição de frequências relativas de K_{CASE} para a metodologia “Energy Approach”	111
Figura 4.10	Curvas carga x recalque adimensionalizadas de 24 provas de carga estática	113
Figura 4.11	Representação gráfica da segurança contra ruína de um aterro sobre solo mole coesivo	116
Figura 4.12	Representação esquemática da metodologia proposta	119

Figura 4.13	Comparação entre β das distribuições t de Student e normal, em função de ν'	135
Figura 4.14	Coefficientes de variação da resistência ao cisalhamento – coesão	143
Figura 4.15	Coefficiente de variação da resistência ao cisalhamento – ângulo de atrito	144
Figura 4.16	Probabilidades de ruína e suas conseqüências (Whiyman, 2000)	147
Figura 5.1	Comparação entre os dados do banco de dados PD/LT 2000 e dados extraídos de diversos artigos	153
Figura 5.2	Comparação entre capacidade de carga determinada por provas carga dinâmicas – métodos CASE e CAPWAP	155
Figura 5.3	Comparação entre provas de carga estáticas e previsões de capacidade de carga pelo método Aoki e Velloso	160
Figura 5.4	Comparação entre provas de carga estáticas e previsões de capacidade de carga pelo método Décourt e Quaresma	160
Figura 5.5	Comparação entre provas de carga estáticas e previsões de capacidade de carga pelo método RLM - Gomes e Velloso	161
Figura 5.6	Distribuição de K – Método Aoki e Velloso	162
Figura 5.7	Distribuição de K – Método Décourt e Quaresma	163
Figura 5.8	Distribuição de K – Método RLM - Gomes e Velloso – valor médio	163
Figura 5.9	Comparação entre provas de carga dinâmicas pelo método CASE e previsões de cargas de ruptura pelo método Décourt Quaresma – dados publicados por Rosa (2000)	167
Figura 5.10	Comparação entre previsões e provas de carga estáticas – utilização de valor médio dos métodos de previsão de capacidade de carga	170
Figura 5.11	Comprimento médio das estacas e função do coeficiente de variação da capacidade de carga medida nas mesmas obras – dados publicados por Rosa (2000)	174

Figura 5.12	Coeficiente de variação da capacidade de carga na mesma obra em função do comprimento cravado	175
Figura 5.13	Comparação de capacidades de carga observadas com capacidades de carga previstas por fórmulas dinâmicas	178
Figura 5.14	Capacidade de carga observada versus capacidade prevista pela fórmula Engineering News – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)	181
Figura 5.15	Capacidade de carga observada versus capacidade prevista pela fórmula de Hiley – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)	181
Figura 5.16	Capacidade de carga observada versus capacidade prevista pela fórmula de Janbu – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)	182
Figura 5.17	Capacidade de carga observada versus capacidade prevista pela fórmula dos dinamarqueses – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)	182
Figura 5.18	Capacidade de carga observada versus capacidade prevista pela fórmula de Gates – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)	183
Figura 5.19	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} para a fórmula Engineering News	184
Figura 5.20	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} para a fórmula de Eytelwein	184
Figura 5.21	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} para a fórmula de Weisbach	185
Figura 5.22	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} para a fórmula de Hiley	185
Figura 5.23	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} para a fórmula de Janbu	186
Figura 5.24	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} para a fórmula dos Dinamarqueses	186
Figura 5.25	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} para a fórmula de Gates	187
Figura 5.26	Comparação entre provas de carga dinâmicas – CASE e fórmulas dinâmicas corrigidas	188

Figura 5.27	Avaliação da influência do solo sob a ponta da estaca – fórmula de Janbu	189
Figura 5.28	Avaliação da influência do solo sob a ponta da estaca – fórmula dos dinamarqueses	190
Figura 5.29	Avaliação da influência do comprimento da estaca – fórmula de Janbu	191
Figura 5.30	Avaliação da influência do comprimento da estaca – formula dos dinamarqueses	191
Figura 5.31	Avaliação da influência do NSPT sob a ponta da estaca – formula de Janbu	192
Figura 5.32	Avaliação da influência do NSPT sob a ponta da estaca – formula dos dinamarqueses	193
Figura 5.33	Formula de Janbu corrigida. Note-se que não existe mais tendência de variação com o comprimento cravado da estaca	194
Figura 5.34	Fórmula dos dinamarqueses corrigida. Note-se que não existe mais tendência de variação com o comprimento cravado da estaca	195
Figura 5.35	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Janbu, sem correção	196
Figura 5.36	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Janbu, com correção	196
Figura 5.37	Comparação entre provas de carga dinâmicas CASE e fórmulas de Chellis, Uto et al e Chellis modificada	199
Figura 5.38	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Chellis	199
Figura 5.39	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Uto et al	200
Figura 5.40	Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Chellis modificada	200
Figura 5.41	Distribuições de freqüências das variáveis K_{CASE} para as fórmulas de Janbu, Chellis e o método Décourt e Quaresma	202

Figura 5.42	Distribuições condicionais para diversas hipóteses de K_{CASE} calculado pelo método Décourt e Quaresma e pela fórmula de Janbu	204
Figura 5.43	Avaliação da quantidade de casos que assumem valores superiores a determinados limites da variável K_{CASE} calculada pelo método Décourt e Quaresma em função da variável K_{CASE} calculada pela fórmula de Janbu	205
Figura 5.44	Distribuições condicionais, para diversas hipóteses de K_{CASE} calculado pelo método Décourt e Quaresma, função de valores limite de K_{CASE} calculado pelas fórmulas de Janbu e Chellis	206
Figura 5.45	Avaliação da quantidade de casos que assumem valores superiores a determinados limites das variáveis K_{CASE} calculadas pelas fórmulas de Chellis e Janbu	207
Figura 5.46	Avaliação da probabilidade de ocorrência de valores superiores às variáveis K .	209
Figura 6.1	Avaliação do coeficiente de variação da capacidade de carga dentro de uma obra em relação ao comprimento da estaca	
Figura 6.2	Variação do fator de segurança em função dos tipos de previsão e controle empregados	220

Lista de Tabelas		
Tabela 3.1	Fatores de segurança globais mínimos	19
Tabela 3.2	Coefficientes de ponderação das resistências	23
Tabela 3.3	Coefficientes de ponderação da capacidade de carga de fundação	23
Tabela 3.4	Resistências de cálculo para elementos de fundação	24
Tabela 3.5	Fatores de segurança parciais γ_F – ELU situações fundamentais	28
Tabela 3.6	Fatores de segurança parciais γ_t , γ_s e γ_b – ELU situações fundamentais, caso C	29
Tabela 3.7	Coefficiente ξ para casos com prova de carga	29
Tabela 3.8	Coefficientes de segurança parciais das ações	30
Tabela 3.9	Coefficientes de segurança parciais das Resistências	31
Tabela 3.10	Fatores de segurança globais	32
Tabela 3.11	Coefficientes de segurança parciais das ações	32
Tabela 3.12	Fatores de segurança para resistências	33
Tabela 3.13	Fatores de segurança parciais	33
Tabela 3.14	Fator ξ	33

Tabela 3.15	Valores de ξ'	36
Tabela 3.16	Valores de R_{\min}/R_{\max} para $\xi > 1,2$	37
Tabela 3.17	Resistências de ponta em função do ensaio	37
Tabela 3.18	Capacidades de carga sugeridas pela norma DIN 4026 em função do embutimento em “solo com capacidade de carga suficiente”	38
Tabela 3.19	Fatores de segurança globais	38
Tabela 3.20	Fatores de majoração de cargas	40
Tabela 3.21	Fatores de segurança parciais – cálculo	40
Tabela 3.22	Fatores de segurança parciais – controle executivo	41
Tabela 3.23	Fatores de segurança parciais – ações	41
Tabela 3.24	Fatores de segurança parciais – resistências	42
Tabela 3.25	Fatores de segurança parciais – ações	42
Tabela 3.26	Fatores de segurança parciais – resistências	43
Tabela 3.27	Fatores de segurança parciais	43
Tabela 3.28	Análise comparativa entre as normas avaliadas	44
Tabela 4.1	Comparação entre provas de carga estáticas e dinâmicas	71

Tabela 4.2	Tipos de previsão de comportamento (Poulos, 1989)	74
Tabela 4.3	Exemplos de categorização dos métodos de avaliação do comportamento das estacas (Poulos, 1989)	75
Tabela 4.4	Relação entre K/K_0 (Lancelotta e Cavalera, 1999)	77
Tabela 4.5	Coefficientes K e α (Aoki-Velloso, 1975)	84
Tabela 4.6	Fatores F_1 e F_2 (Aoki-Velloso, 1975)	85
Tabela 4.7	Fatores F_1 e F_2 para os solos de Brasília (Rodrigues et al, 1998)	87
Tabela 4.8	Coefficiente C (Décourt e Quaresma, 1978)	89
Tabela 4.9	Coefficientes α e β (Décourt, 1996)	89
Tabela 4.10	Coefficientes α e β para solos de Brasília (Rodrigues et al, 1998)	89
Tabela 4.11	Formulação de capacidade de carga – estacas Franki (Vorcaro Gomes, 2000)	93
Tabela 4.12	Formulação de capacidade de carga – estacas pré-moldadas (Vorcaro Gomes, 2000)	93
Tabela 4.13	Formulação de capacidade de carga – estacas escavadas (Vorcaro Gomes, 2000)	93
Tabela 4.14	Formulação de capacidade de carga – estacas hélice continua (Vorcaro Gomes, 2000)	94
Tabela 4.15	Grupos de solo (Vorcaro Gomes, 2000)	94
Tabela 4.16	Formulações dinâmicas mais comuns (Poulos e Davis, 1980)	97

Tabela 4.17	Coeficientes C para uso na fórmula Engineering News (Poulos e Davis, 1980)	98
Tabela 4.18	Eficiência típica de martelos (Poulos e Davis, 1980)	98
Tabela 4.19	Constante C_1 para uso na fórmula de Hiley (poulos e Davis, 1980)	99
Tabela 4.20	Coeficiente de restituição n para uso na fórmula de Hiley (Poulos e Davis, 1980)	100
Tabela 4.21	Valores de C3 em função do tipo de solo (Souza Filho e Abreu, 1990)	104
Tabela 4.22	Valores de κ (Rosa, 2000)	106
Tabela 4.23	Probabilidades associadas às medidas	123
Tabela 4.24	Fatores de modelo para diversas formas de determinação da capacidade de carga (Vrouwenvelder, 1992)	138
Tabela 4.25	Resumo das formulações propostas (Vrouwenvelder, 1992)	139
Tabela 4.26	Comparação de resultados dos 3 modelos bayesianos	141
Tabela 4.27	Valores de fator de segurança, probabilidade de ruína e coeficientes de variação para estruturas típicas (Meyerhof, 1970)	145
Tabela 4.28	Fatores de segurança parciais	146
Tabela 4.29	Probabilidades de ruína aceitáveis (Meyerhof, 1996)	146
Tabela 5.1	Comparação entre provas de carga dinâmicas e estáticas de diversas bases de dados	154
Tabela 5.2	Probabilidade de ocorrência de valores inferiores da variável P estático/P CASE	157

Tabela 5.3	K – Considerando 1m acima da cota real	164
Tabela 5.4	K – Considerando na cota real	164
Tabela 5.5	K – Considerando 1m abaixo da cota real	164
Tabela 5.6	R – Considerando 1m acima da cota real	165
Tabela 5.7	R – Considerando na cota real	165
Tabela 5.8	R – Considerando 1m abaixo da cota real	165
Tabela 5.9	Valores de K	168
Tabela 5.10	Valores de K (Briaud e Tucker, 1988)	169
Tabela 5.11	Coefficientes de variação para a capacidade de carga em função do tipo de estaca (Eriksson, 1991)	173
Tabela 5.12	Parâmetros das regressões lineares	179
Tabela 5.13	Parâmetros das regressões lineares	180
Tabela 5.14	K_{CASE} para diversas fórmulas dinâmicas	187
Tabela 5.15	Parâmetros estatísticos de formulações dinâmicas em função do tipo de solo	190
Tabela 5.16	Coefficientes de ajuste para as fórmulas de Janbu e dinamarqueses	195
Tabela 5.17	Parâmetros estatísticos de fórmulas de Janbu e dinamarqueses sem o com correção	197

Tabela 5.18	Parâmetros estatísticos de fórmulas de Janbu e dinamarqueses sem o com correção	198
Tabela 5.19	Parâmetros da variável K_{CASE}	201
Tabela 5.20	Parâmetros de K	201
Tabela 5.21	Probabilidades de ruína associadas a diversos fatores de segurança	208
Tabela 5.22	Probabilidades de ruína associadas a diversos fatores de segurança	209
Tabela 5.23	Parâmetros estatísticos das variáveis K calculadas pelo método de Décourt e Quaresma, pela fórmula de Janbu e pela fórmula de Chellis modificada	211
Tabela 5.24	Probabilidades de ruína associadas a diversos fatores de segurança – calculadas e experimentais	211
Tabela 5.25	Dados das estacas das provas de carga números 22 e 23	212
Tabela 5.26	Valores das variáveis K	213
Tabela 6.1	Parâmetros estatísticos da variável prova de carga estática/prova de carga dinâmica	214
Tabela 6.2	Resumo de Parâmetros estatísticos das variáveis prova de carga estática/prova de carga dinâmica CAPWAP, prova de carga dinâmica CAPWAP/prova de carga dinâmica CASE e prova de carga estática/prova de carga dinâmica CASE	215
Tabela 6.3	Parâmetros estatísticos de métodos de previsão de capacidade de carga	216
Tabela 6.4	Parâmetros estatísticos de métodos de previsão de capacidade de carga nos trabalhos originais	216
Tabela 6.5	Valores da variável K	217

Tabela 6.6	Parâmetros estatísticos de K calculado pelas fórmulas dinâmicas	219
Tabela 6.7	Parâmetros estatísticos de K para as formulações baseadas no repique	219
Tabela 6.8	Coefficientes de ponderação das resistências apresentados na NBR 6122 para o caso de uso de coeficientes de segurança parciais (ABNT, 1996)	225

Lista de Variáveis

ϕ	Ângulo de atrito
σ	Tensão
ξ	Fator de segurança aplicado a valores medidos
α	Coefficiente relacionado ao solo
β	Coefficiente relacionado ao solo
η	Eficiência do martelo
β	Coefficiente para o repique
ε	Fator empírico determinado por comparação com provas de carga
α	Fator associado à distribuição da resistência ao longo da estaca
κ	Fator associado ao tipo de solo
Ω	Fator de correção
μ	Média
σ	Desvio padrão
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
γ_b	Fator de segurança aplicado para a resistência característica da ponta
γ_c	Coefficiente de ponderação para a resistência do concreto
γ_f	Coefficiente de ponderação para as solicitações
γ_F	Fator de segurança aplicado às cargas de compressão
γ_R	Coefficiente de ponderação para resistências
γ_S	Coefficiente de ponderação para solicitações

γ_s	Fator de segurança aplicado para a resistência característica do fuste
γ_t	Fator de segurança aplicado para a resistência característica da estaca
γ_y	Coefficiente de ponderação para a resistência do aço
A_p	Área da ponta da estaca
A_s	Área lateral do fuste da estaca
c	coesão
C	Coefficiente relacionado ao tipo de solo
c'	Coesão efetiva
C1 a C3	Deformações elásticas
e	Repique
e_0	Coefficientes de correção
e_f	Coefficientes de correção
F_1	Coefficiente do método Aoki-Velloso
F_2	Coefficiente do método Aoki-Velloso
F_c	Carga de compressão de projeto
f_{ck}	Resistência em valor característico à compressão simples do concreto
F_d	Fator de segurança relacionado com deformação excessiva
F_f	Fator de segurança relacionado com a formulação adotada
F_k	Solicitações específicas
F_p	Fator de segurança relacionado com os parâmetros do solo
FS	Fator de segurança global
f_s	Resistência lateral medida na luva de Begemann

F_w	Fator de segurança relacionado com a carga de trabalho
f_{yk}	Resistência em valor característico para aço
K	Coefficiente relacionado ao solo
K	Repique elástico
L	Comprimento da estaca
L'	Comprimento virtual de cravação
m	Valor médio
m	Fator de modelo
N	Média de valores de SPT
p	probabilidade
P_{bk}	Valor característico para resistência de ponta
P_c	Capacidade de carga de projeto
P_{ck}	Valor característico para capacidade de carga
P_{cm}	Valor medido para capacidade de carga
P_k	Capacidade de carga característica
P_l	Capacidade de carga lateral
P_p	Resistência normal na ponta da estaca
P_p	Capacidade de carga na ponta da estaca
P_r	Capacidade de carga da estaca
P_s	Resistência ao cisalhamento no fuste da estaca
P_{sk}	Valor característico para resistência do fuste
P_u	Resistência à penetração no solo da estaca

q_c	Resistência de ponta medida no ensaio CPT
q_l	Resistência lateral
q_p	Tensão limite média ao cisalhamento ao longo do fuste
q_p	Resistência de ponta
q_s	Tensão limite normal na ponta da estaca
R	Capacidade resistente
R_{ck}	Resistência característica
R_u	Resistência
S	Nível de solicitação
s	Nega
T	Resistência teórica
U	Perímetro da estaca
X_i	Variável aleatória associada aos valores extremos desfavoráveis das solicitações
Y_i	Variável aleatória associada aos valores extremos desfavoráveis das resistências
z	Variável associada à capacidade resistente ou nível de solicitação

1. INTRODUÇÃO

Segurança das fundações é hoje, apesar das normas existentes, um tema que gera controvérsias e polêmica. A discussão sobre o uso de fatores de segurança parciais ou globais, e a própria definição de fatores de segurança, não são um consenso no meio da engenharia geotécnica, embora a Norma NBR 6122 – “Projeto e Execução de Fundações”, revisão de abril de 1996, tenha gerado avanços significativos neste sentido.

Esta tese visa abordar o assunto de segurança nas fundações para o caso específico de estacas cravadas. O objetivo é, através de uma avaliação estatística de dados de obras, estabelecer critérios mais racionais de avaliação da segurança de fundações em estacas cravadas.

Extensões para outros tipos de fundações, uma vez definida uma metodologia, deverão ser possíveis.

2. OBJETIVO

O objetivo do trabalho é a proposição de critérios de projeto para fundações em estacas, particularmente, estacas cravadas, com consideração mais racional da segurança, levando em conta quantidade, arranjo e controles executivos das estacas assim como a variabilidade do terreno.

A quantidade de estacas sobre a qual uma estrutura se apóia, intuitivamente se relaciona com a segurança associada a esta estrutura: em obras com poucos elementos de fundação de grande capacidade de carga, a responsabilidade de cada estaca é maior do que no caso de obras com grande número de estacas de capacidade de carga menor. Imagine-se uma viga bi-apoiada, na qual, no primeiro caso, cada apoio consiste de um bloco com duas estacas, e no segundo caso, de um bloco de seis estacas. No primeiro caso, a ruína de uma das duas estacas significa um acréscimo de 100% na carga vertical da estaca remanescente (desconsiderando-se os momentos gerados pelo carregamento assimétrico do bloco). Já no segundo caso, a ruína de uma estaca de um apoio, significa um acréscimo de 20% de carga nas outras estacas. Hachich (1996) apresenta exemplo ilustrativo e mais detalhado a este respeito, analisando a probabilidade de ruína de um bloco de fundação com uma a nove estacas.

Além disso, em estruturas nas quais existe um número maior de blocos, isto é, vãos menores, comparadas com outras, com número de blocos menores e, conseqüentemente, carga por bloco proporcionalmente maior, mesmo que cada bloco de fundação esteja apoiado em apenas uma estaca única, o número maior de blocos significa uma hiperstaticidade maior e, portanto, uma capacidade de redistribuição de esforços maior.

Mesmo assim, a prática de projeto e as normas de diversos países, inclusive no Brasil, não fazem considerações a respeito de fatores de segurança diferentes para situações como as descritas acima.

Pesquisa qualitativa neste sentido foi apresentada por Abe et al (2000), na qual se apresenta resultado de pesquisa com profissionais da área de fundações no Japão. O objetivo da pesquisa foi avaliar como os profissionais lidam com incertezas na geotecnia, neste caso, dos parâmetros geotécnicos de projeto. Apresentava-se uma seqüência de investigações com conhecimento crescente do subsolo, iniciando-se com uma simples sondagem SPT, acrescentada de análises de caracterização dos diversos extratos e, subseqüentemente, coleta de amostras indeformadas e execução de ensaios de compressão simples, triaxiais e de adensamento. Finalmente foram efetuadas algumas questões acerca do uso e interpretação de provas de carga. O resultado da pesquisa mostrou a tendência intuitiva, de crescimento da confiabilidade, na medida em que a qualidade das informações disponíveis aumenta.

Na prática de obras, existem hoje duas formas de controle de cravação bastante usuais: a "nega" e o "repique" (Niyama et al, 1996). Um número elevado de formulações que relacionam os valores de nega e repique à capacidade de carga mostram uma dispersão elevada de valores de capacidade de carga. Entretanto, como critério de uniformidade do estaqueamento, a medida destes dois dados tem-se demonstrado bastante útil.

Imagine-se uma obra na qual existe, para cada estaca um controle efetivo da nega de cravação, registro do repique durante a obtenção da nega e registro de comprimentos cravados. Por outro lado, imagine-se outra obra na qual não existe controle de cravação ou simplesmente um controle expedito baseado na experiência do operador do bate-estaca. Um bom resultado de prova de carga estática indica objetivamente segurança maior no caso da obra na qual o controle de nega e repique mostra uniformidade de resultados, pois permite uma extrapolação de uma estaca para outra com maior confiança e menor dispersão.

Novamente, as normas não prevêm a influência de controles executivos mais ou menos rígidos sobre os fatores de segurança.

O solo no qual se insere uma estaca é responsável pela capacidade de carga até o limite de carga estrutural. É evidente que solos muito heterogêneos apresentam variabilidade maior do que solos homogêneos, com possíveis efeitos na capacidade de carga. Ilustrando esta afirmação, imagine-se uma obra localizada em uma região na qual o subsolo consiste de um depósito sedimentar de grande espessura e, por outro lado, imagine-se outra obra localizada em uma região na qual o subsolo consiste essencialmente de solo residual de decomposição de maciço rochoso tipo granito gnaisse, com todas as heterogeneidades já conhecidas deste tipo de maciço. As heterogeneidades encontradas na camada de solo sedimentar serão significativamente menores do que no maciço de solo residual e, portanto, variações nos comprimentos, nas negas e repiques, serão igualmente menores, procurando-se obter uma uniformidade de capacidade de carga das diversas estacas.

Isolando o efeito das heterogeneidades do solo, ou seja, assumindo que o número e arranjo das estacas seja igual e os controles executivos sejam similares, de maneira geral, a capacidade de carga nestes dois universos pode ser representada por um valor médio em um desvio padrão. No caso de solos mais homogêneos, o desvio padrão certamente será menor do que no caso de solos residuais, para o mesmo valor médio de capacidade de carga. Porém, do ponto de vista de segurança, aplicando-se o mesmo fator de segurança ao valor médio de capacidade de carga, a real segurança contra a ruína será bastante diferente, entendendo-se como medida da real segurança a probabilidade de ruptura. Por outro lado, em situações nas quais o valor médio de uma distribuição for menor do que de outra, mas o desvio padrão for igualmente menor, podem ocorrer situações nas quais a segurança para a mesma carga seja igual, porém o fator de segurança seja diferente.

Propõe-se elaborar uma metodologia racional que, baseada em dados reais de campo, provenientes de provas de carga estáticas e dinâmicas, registros dos controles executivos e de dados do solo local, permita projetar obras com segurança adequada, evitando-se arrojo ou conservadorismo exagerados.

A abordagem será do tipo probabilista que, na opinião do autor, é uma das formulações mais poderosas de engenharia, porém ainda utilizada aquém de suas possibilidades, especificamente no ramo da engenharia civil geotécnica e de fundações.

3. JUSTIFICATIVA

3.1 Generalidades

A justificativa do trabalho se baseia nas dificuldades, encontradas pelo autor e outros colegas de profissão para executar projetos de fundações com níveis de segurança adequados, sem excessos de arrojo ou conservadorismo. Na engenharia de fundações, por um lado devido à responsabilidade envolvida, e por outro lado pelo custo proporcionalmente limitado das fundações, a tendência é, geralmente, pecar pelo excesso de conservadorismo. Já em obras de terraplenagem (cortes, aterros), muitas vezes o engenheiro geotécnico arrisca mais, tendo em vista as conseqüências e os custos mais limitados provocados por decisões excessivamente conservadoras.

As dificuldades descritas acima são em parte fruto de uma série de indefinições e incongruências encontradas nas normas de projeto de fundações, seja no Brasil, seja no exterior, aliadas a uma prática de projeto de fundações muitas vezes empírica e pouco racional.

Em obras de fundação, os conceitos de segurança estão intimamente ligados à qualidade e ao controle de qualidade destas. A função fim de determinada fundação é suportar as cargas que nela atuam de acordo com os requisitos de projeto (deformabilidade, durabilidade, etc). Teixeira (1991) apresenta discussão interessante sobre o controle de qualidade de obras de fundações, dividindo este em 4 tipos:

- Controle das investigações geotécnicas;
- Controle do projeto;
- Controle dos materiais da fundação;
- Controle do produto acabado.

O controle de qualidade do produto acabado é a atividade mais difícil e mais importante. Nesta etapa verifica-se a integridade da peça de fundação e suas

condições de suporte, ou seja, capacidade de carga e deformações decorrentes do carregamento.

Este trabalho é limitado ao quarto item da lista acima e sua inter-relação com o segundo item.

3.2 Critérios de Segurança - Principais Conceitos

A atividade fim do engenheiro civil, em específico do engenheiro geotécnico, é a concepção e construção de estruturas seguras, entendendo-se por seguras aquelas que irão suportar todas as ações que ocorrerem durante a sua vida útil sem restrições ao seu desempenho (Hachich, 1996).

Geralmente, tratando-se de obras de engenharia civil, é necessário que seja elaborado um projeto, baseado em modelos e simulações, pois o método de tentativa e erro, possível em outras áreas da engenharia, nas quais vários protótipos podem ser testados antes da produção propriamente dita, é geralmente inviável, pois a obra em si é o protótipo. A experiência adquirida em várias obras sem dúvida nenhuma é muito valiosa, porém, devido ao grande número de variáveis envolvidas, tais como heterogeneidades do subsolo, da topografia, da estrutura em si, etc, torna obras de engenharia civil protótipos únicos, sem a repetitividade típica de outras especialidades dentro da engenharia. Cabe neste ponto colocar que a discussão a respeito do método de tentativa e erro em outras áreas de engenharia não são demérito nenhum: na engenharia aeronáutica, por exemplo, iniciam-se estudos com modelos e simulações, passando-se a modelos reduzidos, protótipos teste e finalmente para o produto final a ser produzido em linha. As possibilidades de efetuar ajustes e correções até o produto final são significativamente maiores do que em obras de engenharia civil.

O projeto é a atividade na qual o engenheiro cria um modelo simplificado, representativo do protótipo, visando simular o seu funcionamento e adequação ao seu

fim. Normalmente, o estágio inicial de projeto é uma atividade muito intuitiva e ligada à experiência prévia, na qual ocorre a concepção do projeto.

Após a concepção, o projeto passa por uma fase de análise, ou seja, uma previsão do comportamento futuro do protótipo sob as ações permanentes, variáveis e acidentais, às quais poderá ser sujeito. Geralmente a fase de análise envolve cálculos que avaliam forças e tensões, deslocamentos e deformações, que irão ocorrer no protótipo.

A segurança é definida de maneira geral como sendo a distância entre os valores de forças, tensões, deslocamentos ou deformações previstos, e os valores limites destas mesmas grandezas. Esta distância é necessária em função de:

- Variabilidade das ações;
- Variabilidade inerente aos diversos materiais, seja em termos de resistência, seja em termos de deformabilidade. Esta variabilidade ainda deve ser dividida entre a intrínseca dos materiais e aquela associada à representatividade, reprodutibilidade dos ensaios, incluindo a sua acurácia e precisão;
- Incertezas associadas aos métodos de cálculo e suas simplificações.

Neste ponto cabe introduzir os conceitos de estado limite último e estado limite de utilização: o estado limite último se caracteriza geralmente pelo esgotamento da capacidade da estrutura em termos de material, ou seja, no mínimo um dos materiais que faz parte da estrutura não suporta mais as ações de projeto. Já o estado limite de utilização significa o não atendimento de requisitos funcionais ou de durabilidade.

Tomando como exemplo uma estaca, o estado limite último seria a ruptura da estaca, seja como elemento estrutural, seja na interface solo-estaca, não sendo mais possível aumentar a carga. O estado limite de utilização se caracterizaria por deslocamentos excessivos da estaca quando solicitada por determinada carga, comprometendo o funcionamento da estrutura suportada pela estaca, porém sem esgotar a capacidade de carga.

Existe hoje uma série de critérios de segurança, diferenciando-se pela sistemática de introdução da segurança e pela escolha do(s) indicador (es) de segurança. Independentemente das formulações individuais os diversos critérios de segurança se subdividem em dois grandes grupos: os deterministas e os probabilistas.

3.2.1 Método Determinista

Os métodos determinísticos se caracterizam pela não consideração explícita das incertezas. No fator de segurança embutem-se implicitamente todas as incertezas e erros, sendo o seu valor ajustado empiricamente (Hachich, 1978).

Os métodos das tensões admissíveis e do equilíbrio limite são os representantes mais conhecidos dos métodos deterministas.

O método das tensões admissíveis consiste no conceito de que em nenhum ponto da estrutura as tensões em condição de utilização deveriam ultrapassar a tensão admissível do material, afastada da tensão de ruptura por um coeficiente de segurança γ_i .

Mais conhecido e amplamente utilizado na engenharia geotécnica é o método do equilíbrio limite, na realidade um tipo de estado limite. Nesse método, o coeficiente de segurança utilizado pode ser aplicado ou majorando as ações, ou minorando as resistências. Por exemplo, no caso de fundações, geralmente as ações / cargas são majoradas. Já no caso de cálculos de estabilidade de taludes e empuxos, majorar as cargas (principalmente o peso próprio do solo) não parece lógico, adotando-se como critério medir, para as ações de cálculo, a relação entre a resistência necessária para alcançar estabilidade e a resistência disponível (Hachich, 1996).

Os exemplos acima nada mais são do que casos típicos, por um lado, de coeficientes de segurança externos (majoração das ações) e, por outro lado, coeficientes de segurança internos (minoração das resistências).

A discussão sobre qual o tipo de coeficiente de segurança a adotar conduz naturalmente a um questionamento da validade de se utilizar um valor único que incorpore a variabilidade das ações, variabilidade das resistências dos materiais envolvidos, incertezas e erros inerentes às simplificações de cálculo. Imaginem-se, por exemplo, dois casos de um edifício padrão, apoiado em dois tipos de fundação distintos:

- Fundação em estacas pré-moldadas, fabricadas industrialmente;
- Fundação em "brocas", escavadas manualmente e concretadas na obra.

As ações atuantes nas fundações são idênticas; intuitivamente, porém, as resistências, tanto como elemento estrutural, quanto como elemento de fundação, no caso das estacas pré-moldadas, são muito menos variáveis do que no caso das "brocas". Seria lícito aplicar os mesmo coeficientes de segurança globais aos dois casos? Não, os coeficientes de segurança globais deveriam ser diferentes. Mas para quantificar essa diferença parece muito mais lógica a introdução de coeficientes de segurança parciais para cada uma das variáveis envolvidas: para as ações, seriam empregados coeficientes semelhantes, porém para a fundação os coeficientes seriam associados às variabilidades.

O desenvolvimento destas idéias leva naturalmente ao método semiprobabilista, que, em essência, transforma, a partir da variabilidade de cada grandeza, valores médios em característicos e, em seqüência, em valores de projeto, pela aplicação de coeficientes de ponderação; introduz adicionalmente um coeficiente de ponderação empírico relacionado com as conseqüências da ruína (Hachich, 1996).

Já em 1953, Brinch Hansen propunha a utilização de coeficientes de segurança parciais em obras de contenção (Hachich, 1978), generalizando posteriormente estes conceitos para todas as obras geotécnicas. Infelizmente, as propostas de uma abordagem mais racional do aspecto de segurança não se tornaram usuais em geral e,

particularmente no Brasil. Esta situação perdura até os dias atuais em praticamente todas as áreas da engenharia civil geotécnica.

As normas de concreto armado orientadas de acordo com o CEB, incluindo-se a norma brasileira NBR 6118, têm tratado o aspecto de segurança através de abordagem semiprobabilista, semelhante ao Método Probabilista Condicionado (MPC) nível I, detalhado adiante.

3.2.2 Método Semi-Probabilista – MSP

O método semiprobabilista tem como principal característica a consideração racional dos fatores que influenciam a segurança de determinada estrutura. Estes fatores podem ser divididos em incertezas e erros (Hachich, 1978).

As incertezas são inerentes ao caráter aleatório das grandezas envolvidas, enquanto os erros são desvios sistemáticos em função das simplificações associadas a qualquer ferramenta de análise e de projeto, incluindo-se aí modelos, métodos de análise e processos de cálculo.

Adicionalmente, em função da responsabilidade, ou seja, das conseqüências de uma eventual ruína, a segurança exigível ainda poderá ser maior.

Em essência, portanto, o método consiste na utilização de modelos de cálculo deterministas, mas reconhecendo explicitamente as variabilidades das grandezas envolvidas. Os dados de entrada para os cálculos são valores de cálculo, obtidos a partir da aplicação de um coeficiente de ponderação a valores característicos ou médios. As solicitações de cálculo não podem exceder as resistências de cálculo.

Exemplo típico do método semiprobabilista são os métodos dos estados limite, nos quais as incertezas associadas a cada uma das variáveis são consideradas através da aplicação de fatores de ponderação / coeficientes de segurança parciais. Segundo

Oliveira (1998), a filosofia de projetos baseada nos estados limite envolve os seguintes procedimentos:

- Identificação de todas as potenciais formas de ruptura ou estados limite que a estrutura pode sofrer. O termo ruptura é usado no sentido de comportamento insatisfatório e representa condições na qual a estrutura deixa de atender aos requisitos para os quais foi projetada, não significa necessariamente o esgotamento da capacidade de carga;
- Verificar separadamente cada estado limite;
- Demonstrar que a ocorrência de estados limite é improvável ou aceitável.

A grande maioria das normas e códigos do projeto estrutural, tais como o dimensionamento de estruturas de concreto de acordo com a NBR 6118, são exemplos típicos deste tipo de método: muitas vezes utiliza-se a resistência dos materiais para determinar as solicitações características (F_k). Por outro lado, as resistências do concreto (f_{ck}) e do aço (f_{yk}) são imposições de projeto que afetarão o traço do concreto etc, sujeitos à verificação estatística, *a posteriori*. Estes valores característicos são majorados, no caso das ações, e minorados, no caso das resistências, por fatores de ponderação γ_f , γ_c e γ_y , respectivamente. No caso do concreto e do aço os fatores de ponderação são diferentes, em função da variabilidade diferente da resistência dos dois tipos de material, ou seja, as funções densidade de probabilidade associadas aos dois materiais tem formato diferente e, portanto, para um mesmo nível de segurança, coeficientes de ponderação diferentes. A figura abaixo, embora apresentada inicialmente em outro contexto, mostra esta última consideração de forma gráfica bastante clara: a função de distribuição de probabilidades com pico mais alto e dispersão menor e aquela com pico mais baixo e dispersão maior mostram que para valores de pico diferentes a segurança em termos de probabilidade de ruína pode ser igual (Lacasse e Goulois, 1989).

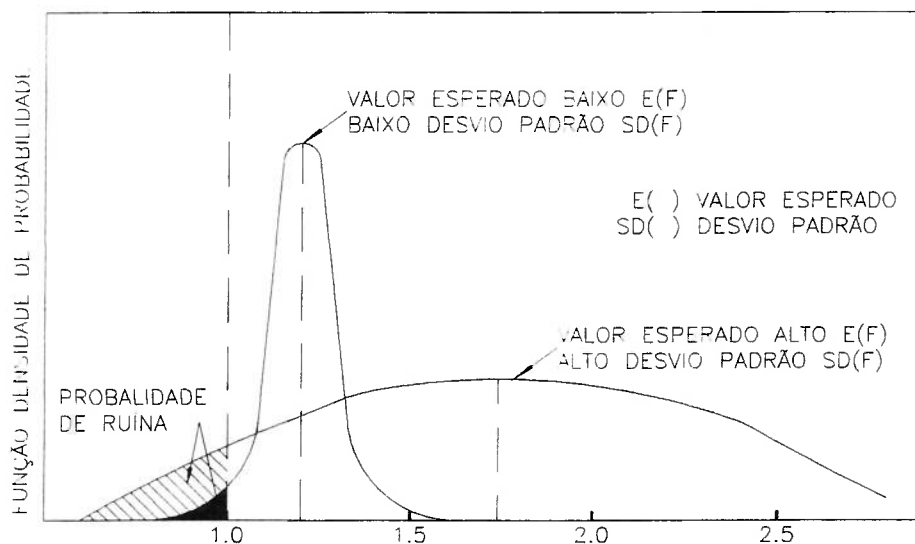


Figura 3.1: Fatores de segurança diferentes para segurança igual = probabilidades de ruptura iguais (Lacasse e Goulois, 1989)

É, portanto, importante explicitar que a segurança de uma estrutura nada mais é do que uma determinada probabilidade de ruína. A iguais seguranças podem corresponder diferentes coeficientes de segurança e reciprocamente (Nascimento e Falcão, 1971, Becker, 1996a).

3.2.3 Métodos Probabilistas

Os métodos probabilistas se caracterizam pelo tratamento probabilista de todas as grandezas envolvidas.

Segundo Whitman (2000), métodos probabilistas em projetos geotécnicos podem ser associados a quatro fases distintas de um projeto, uma forma mais abrangente de definir métodos probabilistas:

- Caracterização e avaliação de determinado(s) local (ais);
- Avaliação do projeto;
- Tomada de decisões;
- Controle de construção.

Destas 4 fases, para os métodos probabilistas na forma mais restrita, a caracterização e avaliação de determinado local e suas variabilidades, é geradora de dados de entrada. A avaliação do projeto, em conjunto com a tomada de decisões, são a fase tradicionalmente conhecida como método probabilista. Finalmente o controle de construção nada mais é do que uma verificação das hipóteses iniciais.

Conceitualmente, os métodos probabilistas podem ser apresentados da seguinte forma: encontra-se uma grandeza comum z para medir a capacidade resistente (R) e o nível de solicitação (S). Sendo R e S fenômenos essencialmente aleatórios, a (z_R/z_S) estará associada uma função de densidade de probabilidades (FDP), conforme indicado abaixo.

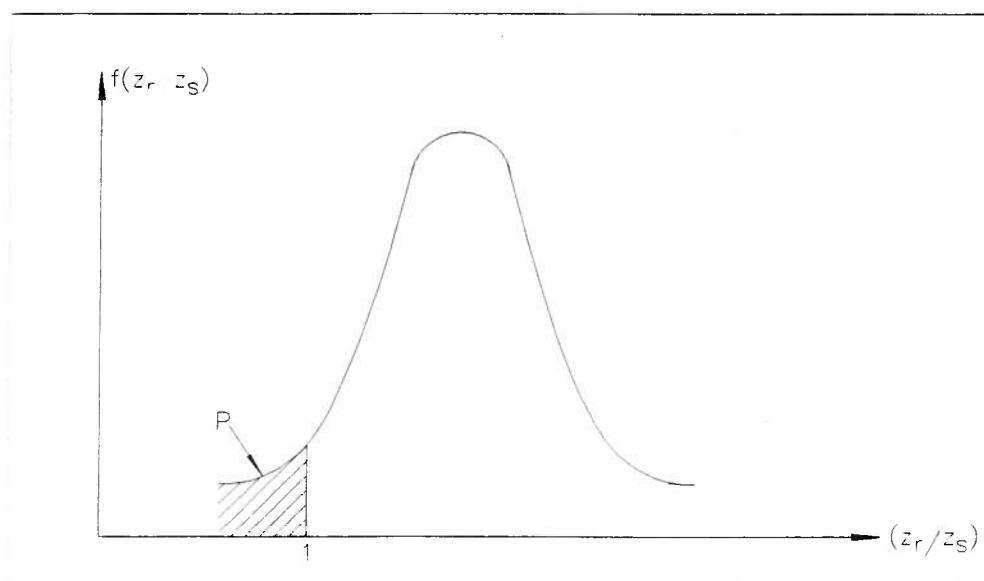


Figura 3.2: função densidades de probabilidades para z_R/z_S onde valores menores que um significa ruptura

A figura acima indica que sempre existirá uma probabilidade p do nível de solicitação S ultrapassar a capacidade resistente R , ou seja, a p está associada a ruína da estrutura.

Os métodos probabilistas podem ser divididos em 2 tipos: o Método Probabilístico Condicional (MPC) e o Método Probabilístico Puro (MPP), sendo a diferença entre eles o fato de que no MPC as configurações de ruína são aquelas decorrentes da análise determinista da estrutura, e no MPP, a ruína não está associada a uma determinada configuração de ruína (Hachich, 1978). Portanto, o MPP é o método mais geral e o MPC já inclui simplificações.

Em casos nos quais a probabilidade de ruína na configuração da análise determinística é preponderante, os erros cometidos na utilização do MPC são toleráveis (Zagottis, 1974). Na engenharia de estruturas, nas quais os modelos determinísticos de análise são muitas vezes corroborados por um grande número de experiências práticas, como por exemplo, no caso de uma viga bi-apoiada, solicitada por uma carga no meio do vão, a aplicação do MPC é sem dúvida plenamente aceitável.

Por outro lado, existem muitas estruturas nas quais a configuração de ruína pode ser muito variável, e a aplicação do MPP seria sem dúvida o caminho mais racional para determinar a sua segurança. O MPP deve ser entendido, portanto, como o objetivo final em termos de métodos racionais de determinação da segurança de estruturas, principalmente no caso da engenharia civil geotécnica.

Contrastando com o exemplo da viga bi-apoiada, imagine-se o maciço de uma barragem de terra: a configuração de ruína não é conhecida *a priori*, sendo na prática profissional comum a pesquisa de superfícies de escorregamento em grande parte do maciço. A imposição de determinada configuração de ruptura sem dúvida é uma simplificação grosseira e errada. Cabe lembrar que além dos problemas de estabilidade, existem ainda outros tipos de “modos de ruptura”, tais como “piping”, liquefação da fundação, etc.

Método Probabilístico Condicionado - MPC

Conforme descrito acima, no MPC as probabilidades envolvidas são aquelas associadas a uma determinada configuração de ruína, admitida como sendo a única viável. Distinguem-se no MPC três níveis de aplicação e rigor conceitual, os níveis I, II e III.

Para facilitar a compreensão, a ordem de apresentação dos três níveis do MPC será inversa à sua ordem numérica.

Nível III

O nível III de aplicação do MPC é o processo mais rigoroso do ponto de vista conceitual.

Uma vez determinada a FDP (z_R/z_S), a condição de verificação da segurança será:

$$(z_R/z_S)_{\text{extr}} \geq 1 \quad (3.1)$$

sendo $(z_R/z_S)_{\text{extr}}$ o valor de (z_R/z_S) correspondentes a uma probabilidade aceitável para a ruína da estrutura. Geralmente se prescinde da distribuição de (z_R/z_S) : o tratamento isolado de z_R e de z_S permite a determinação da probabilidade de ruína através da integral das probabilidades de todas as situações possíveis em que $z_R \leq z_S$.

Em outras palavras, as FDP's associadas a z_R e z_S precisam ter um afastamento mínimo para que o limite seja respeitado.

Maranha das Neves (1994) descreve o nível III como sendo puramente matemático, com utilização nas análises de estruturas especiais nas quais o nível de confiabilidade tem importância decisiva, ou quando é particularmente importante otimizar o projeto.

Nível II

O nível II do MPC, chamado de processo dos extremos funcionais, é de aplicação mais simples e conceitualmente menos rigoroso do que o nível III.

A verificação de segurança é dada por:

$$(z_S)_{\text{extr}} \leq (z_R)_{\text{extr}} \quad (3.2)$$

Onde $(z_S)_{\text{extr}}$ e $(z_R)_{\text{extr}}$ correspondem a probabilidades aceitas *a priori* de que z_S e z_R assumam valores mais desfavoráveis, de acordo com as suas respectivas FDP's.

A grande diferença para o nível III é que a segurança não é mais medida diretamente: utilizam-se valores pré-definidos de probabilidade de serem ultrapassados os valores de $(z_S)_{\text{extr}}$ e $(z_R)_{\text{extr}}$.

O estabelecimento destes valores pré-definidos de $(z_S)_{\text{extr}}$ e $(z_R)_{\text{extr}}$ ocorre muitas vezes na forma de valores médios, $(z_S)_0$ e $(z_R)_0$, ou característicos, $(z_S)_k$ e $(z_R)_k$, das distribuições, multiplicados ou divididos por coeficientes de ponderação, γ_S e γ_R , adequados a quantis aceitos *a priori*.

Segundo Maranha das Neves (1994), este nível do MPC é também chamado de método do índice de confiabilidade (β) e a sua utilização implica em uma análise de confiabilidade. O método pode ser utilizado diretamente como método de projeto, mas é especialmente adequado para quantificação de coeficientes parciais de segurança, a serem utilizados no MPC nível I ou no MSP.

Nível I

O nível I do MPC, chamado de processo dos valores extremos, em vez de verificar diretamente para uma grandeza comum z de avaliação da capacidade resistente e das

solicitações a condição de que valores extremos não sejam ultrapassados, verifica para esta mesma variável z os valores extremos de cada variável aleatória envolvida:

$$z_S(X_{1,extr}, X_{2,extr}, \dots, X_{m,extr}; C_X) \leq z_R(Y_{1,extr}, Y_{2,extr}, \dots, Y_{n,extr}; C_Y) \quad (3.3)$$

Aos valores de $X_{i,extr}$ e $Y_{i,extr}$ correspondem probabilidades aceitas *a priori* de que X_i e Y_i assumam valores mais desfavoráveis.

Na prática, aplicam-se coeficientes de ponderação similares aos utilizados no nível II a cada uma das variáveis aleatórias envolvidas na determinação da capacidade resistente e na solicitação.

Do ponto de vista das resistências e solicitações, o nível I do MPC é bastante similar ao MSP, com a principal diferença de que no MSP todos os fatores que influenciam a segurança das estruturas são considerados. Explicitando as diferenças entre os métodos, o MPC nível I não considera erros devidos a modelo, método de análise e processos de cálculo, nem tampouco inclui um fator que considere a responsabilidade da estrutura.

Maranha das Neves (1994) não diferencia o MPC nível I do MSP.

Em uma avaliação preliminar pelo autor, o uso dos Métodos Probabilísticos níveis II e III parece hoje distante da prática profissional, por envolverem conceitos mais complexo. Para o engenheiro atuante na prática, o uso do método semiprobabilístico parece ser o próximo passo natural na área de engenharia de fundações, principalmente pelo paralelo que existe com a área de estruturas.

3.3 Análise Crítica da Norma Brasileira de Fundações - NBR 6122 - quanto aos Critérios de Segurança

A Norma Brasileira NBR 6122 – “Projeto e Execução de Fundações”, revisão de abril de 1996, dedica todo o capítulo 5 ao assunto “Cargas e segurança nas

fundações”. A abordagem dada neste capítulo ao assunto segurança nas fundações apresenta duas linhas, a primeira empregando coeficientes de segurança globais e a segunda, coeficientes de segurança parciais. A escolha do tipo de abordagem é, segundo a norma, função do fornecimento ou não, no projeto estrutural, da especificação dos tipos de ações atuantes. Curiosamente, no capítulo da norma que trata de coeficientes de segurança parciais, não há menção a ações: os coeficientes de segurança parciais são aplicados somente aos esforços resistentes.

Note-se que a NBR 6122 não considera a variabilidade nas cargas advindas da estrutura, com exceção das cargas de vento. Combinações entre cargas permanentes e variáveis, e combinações de diversas cargas acidentais não são consideradas.

Entretanto, a norma NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas (ABNT, 1984), apresenta uma discussão bastante detalhada sobre os coeficientes de segurança que deverão ser aplicados em ações. Já para as resistências, esta norma não quantifica os fatores de segurança parciais, tendo em vista que estes dependem da variabilidade associada a cada material.

Fatores de Segurança Globais

A seguir está apresentada a transcrição da tabela da norma que trata da abordagem de fatores de segurança globais:

Tabela 3.1 – Fatores de segurança globais mínimos

Condição	Fator de Segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Nota: No caso de fundações profundas, só é permitido reduzir o fator de segurança quando se dispõe do resultado de um número adequado de provas de carga e quando os elementos ensaiados são representativos do conjunto da fundação, ou a critério do projetista. Esta redução só é possível quando as provas de carga são realizadas a priori na obra, e não a posteriori, como instrumento para dirimir dúvidas quanto à qualidade do estaqueamento. ..." (ABNT, 1996)".

De início, vem um questionamento fundamental: por que as diferenças entre fundações superficiais e fundações profundas? Por que uma fundação profunda pode ser menos "segura" do que uma fundação superficial? Por que não se apresenta um fator de segurança menor quando existem provas de carga em fundações superficiais? As justificativas são geralmente subjetivas e são adotadas duas linhas de raciocínio: fundações superficiais apresentam de maneira geral recalques significativos e, restringindo-se as cargas de trabalho a valores muito menores do que as cargas de ruptura, obtêm-se uma garantia de que os recalques serão pequenos. Adicionalmente, fundações superficiais são mais susceptíveis a alterações nas condições de contorno, ou seja, modificações na geometria do terreno por obras de terraplenagem, erosão, etc.

A nota apresentada em conjunto com a tabela acima, transcrita da norma, cita um número "adequado" de provas de carga para permitir a redução, no caso de fundações profundas, do fator de segurança de 2,0 para 1,6, porém sem indicação o que seria adequado, seja em termos absolutos, seja em termos relativos. Esta indefinição da norma vem criando dentro da prática de projetos e obras situações de impasse, pois a interpretação do texto acima pode ser variável, em função de quem, quando e como a utiliza.

Adicionalmente, a norma prescreve que as provas de carga sejam realizadas a priori na obra, e não a posteriori. Porém existem situações intermediárias, nas quais, por exemplo, no início da cravação das estacas se realizam algumas provas de carga dinâmicas para aferição e ajuste de critérios de cálculo e cravação. Seria possível utilizar um fator de segurança de 1,6 nesta situação? Em diversas situações reais de

obra vividas pelo autor, esta discussão já ocorreu, nunca se alcançando um consenso. Por que informações adicionais, colhidas ao longo da obra não podem ser utilizadas?

Além da abordagem dada ao assunto de cargas de ruptura, a norma ainda prevê, para o caso de uso de fatores de segurança globais, um fator de segurança de 1,5 em relação a deslocamentos máximos, ou seja, que a tabela acima seja atendida em termos de capacidade de carga dos elementos de fundação e, adicionalmente, sejam efetuadas verificações dos deslocamentos provocados por estas cargas e suas implicações na estrutura suportada pelas fundações.

Porém, se existe uma verificação em termos de deslocamentos, por que as fundações superficiais precisam ser dimensionadas utilizando-se, em termos de carga, um fator de segurança diferente das fundações profundas? Este fator de segurança estaria associado a uma eventual variabilidade maior?

A não ser em situações especiais, a prática de projeto não vem sendo esta: normalmente admite-se que o uso de fatores de segurança globais, em termos de cargas, limita os deslocamentos a níveis aceitáveis, não sendo efetuadas verificações específicas.

Nota-se que existe uma série de incongruências e indefinições neste trecho da norma, que dificultam a sua aplicação e permitem, geralmente, interpretações diversas.

Fatores de Segurança Parciais

A abordagem dada pela norma à utilização de fatores de segurança parciais é bastante complexa, sendo a análise dividida entre o estado limite último, associado à ruptura, e o estado limite de utilização, geralmente associado a deformações. A seguir está transcrito trecho da norma referente a este assunto.

No caso de uso de fatores de segurança parciais, a norma recomenda: "... A segurança nas fundações deve ser estudada por meio de duas análises

correspondentes aos estados-limites últimos e aos estados-limites de utilização. Os estados-limites últimos podem ser vários (por exemplo: perda de capacidade de carga e instabilidade elástica ou flambagem), assim como os estados-limites de utilização definidos na NBR 8681. Entretanto, em obras correntes de fundação, estas análises em geral se reduzem á verificação do estado-limite de ruptura ou deformação plástica excessiva (análise de ruptura) e à verificação do estado-limite de utilização caracterizado por deformações excessivas (análise de deformações)...” (ABNT, 1996).

Para a análise do estado limite último, mais adiante, a norma recomenda:

“5.6.1.4 O valor de cálculo da resistência (ou capacidade de carga) de um elemento de fundação pode ser determinado de três maneiras:

- a partir de provas de carga, quando se determina inicialmente sua resistência (ou capacidade de carga) característica P_k ;
- a partir de método semi-empírico ou empírico, quando se determina inicialmente sua resistência (ou capacidade de carga) característica nominal;
- quando se empregam métodos teóricos.

5.6.1.5 No primeiro caso, deve-se aplicar o terceiro coeficiente de ponderação conforme a tabela 3.3. No segundo caso, deve-se aplicar um dos primeiros coeficientes de ponderação conforme a tabela 3.3, dependendo do tipo de fundação. No terceiro caso, uma vez que os parâmetros de resistência do solo foram reduzidos por coeficientes de ponderação (tabela 3.2), para uso nos cálculos, o resultado obtido já é o valor de cálculo da resistência (ou capacidade de carga) do elemento de fundação.

Tabela 3.2 – Coeficientes de ponderação das resistências

Parâmetro	In situ (A)	Laboratório	Correlações (B)
Tangente do ângulo de atrito interno	1,2	1,3	1,4
Coesão (estabilidade e empuxo de terra)	1,3	1,4	1,5
Coesão (capacidade de carga de fundações)	1,4	1,5	1,6

(A) Ensaios CPT, palheta (Vane), Pressiômetro, conforme a NBR 10905

(B) Ensaios SPT, Dilatômetro

Tabela 3.3 – Coeficientes de ponderação da capacidade de carga de fundações

Condição	Coeficiente
Fundação superficial (sem prova de carga) (A)	2,2
Fundação profunda (sem prova de carga) (A)	1,5
Fundação profunda com prova de carga	1,2

(A) Capacidade de carga obtida por método empírico ou semi-empírico

...” (ABNT, 1996)

O conjunto de tabelas acima permite, a priori, o cálculo das resistências de cálculo do elemento de fundação, conforme resumido na tabela abaixo.

Tabela 3.4 – Resistências de Cálculo para Elementos de Fundação

Tipo de Fundação	Prova de Carga	Método semi-empírico ou empírico	Método teórico *
Fundação superficial	-	$P_k / 2,2$	$s = c/(1,4 \text{ a } 1,6) + \sigma \operatorname{tg}\phi / (1,2 \text{ a } 1,4)$
Fundação profunda	$P_k / 1,2$	$P_k / 1,5$	$s = c/(1,4 \text{ a } 1,6) + \sigma \operatorname{tg}\phi / (1,2 \text{ a } 1,4)$

* coeficientes de ponderação em função do tipo de ensaio

Porém uma série de questões permanece indefinida, a saber:

- Como se determina a resistência característica do elemento de fundação P_k a partir de provas de carga? Quantas provas de carga são necessárias? Que tratamento estatístico dar aos resultados destas provas de carga para determinar o valor característico? Qual o tipo de prova de carga deve ser utilizado?
- Por que não é prevista a realização de provas de carga em fundações rasas?
- Qual a razão de se utilizarem coeficientes de segurança menores para fundações profundas do que para fundações rasas? Como justificar quantitativamente os valores dos coeficientes de ponderação?
- No caso da execução de ensaios para obtenção das resistências ao cisalhamento do solo, não se especifica se os parâmetros de resistência são efetivos ou totais, assim como não são especificados os tipos de ensaios de laboratório a serem empregados. Por que os parâmetros de ponderação, ao contrário dos outros casos, são iguais para fundações profundas e fundações superficiais?
- Como justificar que o coeficiente de ponderação da resistência ao cisalhamento do solo varia da ordem de 10%, sabendo-se que, em função do tipo de ensaio, os parâmetros analisados podem ter variações / erros significativamente maiores?

Na discussão do estado limite de utilização, a norma é muito menos precisa, não indicando coeficientes de ponderação. A única restrição imposta é "... os

deslocamentos devem ser suportados pela estrutura sem danos que prejudiquem sua utilização."

Esta discrepância entre um detalhamento, mesmo que este seja questionável, para o caso do estado limite último e a falta de critérios bem definidos no caso do estado limite de utilização, reflete mais uma vez, de forma indireta, a pouca importância dada pelo engenheiro de fundações aos deslocamentos.

Possivelmente pelas indefinições acima apontadas, os fatores de segurança parciais não vem sendo empregados na prática profissional.

Velloso (1999), em discussão recente, levanta algumas dúvidas / questionamentos em relação aos números arbitrados acima, concluindo que, para a passagem do uso de coeficientes de segurança globais para coeficientes de segurança parciais, é necessário muito cuidado e prudência. Entende-se que, além de cuidado e prudência, é necessária a aplicação racional de conceitos sólidos de, por exemplo, o MSP, aliado a uma base de dados bem trabalhada, que permita uma avaliação das variabilidades das grandezas envolvidas e, conseqüentemente, a obtenção de coeficientes de ponderação realistas.

O caminho natural nesta evolução é, além de cuidado e prudência, necessários em qualquer obra de engenharia e, especialmente, no caso de aplicação de novidades, antes de mais nada, uma avaliação criteriosa, comparando-se cálculos efetuados utilizando-se fatores de segurança parciais e fatores de segurança globais, a fim de verificar se eventuais economias trazidas por métodos de cálculo mais racionais não comprometem a segurança.

A discussão sobre cargas admissíveis, cargas características, fatores de segurança, etc, não é inédita: Aoki e Alonso (1990) apresentam dados de controle estatístico de obras controladas por repique, propondo um valor de fator de segurança não inferior a 1,5 a ser aplicado aos valores característicos de resistência. Aoki e Cintra (2000) apresentam discussão conceitual interessante sobre o tema, levantando alguns

questionamentos similares aos citados acima em relação à norma NBR 6122. Concluem em seu trabalho que o uso de cargas características seria vantajoso, principalmente se utilizado simultaneamente com uma atuação durante a execução da obra, no sentido de manter uma carga característica, reduzir a dispersão e, conseqüentemente, reduzir a carga média sem prejuízo para a obra.

Neste trabalho propõe-se tornar o uso de fatores de segurança, sejam parciais, sejam globais, mais transparente, sempre com base em dados reais de campo e em uma metodologia racional.

3.4 Análise crítica de algumas normas européias quanto aos critérios de segurança

Eurocode 7-1

Na Europa existe hoje um esforço generalizado no sentido de utilização do EUROCODE, embora existam ainda muitas práticas locais e normas específicas. Para o caso de estacas axialmente carregadas, o Eurocode 7 - Parte 1 contém todas as diretrizes no que diz respeito à segurança, tanto para os casos nos quais se utilizam para projeto dados de provas de carga, quanto quando se utilizam resultados de cálculo a partir de ensaios geotécnicos (Frank, 1997).

Não é escopo deste trabalho apresentar ou transcrever o Eurocode. A intenção é a apresentação de alguns pontos dessa importante norma no que diz respeito às relações entre resistências medidas, resistências características e resistências de cálculo e, por outro lado, ações características e ações de cálculo. Este conjunto de fatores de segurança parciais e coeficientes de ponderação ilustram uma abordagem tipicamente semiprobabilista e, no nosso entendimento, alguns passos à frente da prática de projetos nacional no que diz respeito a racionalidade dos cálculos.

A abordagem dada pelo Eurocode 7-1 ao assunto segurança ocorre na forma de fatores de segurança parciais. As relações básicas em termos de capacidade de carga última são:

$$P_{ck} = P_{cm} / \xi \quad (3.4)$$

$$P_c = P_{ck} / \gamma_t \quad (3.5)$$

$$\text{ou } P_c = P_{bk} / \gamma_b + P_{sk} / \gamma_s \quad (3.6)$$

onde P_{cm} = valor medido de capacidade de carga última, P_{ck} = valor característico e P_c = valor de projeto, com P_{bk} = valor característico da resistência de ponta e P_{sk} = valor característico da resistência do fuste, ξ = fatores a serem aplicados a valores medidos, γ_t , γ_b ou γ_s = fatores de segurança parciais aplicados às resistências características da estaca, ou na resistência da ponta e do fuste, respectivamente.

Por outro lado, as cargas características aplicadas F são multiplicadas por fatores γ_F com a finalidade de estabelecer a carga de compressão de projeto F_c :

$$F_c = \gamma_F F \quad (3.7)$$

A condição básica para atender a todos os estados limite últimos (ELU) é:

$$F_c \leq P_c \quad (3.8)$$

As relações acima podem levar a:

$$F_c = P_{cm} / \gamma_F \gamma_t \xi = P_{cm} / FS \quad (3.9)$$

Onde $FS = \gamma_F \gamma_t \xi$ pode ser chamado de fator de segurança global. Mais adiante este "fator de segurança global" será utilizado para permitir comparações entre as diversas normas.

A título de exemplo, os valores de γ_F , γ_t , γ_s , γ_b e ξ para algumas situações particulares encontram-se apresentados nas tabelas abaixo:

Tabela 3.5 – Fatores de Segurança parciais γ_F - ELU situações fundamentais:

Caso	Ações		
	Permanente		Variável
	Desfavorável	Favorável	Desfavorável
B	1,35	1	1,5
C	1	1	1,3

Na tabela acima chama atenção o fato das cargas variáveis serem majoradas com fator de segurança parcial de 1,3 a 1,5. A Norma Brasileira NBR 6122, em seu item 5.5.3 afirma que os valores admissíveis das tensões podem ser majorados em 30% para a ação acidental "vento", o que seria exatamente o oposto ao Eurocode. Entretanto, a Norma Brasileira NBR 8681, quando trata do assunto ações, aplica fatores de segurança parciais parecidos aos do Eurocode, ou seja, para ações permanentes $\gamma_F = 1,4$ e para ações variáveis $\gamma_F = 1,4$. Intui-se que a norma NBR 6122 aceita a majoração das tensões admissíveis por alguma consideração do tipo simultaneidade de cargas. Entretanto, no entendimento do autor, seria mais adequado que, ao invés de majorar as tensões admissíveis, as cargas devidas ao vento deveriam ser minoradas proporcionalmente. A interface entre as normas NBR 6122 e NBR 8681 precisaria ser melhor detalhada e, se pertinente, corrigida.

Tabela 3.6 – Fatores de Segurança parciais γ_t , γ_s e γ_b - ELU situações fundamentais, caso C:

	γ_b	γ_s	γ_t
Estacas cravadas	1,3	1,3	1,3
Estacas escavadas	1,6	1,3	1,5
Estacas hélice contínua	1,45	1,3	1,4

Para o caso B, γ_t , γ_s e $\gamma_b = 1,00$.

O valor de ξ é variável, em função da origem dos dados de projeto: no caso de utilização de ensaios geotécnicos, por exemplo, o pressiômetro tipo Ménard (PMT) ou o ensaio de cone (CPT), o valor "médio" a ser utilizado é $\xi = 1,5$. Não fica perfeitamente claro o que significa o valor médio neste caso.

Para os casos nos quais existem provas de carga, vale a tabela abaixo:

Tabela 3.7 – Coeficiente ξ para casos com provas de carga

Número de Provas de Carga	1	2	>2
a) Fator ξ para o valor médio P_{cm}	1,5	1,35	1,3
b) Fator ξ para o valor mínimo P_{cm}	1,5	1,25	1,1

Sendo que deverá ser utilizado o valor menor resultante das condições a) ou b).

Do descrito acima, nota-se que a abordagem do Eurocode 7 - parte 1 é bastante desenvolvida no sentido de utilização de Fatores de Segurança parciais e, além disso, aparentemente ajustada à prática de projetos. A título de ilustração, um fator de segurança global para uma estaca cravada seria, no caso de parâmetros de projeto baseados em investigações de subsolo, aproximadamente igual a:

$$FS = \gamma_F \gamma_t \xi = 1,0 \times 1,3 \times 1,5 = 1,95$$

Admitindo-se que as cargas variáveis fossem desprezíveis.

No caso de utilização de Provas de Carga como informação de projeto, admitindo-se que existam mais que duas provas de carga:

$$FS = \gamma_F \gamma_t \xi = 1,0 \times 1,3 \times (1,1 / 1,3) = 1,43 / 1,69 \text{ (o valor de 1,43 seria aplicado ao valor mínimo de } P_{cm} \text{ e o valor de 1,69 seria aplicado ao valor médio, adotando-se o resultado mais conservador.)}$$

Obs.: em ambos os casos, diferentes combinações de carregamento e seus respectivos coeficientes de ponderação também precisam ser verificados, de acordo com a norma. O exemplo acima somente ilustra um caso de carregamento muitas vezes considerado condicionante.

Dinamarca

Na Dinamarca (Skov, 1997) existe uma norma, com a codificação DS 415, na qual se utilizam coeficientes de ponderação parciais. Para as ações, os coeficientes parciais são:

Tabela 3.8 – Coeficientes de Segurança Parciais das Ações

Ação	Fator de Segurança Parcial
Permanente	1,0
Móvel	1,3

Na tabela acima chama atenção, assim como no caso do Eurocode, o fato das cargas móveis / acidentais serem majoradas com fator de segurança parcial de 1,3.

Para as resistências, os coeficientes parciais estão apresentados abaixo. Note-se que existe uma abordagem diferente para situações com e sem prova de carga, porém sem especificar de que tipo e qual a quantidade necessária para caracterizar uma ou outra situação.

Tabela 3.9 – Coeficientes de Segurança Parciais das Resistências

Caso	"Classe de Segurança"	
	Normal	Alta
Sem provas de carga	2,0	2,20
Com prova de carga na obra	1,6	1,75
Estaca ensaiada	1,4	1,55

A norma dinamarquesa não explicita os valores de ξ . Admitindo-se que este valor já esteja embutido no cálculo da capacidade de carga, a determinação de um fator de segurança global, para os casos sem e com provas de carga resultaria em:

$$FS = \gamma_F \gamma_t = 1,0 \times 2,0 = 2,0$$

$$FS = \gamma_F \gamma_t = 1,0 \times 1,6 = 1,6$$

Admitindo-se que as cargas devido a carregamentos acidentais fossem desprezíveis.

Finlândia

Já na Finlândia (Heinonen et al, 1997), a norma local, RIL 121-1988, permite que se utilizem diversas formas de considerar tipos de fatores de segurança, provas de carga etc. Abaixo, segue explicação a respeito dos procedimentos adotados naquele país:

No caso de cálculos utilizando fatores de segurança globais:

Tabela 3.10 – Fatores de Seguranças Globais

	Fator de Segurança Global
Provas de carga estáticas	1,8
Provas de carga dinâmicas	2,0
Cálculos empíricos ou analíticos	2,2 *

* Deverão ser utilizados no mínimo dois métodos independentes, sendo aplicado o fator de segurança global no método que resultou na menor capacidade de carga

Não existe indicação do número mínimo de provas de carga necessário para ser possível reduzir o fator de segurança global.

No caso de utilização de fatores de segurança parciais, são aplicados, por um lado, fatores de majoração nas cargas características de cálculo e, por outro lado, fatores de minoração nas resistências do solo:

Coefficientes de segurança parciais para ações:

Tabela 3.11 – Coeficientes de Segurança Parciais das ações

Ação	Fator de segurança parcial
Permanente	1,2
Variável	1,6

Novamente, chama atenção o fato das cargas variáveis serem majoradas, ao contrário da Norma Brasileira NBR 6122 no que diz respeito ao critério vento.

Fatores de segurança para propriedades de resistência do solo:

Tabela 3.12 – Fatores de segurança para resistências

	Fator de segurança parcial
Tangente do ângulo de atrito	1,25
Coesão	2,0

Fatores de segurança parciais para obter um valor de projeto a partir do estado limite último:

Tabela 3.13 – Fatores de Segurança Parciais

	Resistência de Ponta γ_b	Atrito lateral γ_s	Resistência total γ_t
Estacas cravadas	1,3	1,3	1,3
Estacas escavadas	1,6	1,3	1,5

Fator ξ para obter R_{ck} , a resistência característica:

Tabela 3.14 – Fator ξ

Número de Provas de Carga	Fator ξ				
	<10%	>10%	>25%	>50%	100%
PCE - média dos valores	1,35	1,3	1,25	1,20	1,10
PCE - valor mais baixo	1,25	1,2	1,15	1,10	1,00
PCD - média dos valores	1,5	1,45	1,40	1,35	1,25
PCD - valor mais baixo	1,4	1,35	1,30	1,25	1,15

* Quando o número de Provas de Carga é dois ou mais, os valores acima são aplicados para estacas de mesmo tipo e perfis de subsolo similares. Quando somente existe uma Prova de Carga, ξ é igual a 1,50. Para os casos sem provas de carga, nos quais se realizam previsões geotécnicas da capacidade de carga das estacas, ξ é igual a 1,6. (PCE - Provas de Carga Estáticas e PCD - Provas de Carga Dinâmicas).

Nota-se que os cálculos desta norma envolvem uma série de considerações, incluindo uma avaliação em função do tipo e número de provas de carga.

A determinação de um fator de segurança global, a partir dos fatores de segurança parciais leva aos seguintes valores:

Para o caso de existência de provas de carga estáticas em um número menor do 10% do total do estaqueamento:

$$FS = \gamma_F \gamma_t \xi = 1,2 \times 1,3 \times (1,25 \text{ a } 1,35) = 1,95 \text{ a } 2,11$$

Para o caso de existência de provas de carga dinâmicas em um número menor do 10% do total do estaqueamento:

$$FS = \gamma_F \gamma_t \xi = 1,2 \times 1,3 \times (1,4 \text{ a } 1,5) = 2,18 \text{ a } 2,34$$

Para o caso no qual as capacidades de carga se baseiam em previsões:

$$FS = \gamma_F \gamma_t \xi = 1,2 \times 1,3 \times 1,6 = 2,50$$

Sempre se admitindo que as cargas variáveis sejam desprezíveis.

Nota-se uma aparente incongruência entre os valores calculados a partir de fatores de segurança parciais e aqueles apresentados como válidos por fatores de segurança globais: cálculos potencialmente mais precisos / detalhados levam a fatores de segurança maiores do que cálculos mais simplificados, ou seja, o fator de segurança global para uma situação baseada em provas de carga dinâmicas é dois e utilizando-se fatores de segurança parciais, pode chegar a 2,34. Analogamente, o fator de segurança global aplicado a cálculos empíricos e analíticos é 2,2, sendo que no caso de fatores de segurança parciais, este valor chega a 2,5.

Esta norma ainda apresenta uma tabela que mostra recalques e recalques diferenciais limites que caracterizam o estado limite de utilização.

França

Na França (Frank, 1997, Bustamante & Frank, 1997) a norma de projeto de fundações é denominada *Fascicule 62-V: Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil* (Regras Técnicas de Concepção e Cálculo de Fundações de Estruturas de Engenharia Civil). A abordagem dada por esta norma é a de fatores de segurança parciais, similar ao método preconizado no Eurocode 7-1, especificamente para ali citado "caso B".

Os fatores de majoração das cargas características γ_F são idênticos aos recomendados para o caso B do Eurocode 7-1. Já no caso dos fatores de segurança parciais a serem aplicados nas resistências características (γ_t , γ_b e γ_s) são menores, iguais a 1,2, independente do tipo de estaca.

No caso de dimensionamentos a partir de cálculos baseados em ensaios de campo, a resistência característica deverá ser obtida dividindo-se o resultado destes cálculos por $\xi = 1,25$, ao contrário de $\xi = 1,5$ utilizado no Eurocode 7-1.

Já no caso de dimensionamentos a partir de provas de carga:

- quando existir somente 1 Prova de Carga:

$$P_k = P_m / \xi \quad (3.10)$$

onde P_m é o valor medido e $\xi = 1,2$.

- quando existirem várias Provas de Carga:

$$P_k = P_{\min} (P_{\min}/P_{\max})^{\xi'} \quad (3.11)$$

ou

$$P_k = P_{\min} / \xi \quad (3.12)$$

e

$$\xi = 1/(P_{\min}/P_{\max})^{\xi'} \quad (3.13)$$

Onde P_{\min} e P_{\max} são, respectivamente, os valores mínimo e máximo medidos e ξ' está apresentado na tabela abaixo:

Tabela 3.15 – Valores de ξ'

Número de Provas de carga	2	3	4	5
ξ'	0,55	0,2	0,07	0

Avaliando-se de forma numérica os dados acima, chega-se à conclusão absurda de que, dependendo dos resultados de uma campanha de provas de carga, é melhor "esconder" os resultados bons e somente apresentar o resultado pior, pois no caso de variabilidades grandes nos resultados em termos de capacidade de carga entre as provas de carga, o fator de ajuste $(R_{\min}/R_{\max})^{\xi'}$ pode levar a valores de ξ maiores do que 1,2, valor este utilizado no caso de existir somente 1 prova de carga. A tabela abaixo ilustra o descrito acima, sendo apresentados valores de R_{\min}/R_{\max} que levam a ξ maiores do que 1,2.

Tabela 3.16 - valores de R_{\min}/R_{\max} para $\xi > 1,2$

Número de Provas de carga	2	3	4	5
P_{\min}/P_{\max}	<0,71	<0,40	<0,07	0

Para um número de provas de carga superior a 2, o panorama pessimista descrito acima é pouco provável, porém para um caso de obra com somente 2 provas de carga, frequentemente variações de 30% entre os resultados podem ocorrer, levando, porém, a um valor característico da resistência menor do que se somente 1 prova de carga tivesse sido realizada.

Note-se que as provas de carga mencionadas acima são estáticas, pois não existe nenhuma recomendação acerca do uso de provas de carga dinâmicas na norma francesa.

Alemanha

Na Alemanha (Katzenbach & Moormann, 1997), a norma local DIN 1054 é bastante peculiar no que diz respeito aos métodos de dimensionamento: as resistências características são obtidas diretamente de tabelas que direcionam a interpretação dos ensaios de campo, no caso de estacas escavadas. Por exemplo, no caso de areias, a norma DIN 4014 apresenta tabelas que relacionam os resultados de ensaio de cone a resistência de ponta e atritos laterais a serem utilizados no dimensionamento de fundações. A tabela abaixo apresenta, a título de ilustração, os valores de resistência de ponta em MPa a serem adotados para estacas em solos não coesivos:

Tabela 3.17 – Resistências de em função do ensaio de cone

Índice de Recalque ρ / D	Resistência de ponta média do ensaio de cone (MPa)			
	10	15	20	25
0,02	0,70	1,05	1,40	1,75
0,03	0,90	1,35	1,80	2,25
0,10	2,00	3,00	3,50	4,00

Já para estacas cravadas, outra norma, DIN 4026, fornece capacidades de carga de trabalho, baseada em um embutimento mínimo da ponta da estaca e solo com "capacidade de carga suficiente". Não existe indicação sobre os fatores de segurança embutidos nos valores tabelados. A tabela abaixo apresenta os valores propostos como cargas de trabalho em KN para estacas com seção quadrada de concreto armado:

Tabela 3.18 – Capacidades de carga sugeridas pela norma DIN 4026 em função do embutimento em “solo com capacidade de carga suficiente”

Embutimento em solo com capacidade de carga suficiente (m)	Lado da estaca quadrada (cm)				
	20	25	30	35	40
3	200	250	350	450	550
4	250	350	450	600	700
5	-	400	550	700	850
6	-	-	650	800	1000

No aspecto segurança, utilizam-se fatores de segurança globais, conforme a tabela abaixo:

Tabela 3.19 – Fatores de Segurança globais

Tipo de estaca	Número de Provas de Carga	F S - Caso 1	F S - Caso 2	F S - Caso 3
Compressão	1	2	1,75	1,5
	>1	1,75	1,5	1,3
Tração - inclinação <2:1	1	2	2	1,75
	>1	2	1,75	1,3
Tração - inclinação 1:1	>1	1,75	1,75	1,75
Compressão - Tração	>1	2	2	1,75

Onde:

- Caso 1 - ações permanentes e regulares variáveis;
- Caso 2 - ações não regulares variáveis e ações construtivas;
- Caso 3 - ações não usuais variáveis e acidentais.

Nota-se que existe uma diferenciação entre 1 prova de carga e mais que uma prova de carga, permitindo-se a redução do fator de segurança.

3.5 Análise Crítica de Algumas Normas Norte-Americanas quanto aos Critérios de Segurança

Nos Estados Unidos da América não existe uma norma unificada que oriente o projeto de fundações em estacas (Loftus, 1997). Existe uma série de códigos de edificações nas cidades maiores, normas estaduais, e normas das agências do governo federal ("Federal Highway", "Federal Aviation", "U.S. Army Corps of Engineers", etc.), com abordagens muito variadas sobre o tema.

A título de ilustração, uma estaca metálica do tipo perfil H de 254 mm, em New York, Los Angeles e Chicago poderá suportar uma carga de 740 KN, mas somente 570 KN em New Orleans e Denver.

Algumas das normas locais introduzem critérios de segurança com base em de fatores de segurança parciais.

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) - LRFD Bridge Code

Uma das normas norte-americanas mais conhecidas aborda o assunto segurança através de fatores de segurança parciais (LRFD - Load Resistance Factor Design) (Goble, 2000).

Em termos de fatores de majoração de cargas, existem várias considerações, especialmente por se tratar de uma norma de pontes e viadutos. Os valores mais comuns são:

Tabela 3.20 – fatores de majoração de cargas

Ação	Fator de Segurança Parcial
Permanente	1,25
Variável	1,75

Para as resistências, o fator de segurança parcial é dependente do processo de cálculo e/ou controle executivo utilizado. A tabela abaixo resume os valores sugeridos para métodos de cálculo:

Tabela 3.21 – Fatores de segurança parciais – cálculo

Processo / Solo / Condição	Fator de Segurança Parcial
Resistência lateral - argila	1,43
Resistência lateral - método alfa	2,0
Resistência lateral - método beta	1,82
Resistência de ponta - argila	1,43
Resistência de ponta - rocha	2,0
Resistência lateral e ponta - areia - SPT	2,22
Resistência lateral e ponta - areia - CPT	1,82
Equação de onda	1,54
Prova de Carga Estática	1,25

Para o caso de controle executivo:

Tabela 3.22 – Fatores de segurança parciais – controle executivo

Método de controle	Fator de Segurança Parcial
Fórmulas Dinâmicas	1,25
Equação de onda	1,18
Ensaio PDA em 2 - 5 % das estacas	1,11
Ensaio PDA em 2 - 5 % das estacas, e 1 prova de carga estática	1,0
Ensaio PDA em 2 - 5 % das estacas, com ajuste do sinal	1,0
Ensaio PDA em 10 - 70 % das estacas	1,0

A tabela acima não é clara em alguns aspectos: por exemplo, quando é feita previsão através de determinado processo e, posteriormente, controla-se a obra com ensaios PDA. Qual o fator de segurança parcial? Não existem indicações neste sentido (Goble, 2000).

Ontario Bridge Code

Outra norma norte-americana que aborda segurança através de fatores de segurança parciais é o Ontario Bridge Code (Goble, 2000).

Os fatores de segurança parciais de majoração de cargas propostas por esta norma são apresentados abaixo. Por se tratar de uma norma de pontes, a divisão entre cargas não é simples, porém as combinações mais comuns são:

Tabela 3.23 – fatores de segurança parciais – ações

Ação	Fator de Segurança Parcial
Permanente	1,20
Variável	1,40

As resistências são minoradas através dos seguintes fatores de segurança parciais:

Tabela 3.24 – fatores de segurança parciais - resistências

Método de Previsão de Capacidade de Carga	Fator de Segurança Parcial
Cálculos Estáticos	2,5
Prova de Carga Estática	1,67
Análises Dinâmicas	2,5
Ensaio PDA	2,0

Nesta norma não existe indicação sobre o número de provas de carga / ensaios PDA necessários e que tipo de cálculos estáticos realizar, sendo, portanto um tanto vaga como documento de projeto.

Canadian Bridge Code

A norma de pontes canadense também aborda a questão de segurança através de fatores de segurança parciais (Goble, 2000).

Os fatores de segurança parciais de majoração de cargas propostas por esta norma são apresentados abaixo:

Tabela 3.25 – fatores de segurança parciais - ações

Ação	Fator de Segurança Parcial
Permanente	1,20
Variável	1,60

As resistências são minoradas através dos seguintes fatores de segurança parciais:

Tabela 3.26 – fatores de segurança parciais - resistências

Método de Previsão de Capacidade de Carga	Fator de Segurança Parcial
Cálculos Estáticos	5,0 (c') - 3,13 (ϕ')
Prova de Carga Estática	2,0 - 1,67 ^(a)
Análises Dinâmicas	2,5 - 2,0 ^(b)

^(a) - função do tipo de controle (normal ou intenso)

^(b) - fator de segurança parcial menor no caso de parâmetros obtidos de medidas de campo.

PDCA LRFD Code

A associação de empresas de cravação de estacas (PDCA - Pile Driving Contractors Association) apresentou em 1999 (Goble, 2000) recomendações para projeto de estacas cravadas, utilizando-se de metodologias tanto de fatores de segurança parciais (LRFD), quando de fatores de segurança totais (ASD - Allowable Stress Design).

Estas recomendações, no caso de fatores de segurança parciais, devem ser utilizadas em conjunto com as normas de projeto estrutural ACI ou ASCI. A tabela abaixo apresenta os fatores de segurança parciais para o caso de utilização da norma ACI.

Tabela 3.27 – fatores de segurança parciais

Método de Previsão de Capacidade de Carga	Fator de Segurança Parcial
Prova de Carga Estática	1,33 - 1,11 ^(a)
Ensaio PDA	1,43 - 1,25 ^(b)
Equação da Onda	1,67
Fórmulas Dinâmicas	2,33
Análises Estáticas	2,33

^(a) - Variável, em função da quantidade relativa de provas de carga (0,5 a 10%).
Provas de carga estáticas podem ser substituídas por análises PDA numa proporção 4 para 1.

^(b) - Variável em função da quantidade relativa de ensaios (2 a 10%)

3.6 Análise Comparativa

A título de ilustração, a tabela abaixo apresenta, para o caso específico de uma estaca cravada, com 2/3 das cargas sendo permanentes e 1/3 variáveis, os fatores de segurança das diversas normas avaliadas. É importante citar que existem uma série de hipóteses simplificadoras introduzidas nestes coeficientes de segurança globais, a fim de possibilitar a comparação direta das normas.

Tabela 3.28 – análise comparativa entre as normas avaliadas

Norma	F. S. global - sem prova de carga	F.S. global - com 1 prova de carga	Fatores de Segurança parciais			F.S. global - a partir dos F.S. parciais
			ξ	γ_t	γ_F	
NBR 6122	2,0	1,6		1,2 ^(a)	1,4 ^(c)	1,68 ^{(b)(c)}
Eurocode 7 - caso C			1,5 ^(a)	1,3	1,1	2,15
DS 415				1,6 ^(a)	1,1	1,76 ^(b)
RIL 121-1988	2,2	1,8	1,25	1,3	1,33	2,16
Fascicule 62-V			1,2	1,2	1,4	2,02
DIN 1054		2,0				
AASHTO				1,25 ^(a)	1,42	1,78 ^(b)
Ontario Bridge Code				1,67 ^(a)	1,27	2,12 ^(b)
Canadian Bridge Code				2,0	1,33	2,66 ^(b)
PDCA - ACI				1,33		1,86 ^(d)

^(a) - adotando que tenha sido executado 1 prova de carga

^(b) - adotando $\xi = 1$

(c) - adotando $\gamma_F = 1,4$, de acordo com NBR 8681

(d) - adotando $\gamma_F = 1,4$

Obs.: As normas Eurocode 7-1, RIL 121-1988, Fascicule 62-V e DIN modificam os fatores de segurança em função do número de provas de carga.

A análise da tabela acima mostra que, no caso de uso de provas de carga, os fatores de segurança variam entre 1,68 e 2,66. Esta variabilidade mostra que não existe consenso relativo à segurança, porém é fato que em nenhum dos países cujas normas foram analisadas a prática da engenharia de fundações tenha sofrido número exagerado de insucessos, com rupturas de fundações. Isto pode significar que em alguns locais a segurança é excessiva ou que em outros locais os fatores de segurança são aumentados indiretamente através de metodologias de cálculo de resistências ou ações e parâmetros geotécnicos, conservadores.

As diferenças entre normas, quando não se dispõe de resultados de provas de carga, são ainda maiores.

A variabilidade, no entendimento do autor, está associada a vários fatores:

- variabilidade nas condições do subsolo;
- experiência aquilatada nos diversos locais;
- "filosofia" regional, mais "segura" ou mais "arrojada";
- metodologias de dimensionamento variadas, com precisão em relação às cargas de ruptura diferentes;
- normas de projeto estrutural diferenciadas, impondo, dentro do cálculo de fundações, fatores de segurança indiretos.

É interessante notar que, segundo Orr e Farrell (2000), o uso de fatores de segurança parciais no caso de fundações apoiadas em estacas não é recomendado, face às grandes incertezas envolvidas. Segundo estes autores, o GEO – Geotechnical Engineering Office de Hong Kong, recomenda que se utilize um fator de segurança

global adequado e, adicionalmente, se efetuem verificações contra deslocamentos excessivos.

Fato comum a praticamente todas as normas analisadas é a aparente menor preocupação com o Estado Limite de Utilização, ou seja, comportamento do ponto de vista de recalques. Isto se deve, em parte, à dificuldade de fazer este tipo de previsão. Por outro lado, muitas vezes os fatores de segurança, que afastam as fundações da ruptura, indiretamente limitam as suas deformações. Porém é importante lembrar que na medida em que as inovações tecnológicas permitem executar elementos de fundação cada vez maiores (por exemplo, estacas escavadas de grande diâmetro), os recalques podem vir a ser o aspecto crítico, ao invés da ruptura. Portanto, é importante estar atento para o desenvolvimento tecnológico, pois aspectos que hoje podem não ser críticos, no futuro o poderão ser. Não realizar certo tipo de verificação conscientemente é uma opção, esquecer esta verificação é irreversível.

A uniformização de critérios de cálculo, controle e segurança, não é, no entendimento do autor, um objetivo a ser perseguido; entretanto a utilização de metodologias racionais, que considerem as diversas variáveis e suas probabilidades de ocorrência, deve sempre ser o objetivo do engenheiro. Empirismo dogmático ou afirmações sem fundamentação, por um lado teórico e, por outro lado, baseado em evidências físicas devem ser banidos de todos os campos da engenharia. Na área da engenharia geotécnica e de fundações, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos, muitas vezes o engenheiro é tentado a utilizar "fórmulas" empíricas, sem o conhecimento prévio de sua origem, da real aplicabilidade, fugindo de espaço para o qual foram criadas. Diversas vezes, o autor em conversações com profissionais reconhecidos na prática, descobriu que determinadas "fórmulas" e "métodos" foram elaborados para determinado universos, mas vem sendo empregadas pelos "desavisados", sem o devido critério, em universos totalmente distintos.

Este trabalho visa contribuir com modesta parcela para a engenharia de fundações, tornando mais claras e baseadas em evidências, certas intuições e eventuais

empirismos, quando pertinente. Quando impróprias, propõe-se corrigi-las, sempre, repetindo, baseado em dados reais e metodologias probabilistas, tendo-se em mente as recomendações de Golombek (1991), de buscar economia sem comprometer a boa técnica.

4. MÉTODO

A análise de fundações profundas em termos de capacidade de carga pode ser dividida em 2 tipos fundamentais:

- análises prévias, baseadas em dados indiretos, tais como ensaios de laboratório e ensaios de campo (sondagens SPT, CPT, DMT, etc);
- análises do próprio elemento de fundação, desde a sua "nega", até a realização de provas de carga estáticas, passando por medidas de repique e provas de carga dinâmicas.

Geralmente, a questão fundamental ao se projetar uma fundação é prever o seu comportamento futuro com a maior acurácia possível. Na condição ideal, a fundação poderá ser aproveitada ao máximo, sem necessidade de "reservas", seja em termos de capacidade de carga, seja em termos de deformabilidade. Entretanto, devido a:

- variabilidade das ações;
- variabilidade inerente aos diversos materiais, seja em termos de resistência, seja em termos de deformabilidade;
- incertezas associadas aos métodos de cálculo e suas simplificações;

é necessário impor uma distância entre as ações e as resistências, conforme já discutido no capítulo 3. A redução desta distância deve ser sempre o objetivo do engenheiro, mantendo evidentemente os requisitos de segurança adequados. Mello (1994) apresenta resultados de provas de carga dinâmicas em estacas cravadas em uma obra predial na cidade de São Paulo, nas quais sondagens e um estudo geológico indicaram um potencial comportamento uniforme. Entretanto o comportamento das estacas, interpretado a partir de provas de carga dinâmicas, mostrou-se bastante diferenciado, tanto em termos de deformabilidade, quanto de capacidade de carga final. Do ponto de vista de solução de engenharia, desde que o fator de segurança seja adequado e os recalques máximos aceitáveis para a estrutura, este comportamento diferencial não leva a problemas para a obra.

Hwang et al (2001) mostram o quanto a cravação de uma estaca interfere com o meio: notou-se que as pressões neutras sob a ponta da estaca são afeadas a partir de uma distância de 4 a 7 diâmetros de estaca á frente da ponta desta. Lateralmente, até uma distância de 15 diâmetros notaram-se variações nas pressões neutras durante a cravação. Deslocamentos horizontais radiais ocorrem de forma significativa até, aproximadamente, uma distância de 10 diâmetros da estaca.

A metodologia proposta para o desenvolvimento deste trabalho consiste na análise de dados reais de obras, visando delimitar de forma racional as variabilidades inerentes aos materiais e as incertezas de cálculo. Uma vez delimitadas estas variabilidades, através de considerações probabilistas será elaborada metodologia racional de consideração da segurança, criando subsídios para adaptações e modificações nas práticas de projeto e obras.

A priori, esta abordagem será do tipo probabilista de nível I ou II, pois se entende que para a prática da engenharia conceitos muito complexos e de difícil aplicação devem ser evitados, pois caso contrário o engenheiro no seu dia a dia irá evitar o seu uso.

Não serão abordadas variabilidades de ações, pois este assunto é eminentemente da área de engenharia de estruturas, embora seja inegável a importância de análises conjuntas entre o engenheiro geotécnico e o engenheiro de estruturas, avaliando caso a caso os fatores de segurança parciais utilizados.

Na prática, inicialmente serão analisados os dados de campo de obras, entendendo-se por dados de obras:

- resultados de provas de carga dinâmicas e estáticas;
- registros de negas e repiques;
- previsões de capacidade de carga baseadas em metodologias corriqueiras de avaliação do perfil do subsolo.

A partir destes dados será determinada a distribuição de probabilidades das diversas variáveis e sua inter-relação, com o objetivo de permitir uma previsão, com segurança adequada, do futuro comportamento do elemento de fundação.

4.1 Generalidades

A obtenção de dados sobre os esforços resistentes, ou seja, o comportamento carga x recalque dos elementos de fundação é fundamental para o projeto de qualquer obra geotécnica. Na prática de projeto, normalmente utilizam-se processos de previsão de capacidade de carga, baseados em interpretações a partir do perfil do subsolo local e de ensaios geotécnicos.

No caso de obras com um grande número de estacas, responsabilidades maiores ou ainda outras razões, parte-se para verificações do comportamento carga x recalque. Estas verificações podem ser de diversos tipos (Poulos, 1998):

- Provas de Carga estáticas;
- Provas de Carga dinâmicas;
- Provas de Carga com célula tipo "Osterberg";
- Provas de Carga "Statnamic", ou pseudo-estáticas (Schellingerhout e Revoort, 1996).

A estes tipos de verificações de comportamento carga x recalque, sem dúvida ainda é preciso acrescentar a instrumentação de obras reais que, no nosso entendimento, consiste na melhor forma de verificar este comportamento sob condições reais. Massad (1985) apresenta dados de acompanhamento dos recalques de diversas obras. Na condição ideal seria desejável monitorar tanto os recalques, quanto cargas reais, por exemplo, através do uso de células de carga.

4.2 Determinação da Capacidade de Carga de Estacas

A capacidade de carga de estacas é geralmente a característica - fim de uma estaca cravada. Somente em situações especiais, existem critérios outros que não a capacidade de carga e, mesmo assim, muitas vezes estes outros critérios estão ligados, direta ou indiretamente à capacidade de carga. Portanto, a determinação da capacidade de carga de uma estaca é determinar a sua característica mais importante. Esta determinação pode ser direta, através de provas de carga, ou indireta, através de alguma metodologia que estima o valor da capacidade de carga.

Em outros tipos de estacas, por exemplo, escavadas de grande, a capacidade de carga é apenas uma de suas características – fim, pois a deformabilidade deste tipo de fundação é proporcionalmente maior. Segundo Décourt (1996), por exemplo, estacas escavadas “não rompem”, ou seja, a curva carga recalque não apresenta uma inflexão característica a partir da qual ocorrem deformações muito grandes com acréscimos pequenos de carga. Nestes casos, a deformabilidade, ou seja, comportamento tensão x deformação, acaba sendo outra característica importante.

4.2.1 Provas de Carga Estáticas

Historicamente, a execução de provas de carga no Brasil se iniciou provavelmente em 1928, com a realização da primeira prova de carga para as fundações do edifício Martinelli em São Paulo, tendo-se registros arquivados a partir de aproximadamente 1930 (Massad, 1985). Desde então os procedimentos executivos, controles e tipos vêm sofrendo algumas modificações, tendo sido utilizadas como orientação normas como a DIN 1054/40, o código da cidade de Boston e a norma ASTM-D 1143/50T, até que em 1951 se iniciou a normatização brasileira.

Atualmente provas de carga estáticas são normalizadas através da Norma NBR 12131 (ABNT, 1991) e existe um grande número de casos executados e publicados.

O objetivo das provas de carga estáticas é, de forma simplificada, antecipar os potenciais carregamentos em determinado elemento de fundação, visando verificar /

avaliar a sua real capacidade carga, seu comportamento tensão x deformação e/ou determinar características do maciço de solo (Rocha Filho, 1985). Além disso, provas de carga estáticas são recomendadas quando não existe experiência em determinado subsolo ou quando novos tipos de estacas são testados (DGGT, 1998). É, entretanto importante ressaltar que a rotina é a execução de provas de carga em estacas isoladas, cujo comportamento não necessariamente é igual ao de um grupo de estacas.

Esta antecipação busca reproduzir a seqüência de carregamentos reais de uma construção, geralmente crescentes (Aoki, 1997). Obviamente, esta reprodução depende de uma série de fatores, pois dificilmente as condições reais de carregamento serão seguidas.

Do ponto de vista de solos, podem ser destacadas duas características do solo cujo conhecimento prévio é fundamental: cicatrização e relaxação.

Em solos que possuem "cicatrização" ou "set up" o tempo entre a cravação da estaca e a execução da prova de carga é de fundamental importância. Na região da Baixada Santista, existem relatos de relações de capacidade de carga entre a cravação e após determinado tempo de cicatrização, superiores a 2 (Campos, 1998, Mello et al, 1998). Incrementos de 70 a 150 % na capacidade são relatados em estacas na Dinamarca (Sörensen et al, 1997).

Por outro lado, existem relatos de "relaxação" do solo, no qual a capacidade de carga decresce ao longo do tempo (Aoki, N., Angelino, C., 1994, Gonçalves et al, 1998), mostrando que, previamente a qualquer ensaio do tipo prova de carga e sua interpretação, o conhecimento prévio do solo local, seja por experiências anteriores em solos similares, seja por uma campanha de investigações geotécnicas, é fundamental.

A velocidade de carregamento é outro fator discutido na literatura. Fellenius (1980) apresenta discussão interessante sobre velocidades de carregamento, indicando que para obter resultados do tipo resistência não drenada, seria preferível um número de

estágios de carregamento maiores e tempo entre cada estágio o menor possível. Desta forma se eliminaria a influência de qualquer comportamento associado ao tempo (por exemplo, creep). Por outro lado, nos casos nos quais justamente a determinação deste comportamento é o objetivo do ensaio, a duração deste deveria ser medida em semanas, meses ou até anos. Um ensaio com 48 ou 72 horas de duração nestes casos seria inadequado, com resultados de difícil interpretação. Fellenius conclui que o ensaio rápido acaba sendo superior ao lento, tanto do ponto de vista técnico, quanto econômico e prático.

Ferreira e Lopes (1985) propõem que as provas de carga tenham duração elevada, mantendo-se cada estágio de carregamento por no mínimo 60 minutos e que seja determinado o coeficiente de fluência, pois em alguns casos experimentais notaram-se tendências de ruptura por “creep” a médio ou longo prazo. Milititsky (1991) apresenta resultados nos quais solicitações dinâmicas levam a cargas de ruptura mais elevadas do que solicitações estáticas, concluindo que o efeito da velocidade de carregamento é importante em casos especiais, para os quais deve ser estudado em detalhe o comportamento do solo e conjunto estaca x solo. Massad e Winz (2000) concluem de seus estudos que cada solo deve ser analisado individualmente. No caso de solos do Pré-Cambriano da Grande São Paulo e solos de decomposição de arenito da cidade de São Carlos a velocidade de carregamento tem pouca influência na capacidade de carga.

Greco e Politi (1991) descrevem que existem, na prática 4 tipos distintos de provas de carga estáticas:

- velocidade de carregamento constante;
- prova de carga “rápida”, na qual os intervalos de tempo entre estágios de carregamento são mantidos constantes;
- provas de carga “lentas”, nas quais os incrementos de carga ocorrem após a estabilização dos recalques;
- provas de carga com carregamento cíclico tipo suecas, recomendadas para projetos especiais.

Segundo Burland e Twine (1988) e Robertson (2001), as provas de carga com velocidade de carregamento constante são inadequadas, afetadas pela velocidade de carregamento e muitas vezes levam a resistências superestimadas.

Robertson (2001) apresenta um resumo de discussão ocorrida no ICE em Londres nos quais o Dr. Ken Fleming e o Dr. Melvin England discutem o assunto provas de carga estáticas. As principais conclusões são que:

- provas de carga permitem obter parâmetros de deformabilidade, o que a maioria dos ensaios geotécnicos *in situ* não permite com precisão;
- provas de carga com velocidade de carregamento constante são inadequadas, muito influenciadas pela velocidade de carregamento;
- provas de carga com carga constante raramente apresentam cargas de pico;
- ciclos de carregamento e descarregamento contribuem pouco para a interpretação de provas de carga;
- análises detalhadas das provas de carga estáticas somente são possíveis no caso de métodos de controle de carga refinados;
- os deslocamentos precisam ser suficientes para mobilização total da capacidade de carga.

Outros fatores que afetam de maneira considerável resultados de ensaios são, por exemplo, o tipo de sistema de carregamento. Van Weele (1989) descreve Provas de Carga executadas na Holanda, nas quais, em um primeiro carregamento foram utilizadas estacas de reação como sistema de carregamento. Em um segundo ciclo de carregamento, foi utilizada uma cargueira com aplicação de pesos. A capacidade de carga última resultou significativamente diferente, sendo esta diferença explicada pelo fato das estacas de reação provocarem um descarregamento das tensões verticais ao longo do fuste da estaca e na região de sua ponta, reduzindo a capacidade de carga. Outros temas abordados por Van Weele, dizem respeito a efeitos de grupo de estacas e atrito negativo, fatores que dificilmente podem ser simulados por provas de carga.

Yassuda (1985) apresenta discussão sobre potenciais fontes de erros na execução e interpretação de provas de carga estáticas, tais como problemas associados ao referencial das medidas e problemas com o sistema de reação.

Do exposto acima é possível concluir que, se à primeira vista a prova de carga estática parece ser uma verificação universal e inquestionável, é preciso, sem sombra de dúvida, fazer uma avaliação criteriosa, tanto ao se planejar a prova de carga, quanto ao se interpretar os seus resultados.

Diferenciam-se hoje 4 tipos distintos de provas de carga, do ponto de vista do carregamento (Fellenius, 1980):

- carregamento lento de carga mantida;
- carregamento rápido de carga mantida;
- carregamento sob velocidade constante de penetração;
- carregamento cíclico.

Os ensaios de carga mantida são normalizados pela NBR 12131, sendo os outros dois tipos de ensaio menos comuns no nosso meio técnico.

A definição da carga de ruptura que, *a priori*, aparentemente é evidente, é outro assunto que gera dúvidas e discussões. Apresentando-se a curva carga x recalque de determinada prova de carga em diversas escalas gráficas, a interpretação visual da carga de ruptura pode levar a resultados bastante variados. Um critério de ruptura precisa ser baseado em alguma regra matemática e deve gerar um valor reproduzível e que independa de relações entre escalas gráficas e opiniões individuais de quem interpreta a prova de carga (Fellenius, 1980). Neste ponto cabe mencionar que, de acordo com Décourt (1998, 1999), somente estacas de deslocamento de fato “rompem”. Nesta linha de raciocínio, portanto, seria suficiente levar as provas de carga a cargas suficientemente altas para definir uma carga “de ruptura” única. Entretanto, muitas vezes as Provas de Carga Estáticas não são levadas até as cargas de ruptura do sistema solo-estaca, por motivos de custo, prazos, porque a reação é

insuficiente ou ainda porque não se pretende danificar o elemento ensaios (Décourt, 1996, Niyama et al, 1996). Por esta razão torna-se necessária a extrapolação das curvas carga x recalque até a carga de ruptura.

A Norma NBR 6122 apresenta uma formulação para o cálculo da carga de ruptura, baseado, por um lado, nas dimensões da estaca e, por outro lado, no encurtamento elástico da estaca. Este método de determinação da carga de ruptura de uma estaca faz parte do grupo de métodos no qual a carga de ruptura é fixada em função de um valor de recalques máximos. Outros métodos do mesmo grupo são: método de Davisson, método de Brinch-Hansen, método de Terzaghi e alguns métodos definidos em códigos de obras como os de Boston e Nova Iorque (Niyama et al, 1996).

O segundo grupo de métodos de estimativa da carga de ruptura, a carga de ruptura corresponde a um módulo de deformabilidade limite da estaca, destacando-se neste grupo o método de Fuller e Hoy (Niyama et al, 1996).

O terceiro grupo de métodos assume que a curva carga recalque pode ser dividida em 2 trechos, um primeiro "pseudo-elástico" e um segundo "pseudo-plástico", sendo a carga de ruptura definida como a interseção das duas retas. Os métodos mais conhecidos deste grupo são os métodos Butler e Hoy e De Beer (Niyama et al, 1996).

Finalmente, o quarto grupo de métodos é baseado no princípio de que a curva carga x recalque de uma prova de carga poder ser ajustada a uma curva com formulação conhecida. Os métodos mais comuns deste grupo são: método de Chin, método de Van der Veen e método de Mazurkiewicz (Niyama et al, 1996).

Enquadra-se neste último também o método proposto por Massad (1986), que adota metodologia similar àquela proposta por Asaoka para análise de recalques por adensamento de solos argilosos moles.

Não existe no Brasil consenso de algum método em relação a outro, embora exista uma tendência de aplicação maior do método de Van der Veen (Décourt, 1994, Niyama et al, 1996).

Soares e Costa Filho (1985) concluem em trabalho sobre estacas escavadas e tipo Franki que a generalização de uma forma de extrapolação da carga de ruptura não parece indicada, pois diversos métodos levam a resultados ora satisfatórios, ora inconclusivos. Os Métodos Van der Veen e Mazurkiewski mostraram-se satisfatórios, desde que se utilize somente o trecho final das curvas carga x recalque. Milititsky (1991) chega a conclusões similares, no que diz respeito aos métodos de extrapolação / determinação da carga de ruptura: "... diferentes propostas, quando aplicadas à mesma curva carga x recalque resultam em valores de ruptura diferentes...".

No entendimento do autor, a carência de resultados de provas de carga até a carga de ruptura consiste em fator limitante importante para quaisquer estudos aprofundados, pois a estimativa de capacidade de carga, muitas vezes a partir de comportamentos praticamente elásticos, registrado nas provas de carga, consiste de um cálculo e não mais de um dado experimental. A avaliação da variabilidade da capacidade de carga calculada, em função da distância relativa da carga atuante no ensaio em relação à capacidade de carga real é, sem dúvida, fator pouco discutido. Décourt e Niyama (1994) e Décourt (1994) apresentam algumas recomendações sobre a validade do método Van der Veen:

- as estacas deverão ser do tipo deslocamento;
- o carregamento deve ser monotônico;
- a carga máxima na prova de carga atinge pelo menos 2/3 do valor da carga de ruptura convencional.

Vianna e Cintra (2000) apresentam metodologia na qual propõe, baseados em 4 provas de carga estáticas levadas até a ruptura o seguinte critério: uma variação máxima de 10% (em módulo) nos valores de carga última de Van der Veen obtidos

em dois estágios consecutivos garante um erro máximo de 11% (em módulo) em relação ao valor experimental da carga de ruptura.

Cabe neste ponto discutir o conjunto de trabalhos apresentados por Massad (1991, 1992, 1993, 1994-a, 1994-b, 1995), Lazo e Massad (1996) e Massad e Lazo (1998), nos quais se apresenta o desenvolvimento de linha de pesquisa sobre estacas, que inclui carga residual da ponta, deformabilidade relativa solo / estaca, e utiliza as Leis de Cambefort para modelar o comportamento tensão x deformação do solo. O modelo ali apresentado é consistente e tem boa correlação com dados práticos. No futuro, certamente metodologias de projeto poderão ser desenvolvidas baseadas no modelo e na interpretação de provas de carga.

Recentemente Décourt (Décourt, 1996, Décourt, 1998) apresentou metodologia baseada em trabalhos de De Beer, utilizando o conceito de rigidez da fundação. Rigidez da fundação, segundo este autor, é definida como sendo a relação entre a carga a ela aplicada e o recalque que esta provoca.

Entende-se que é fundamental na análise de Provas de Carga Estáticas que não alcançaram a carga de ruptura, aplicar alguns dos métodos de determinação da carga de ruptura, e, após uma análise crítica, optar por algum dos resultados ou então calcular algum tipo de média. No trabalho apresentado por Fellenius (1980), as cargas de ruptura obtidas a partir de 9 diversos métodos de cálculo variaram de 1810 a 2350 KN, o que significa uma variação de quase 30 %. Note-se que a curva carga x recalque tem formato característico, com indicação clara de que a carga de ruptura foi alcançada e, adicionalmente, todos os métodos de cálculo da carga de ruptura puderam ser aplicados com relativa facilidade e levando a resultados de interpretação simples.

Stephan et al (1998) apresentam trabalho no qual, para diversos métodos de determinação da carga de ruptura, os valores oscilam entre 590 KN e 1760 KN.

A título de ilustração, foi elaborada estimativa da carga de ruptura de uma estaca com diâmetro de 0,273 m e comprimento de aproximadamente 9 m (Briaud et al, 1989), variando-se o número de dados da curva carga recalque, simulando desta forma uma prova de carga não levada até a carga de ruptura, ou seja, dado que a prova de carga teve na realidade 10 estágios de carregamento, qual teria sido a carga de ruptura estimada através do método de Van der Veen para um número de estágios menores. A Figura a seguir resume o resultado desta simulação.

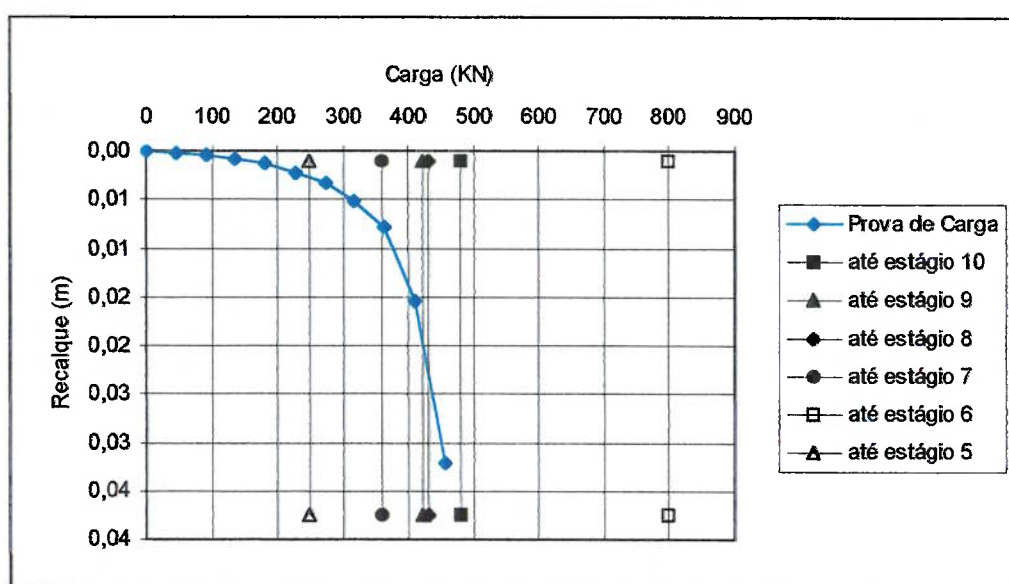


Figura 4.1: Prova de Carga Estática e estimativa da carga de ruptura utilizando o método de Van der Veen considerando os dados até diversos estágios do carregamento.

Nota-se na medida em que o número de dados disponíveis diminui, a estimativa da carga de ruptura gera valores bastante variáveis. Mesmo para o caso da prova com avaliação de 9 estágios de carregamento ao invés de 10, a diferença da carga de ruptura é significativa, superior a 10%.

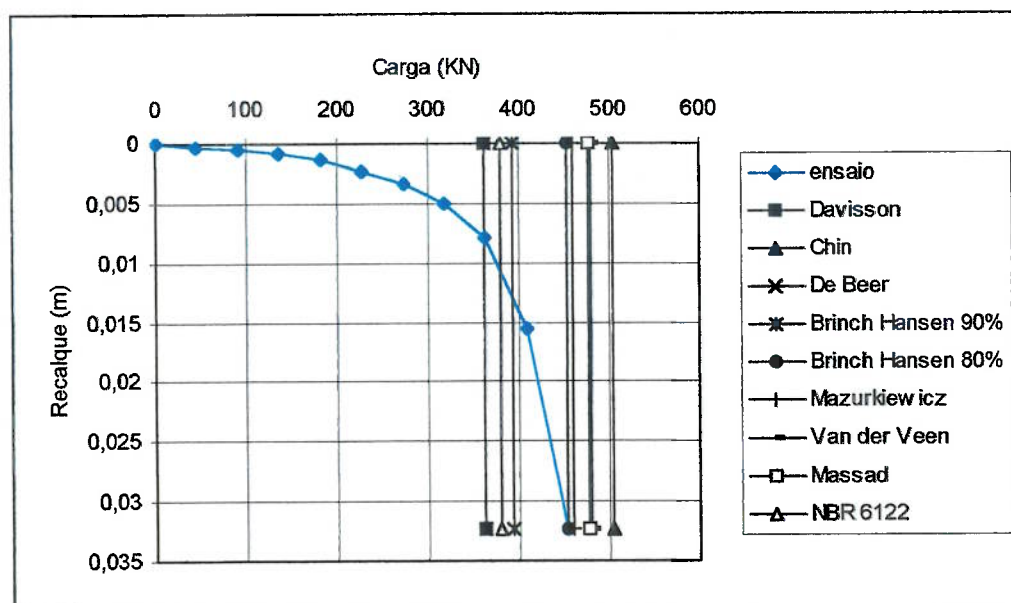


Figura 4.2: Prova de Carga Estática com determinação da Carga de Ruptura por diversos Métodos

A Figura 4.2 mostra, para a mesma prova de carga, quais as cargas de ruptura calculadas por diversos métodos. Note-se que a diferença entre o maior e o menor valor é da ordem de 30%.

A decisão sobre qual ou quais critérios utilizar torna-se um tanto complicada, tendo em vista que quase todos os métodos têm suas vantagens e desvantagens. Na Figura 4.2, por exemplo, os métodos de cálculo da capacidade de carga que mais se aproximam da carga de ruptura “intuitiva” são os métodos: Mazurkiewicz, Brinch Hansen 80%, Massad e Van der Veen. Por outro lado, Paikowsky e Stenersen (2000) apresentam estudo que mostra o critério de Davisson como sendo o mais indicado, pois apresenta dispersão menor em relação ao valor médio da carga de ruptura determinada através de 5 métodos diferentes. Silva et al (1986) apresenta resultados nos quais o critério de Davisson tem melhor desempenho do que o critério de Van der Veen, quando da comparação com provas de carga dinâmicas.

Um fator que na análise de fundações muitas vezes é negligenciado é o aumento da capacidade de carga pelo efeito grupo, ou seja, a mesma estaca ensaiada antes da

cravação de outras estacas em seu entorno e após estas cravações, pode apresentar variações significativas em sua capacidade de carga (Antorena, 1996).

Dentro do assunto da interpretação de provas de carga estáticas, a divisão entre a carga resistida pelo atrito lateral e aquela suportada pela ponta da estaca tem sido estudada de forma bastante sistemática. Quando existem estacas instrumentadas em profundidade, por exemplo, por “tell-tales”, é possível, a partir do comportamento elástico de cada segmento da estaca interpretar qual a distribuição de carregamento ao longo da estaca. Exemplos interessantes são apresentados por Mello et al (1998): para duas estacas pré-moldadas protendidas, com diâmetro externo de 0,80 m e parede de 0,15 m de espessura, são apresentados os diagramas de transferência de carga para todos os estágios de carregamento.

Quando este tipo de instrumentação não existe, são necessárias interpretações para avaliar a divisão das resistências em lateral e ponta. Décourt (1991) apresenta metodologia para determinar a resistência lateral última, baseada na interpretação de sucessivas provas de carga estáticas na mesma estaca.

Neste trabalho será adotado o critério de Davisson para a interpretação da capacidade de carga, pelas seguintes razões:

- os bancos de dados de provas de carga dinâmicas utilizam este critério quando da comparação entre provas de carga dinâmicas e estáticas. Paikowsky e Stenersen (2000) fizeram estudo específico, mostrando que o critério de Davisson é o que apresenta melhor desempenho em comparação com outros 4 critérios. Portanto, para se poder utilizar estes bancos de dados, é necessário utilizar o mesmo critério de ruptura:
- simplicidade de uso: a aplicação deste critério é extremamente simples e de fácil utilização, existindo, para estacas com diâmetros na faixa de 0.15 a 0.4 m boa correlação com o critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 1996);
- razoável garantia de que os deslocamentos do topo da estaca serão de, no mínimo, 4 a 5 % do diâmetro da estaca, conforme exemplo abaixo: a carga de ruptura

é definida como sendo aquela correspondente ao deslocamento do topo da estaca em $0,15 \text{ polegadas} + \text{diâmetro da estaca} / 120 + \text{compressão elástica da estaca}$, ou seja: $0,15 \times 0,0254 + \phi/120 + P \times L / (E \times A)$. Como $\sigma = P / A$, resulta: $0,15 \times 0,0254 + \phi/120 + \sigma \times L / E$. Para um diâmetro de 0,30 m, comprimento de estaca de 15 m e uma tensão no concreto (no caso de estacas de concreto) no pico da prova de carga de 15 MPa (força de 1060 KN), resulta uma deformação de 1,76 cm, ou seja, aproximadamente deformação de 6 % do diâmetro da estaca.

4.2.2 Provas de Carga Dinâmicas

As Provas de Carga Dinâmicas são baseados na aplicação da teoria de equação da onda ao elemento estrutural estaca. As primeiras aplicações a fundações em estacas cravadas foram aparentemente executadas por St. Venant. Posteriormente foram desenvolvidas técnicas diversas, tais como instrumentação com transdutores piezoelétricos com registro dos sinais em osciloscópio ou medições de deslocamentos através de câmeras filmadoras de alta velocidade, todas elas de sucesso limitado (Niyama, 1983).

Forehand e Reese (1964) descrevem o método da equação da onda, proposto por Smith, como sendo bastante promissor, devendo vir a ser um método geral de determinação da capacidade de carga a partir do comportamento dinâmico da estaca sob ação dos últimos golpes do martelo, no final da cravação.

Com o advento do computador, aplicações numéricas se tornaram possíveis e Smith desenvolveu o modelo original, em uso até os dias atuais (Goble et al, 1980). O programa de pesquisa mais extenso foi desenvolvido pelo Case Western Reserve Institute, sendo a técnica resultante a atualmente mais utilizada no mundo, especificamente no Brasil.

Simplificadamente, a fenomenologia que tentativamente é representada pela equação da onda consiste em:

- aplicação de impacto na cabeça da estaca;
- compressão das partículas do topo da estaca e conseqüente aceleração destas;
- propagação da onda de compressão ao longo da estaca, com uma velocidade "c", que depende do meio (Smith, 1960, Goble et al, 1980, Niyama, 1991, Gonçalves et al, 1996).

Uma série de técnicas de instrumentação foram desenvolvidas a partir de 1938, sendo que o programa mais extenso e conhecido foi no atual "Case Western Reserve Institute" (Niyama et al, 1996). A técnica, sobre a qual está baseado o conceito de prova de carga dinâmica, resultou deste programa e consiste, basicamente, da utilização de transdutores de deformação específica e de acelerômetros, os quais permitem registrar força e velocidade, respectivamente. Os registros destes equipamentos são geralmente enviados para um computador para cálculo da resistência à penetração / capacidade de carga da estaca.

Diferenciam-se nos ensaios que utilizam a equação da onda 3 grandes grupos (Holeyman, 1992):

- ensaios de grandes deformações, essencialmente para determinação de capacidade de carga;
- ensaios de pequenas deformações, essencialmente para testes de integridade;
- ensaios cinéticos de grandes deformações, para determinação de capacidade de carga.

Os ensaios conhecidos como prova de carga dinâmica são os do primeiro grupo.

No Brasil, a monitoração dinâmica foi introduzida a partir de 1980, com a instrumentação das estacas de fundação das plataformas marítimas para a Petrobrás (Niyama, 1985). Os processos de cálculo mais conhecidos são os métodos CASE, tendo sido desenvolvido uma aplicação no IPT, o sistema IPT-CASE/PC (Bernardi et al, 1991) e CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program), sendo que o método

CASE é mais simples, de aplicação imediata e o método CAPWAP, sendo necessária uma fase de processamento de dados por engenheiro especialista. O método CAPWAP desenvolvido originalmente evoluiu posteriormente para o método CAPWAPC (Bernardi et al, 1991). Esta evolução foi em parte somente operacional, com melhoria da interface com o usuário, mas também com inclusão de alguns novos recursos para melhor representar o conjunto solo estaca.

Entretanto, a bibliografia nem sempre é clara quando da utilização de um ou outro programa: por exemplo, o banco de dados PD/LT 2000, apresentado por Paikowsky & Stenersen (2000), não explica se as análises chamadas “signal matching – CAPWAP” são baseadas em análises CAPWAP ou CAPWAPC.

A título de simplificação e por impossibilidade de separação, neste trabalho não serão diferenciados resultados de análises CAPWAP e CAPWAPC, pois o modelo conceitual é o mesmo, existindo somente algumas diferenças, relativamente reduzidas.

No método CAPWAP, a estaca é simulada como um conjunto de massas concentradas, molas e amortecedores, proposto inicialmente por Smith (1960), sendo possível estimar a capacidade de carga e a distribuição de resistências ao longo da profundidade. Procura-se um ajuste entre um modelo, no qual estas molas e os amortecedores são ajustados, e os sinais registrados em uma seção instrumentada do protótipo, no qual são medidas força e velocidade (Bernardi et al, 1991).

O campo de pesquisas e investigações na área de instrumentação dinâmica vem se expandindo significativamente. Existem, por exemplo, estudos de instrumentação dinâmica da haste do ensaio SPT, para tentativamente determinar parâmetros geomecânicos outros do que simplesmente o valor NSPT (Rausche et al, 1994, Abou-matar et al, 1996).

Também é importante citar que existe outro tipo de ensaio baseado na mesma técnica, ou seja, aplicação da teoria da onda a estacas, mas que não tem objetivo de

determinar a capacidade de carga. Englobam-se nesta categoria os ensaios tipo PIT – Pile Integrity Test e método TNO (DGGT, 1998), no qual se avalia a resposta dinâmica de um elemento de fundação a uma solicitação dinâmica, com baixos níveis de deformação com o objetivo de detectar defeitos. As energias necessárias são bastante reduzidas, sendo muitas vezes o golpe manual com um martelo suficiente para o ensaio. Embora bastante difundida, a técnica precisa ser aplicada conscientemente, conhecendo-se os limites de sua aplicabilidade. Por exemplo, resultados de testes de integridade em estacas muito compridas ou de seção transversal muito elevada são de difícil ou até impossível interpretação.

Uma série de “competições” tem sido realizadas, a fim de testar, comparar e difundir a técnica. Os resultados destas competições não mostraram uniformidade de resultados (Amir & Fellenius, 2000), indicando que, como em qualquer ensaio é necessária uma interpretação criteriosa.

No Brasil, existe uma norma específica para este tipo de prova de carga, denominada: "NBR 13208 - Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico" (ABNT, 1994). Em países como Austrália, Canadá, China, Alemanha, México, Reino Unido, Noruega, Suécia, e Estados Unidos da América existem normas ou recomendações a respeito de Provas de Carga Dinâmicas (Beim et al, 1998).

A relação das provas de carga dinâmicas com as provas de carga estáticas é um assunto bastante discutido desde a criação das provas de carga dinâmicas, tendo em vista que este tipo de ensaio se propõe a simular de forma muito mais simples, rápida e economicamente, o comportamento da fundação quando submetida a uma prova de carga estática. Porém, ao contrário das provas de carga estáticas, as provas de carga dinâmicas são por definição medidas indiretas da capacidade de carga, obtidas a partir de alguns parâmetros experimentais que alimentam algum tipo de modelo. Portanto, a qualidade do resultado, ao invés de provas de carga estáticas, depende muito mais da qualidade de quem e como se interpreta o ensaio. Fellenius (1988) apresenta trabalho interessante onde mostra que, para os mesmos 4 sinais obtidos da

instrumentação, 18 operadores do programa CAPWAP chegaram a resultados com variação de até 14% em relação à média.

Existem até propostas de introduzir no campo das provas de carga dinâmicas programas de garantia da qualidade (Seidel, 2000), visando evitar que engenheiros não qualificados prejudiquem uma técnica muito útil através de análises mal elaboradas. Estudos específicos sobre sensibilidade dos parâmetros utilizados nas simulações mostram a importância de um bom ajuste entre o sinal medido e o sinal modelado – “fit” (Berzi, 1996).

O ajuste entre os resultados de provas de carga dinâmicas e provas de carga estáticas, conforme diversos autores é bastante satisfatório (Aoki e Alonso, 1989, Guoran & Jiaduo, 2000, Holm et al, 1985, Likins et al, 1996, Pump, et al, 1998, Thompson e Devata, 1980, Wakiya et al, 2000, Zengxuan et al, 1999, Zheng et al, 2000). A figura 4.3 abaixo mostra a correlação de alguns resultados de provas de carga dinâmicas em função de provas de carga estáticas realizadas nas mesmas estacas, apresentados por estes autores. Note-se que foram excluídos os resultados nos quais a prova de carga dinâmica não mobilizou toda a resistência disponível ou no qual decorreu tempo considerável entre a execução da prova de carga dinâmica e a prova de carga estática e tenha ocorrido “set-up”. Nos casos nos quais as provas de carga foram executadas de diversas formas ou métodos, na figura abaixo foram incluídos somente os resultados de análises tipo CAPWAP.

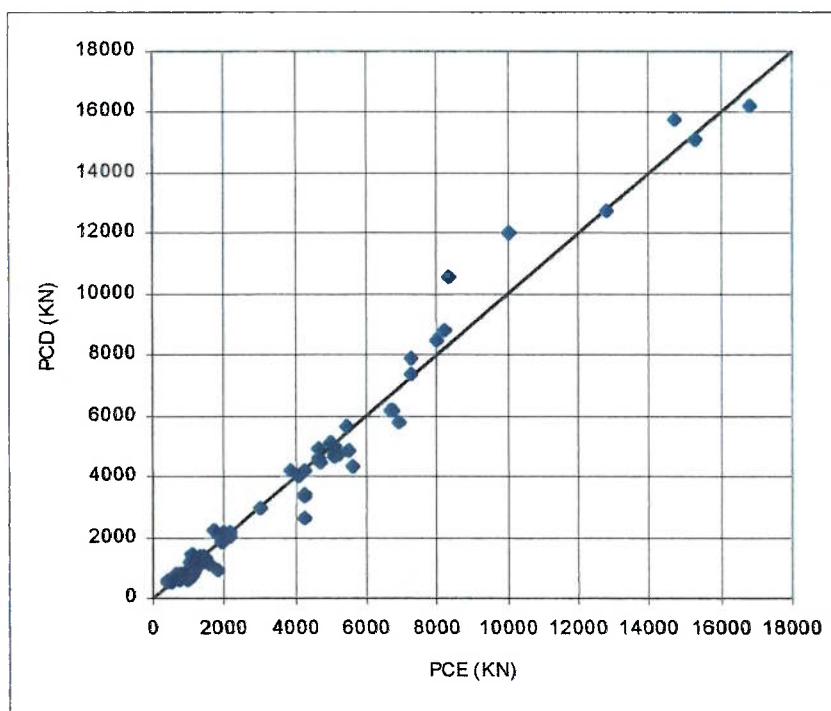


Figura 4.3: Comparação entre PCE – Provas de Carga Estáticas e PCD – Provas de Carga Dinâmicas.

A figura 4.3 acima indica que existe uma correlação boa entre os valores publicados de carga de ruptura determinada através de provas de carga estática e dinâmica. Fazendo-se uma regressão linear dos dados apresentados, o coeficiente de Determinação resulta igual a 0,98, com uma reta passando praticamente pela origem.

Thompson e Devata (1980) mostram resultados de comparações de ensaios de arrancamento com análises CAPWAP, indicando correlação relativamente boa.

Dados publicados por Chapman e Wagstaff (1992) mostram que, mesmo para provas de carga estáticas não levadas até a ruptura, a simulação por provas de carga dinâmicas leva a uma curva carga x recalque bastante próxima da realidade.

Existem formas de interpretação de resultados de provas de carga dinâmicas que levam a resultados também bastante aceitáveis em termos comparativos com provas

de carga estáticas, quando devidamente interpretados (de Mello et al, 1998, Huybrechts & Legrand, 1998). Estes autores apresentam resultados de provas de carga estáticas comparados com provas de carga dinâmicas em estacas similares próximas com ajuste entre os dois ensaios bastante razoável.

Esta boa concordância entre valores de provas de carga estáticas e dinâmicas tem levado em muitos casos ao uso corriqueiro da técnica de monitoração dinâmica em obras. Diversos são os relatos de aplicações rotineiras a obras, às vezes com fins comprobatórios, às vezes para dirimir potenciais dúvidas ou divergências entre comportamento de campo e previsões (Gonçalves et al, 1996).

Em particular Aoki (1997) apresenta método baseado no princípio de provas de carga dinâmicas sucessivas executadas com energia crescente. Neste método, a abordagem dada à capacidade de carga está associada à energia complementar, sendo mostrado que a capacidade de carga última da estaca é alcançada quando a energia complementar de golpes sucessivos se mantém constante.

Segundo Niyama (1991) os fatores que afetam a capacidade de carga são:

- energia aplicada – é de maior relevância que a energia aplicada pelo martelo seja suficiente para a mobilização da resistência disponível do sistema solo-estaca. Niyama et al (1986) e Silva et al (1986) relatam casos nos quais a energia foi insuficiente, quando da aplicação do golpe de martelo, e não permitiu a mobilização completa da resistência disponível, não sendo possível uma avaliação da carga de ruptura;
- tempo de repouso – sabe-se que existem solos que apresentam relaxação ou recuperação das resistências medidas durante a cravação, tornando-se importantes executar ensaios de recravação após algum tempo de cicatrização;
- variabilidade dos resultados das análises – existem alguns fatores inerentes aos processos de cálculo que podem introduzir variabilidade nos resultados. Estas variabilidades podem estar associadas a parâmetros de entrada, tais como

velocidades de propagação das ondas na estaca ou coeficientes de amortecimento, assim com a interação programa – operador no caso de análises CAPWAP;

- distribuição das resistências – particularmente no caso de estacas de ponta aberta, a avaliação sobre embuchamento ou não da ponta da estaca é fator relevante na determinação da distribuição da resistência ao longo da estaca, principalmente quando se avalia a resistência de ponta. Estudos específicos neste sentido mostram esta relevância (Niyama, 1991, Niyama, 1992);
- critérios de correlação com provas de carga estáticas – além da grande maioria das provas de carga não serem levadas até a ruptura, o critério de ruptura adotado pode levar a resultados bastante diferenciados, conforme apresentado no item 4.2.1. Os idealizadores da técnica de monitoração dinâmica recomendam que seja utilizado o critério de Davisson.

Dos fatores acima, do ponto de vista geotécnico o mais importante é o fator tempo. Diversos são os autores que relatam experiências com solos com “set-up” ou relaxação (Azevedo et al, 1985, Campos, 1997, Campos, 1998, Gonçalves et al, 1996, Gonçalves et al, 1998, Likins et al, 1996, Mello et al, 1998, Svinkin & Woods, 1998). Por exemplo, no caso de provas de carga dinâmicas realizadas durante a cravação, podem ocorrer resultados muito diferentes do que os resultados de provas de carga estáticas, realizadas, por exemplo, 30 ou 60 dias depois. Casos típicos no estado de São Paulo são fundações na Baixada Santista, que sofrem “set-up” considerável e solos argilosos terciários, mais susceptíveis ao fenômeno da relaxação.

Chow et al (1998) relatam uma série de casos nos quais ocorreu “set-up” em areias marinhas densas. Os acréscimos de carga medidos chegaram a superar 350%. Este fenômeno se desenvolveria durante anos e a provável causa seriam alterações no estado de tensões ao redor da estaca provocadas pela cravação.

Wagstaff e Chapman (1992) propõem que, para solos com cicatrização (“set-up”), para o cálculo da resistência total seja computada a resistência de ponta obtida durante a cravação da estaca e a resistência de atrito lateral, obtida durante uma

prova de carga dinâmica de recravação. Mello et al (1998) apresentam estudo baseado em princípio similar, porém um pouco mais elaborado. Analisam-se sucessivos golpes de recravação e interpreta-se uma envoltória de atrito lateral, na medida que este é “quebrado” parcialmente a cada golpe.

O banco de dados PD/LT2000 (Paikowsky & Stenersen, 2000) contém o resultado de 210 estacas cravadas, ensaiadas com provas de carga estáticas e dinâmicas, sendo que estas últimas na cravação e/ou recravação. Neste banco de dados, com a finalidade de uniformização, a carga de ruptura obtida a partir das provas de carga estáticas foi calculada como sendo a média de cinco métodos de cálculo da carga de ruptura: Davisson, Butler e Hoy, Terzaghi, $25,4 \text{ mm e } 0,1 \times B$, e o método log-log proposto por de Beer. Após definida a carga de ruptura, foi determinado qual o método de cálculo da carga de ruptura seria o mais adequado, obtendo-se o método de Davisson como o de melhor ajuste.

A análise dos dados efetuada por Paikowsky & Stenersen é bastante criteriosa, avaliando também o tipo de carregamento efetuado na prova de carga estática e chegando à conclusão de que independente do tipo de carregamento (ensaio lento ou ensaio cíclico) o critério de Davisson leva a bons resultados em termos de carga de ruptura. Mais adiante, são discutidas diversas formas de análise dos resultados dos ensaios dinâmicos (WEAP, equações dinâmicas, CASE, Energy Approach, ajuste de sinal (CAPWAP)), e os fatores que influenciam os resultados das análises (tipo de solo, efeito do tempo e efeitos de movimento do solo – aceleração e relação entre área lateral e área de ponta). Finalmente, estes autores apresentam distribuições de probabilidades dos valores da razão carga de ruptura estática / carga de ruptura dinâmica (previsão) para todas as estacas do banco de dados, ajustando tanto distribuições normais quanto log-normais. Estas distribuições mostram uma tendência de que as provas de carga dinâmicas tendem a subestimar as cargas de ruptura, quando realizadas análises tipo CAPWAP.

Outro banco de dados que apresenta comparações entre provas de carga estáticas e provas de carga dinâmicas é aquele cujos dados foram apresentados por Thendean et al (1996), denominado de banco de dados GRL.

É interessante notar que os valores médios e os desvios padrão obtidos dos dois bancos de dados para a variável capacidade de carga medida por capacidade de carga medida por prova de carga estática / prova de carga dinâmica CAPWAP são diferentes. O critério de ruptura adotado para as provas de carga estáticas foi o de Davisson nos dois casos:

Tabela 4.1 – Comparação entre provas de carga estáticas e dinâmicas

	PD / LT 2000		GRL	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
CAPWAP – todos os dados	1.368	0.620	-	-
CAPWAP – cravação	1.626	0.797	-	-
CAPWAP – recravação	1.158	0.393	1.138*	0.236*

* - o valor original está apresentado na forma do adimensional prova de carga dinâmica CAPWAP / capacidade de carga medida por prova de carga estática. O valor tabelado foi estimado a partir das aproximações propostas por Benjamin e Cornell (1975).

No entendimento do autor, as provas de carga dinâmicas são ferramentas bastante úteis, porém o seu uso torna necessário uma interpretação muito mais complexa do que no caso de provas de carga estáticas. Devem ser considerados diversos fatores, principalmente:

- tempo – conhecimento prévio do subsolo a respeito de variabilidade da resistência o longo do tempo;

- mobilização da resistência durante o ensaio – utilização de martelo que possibilite deformações suficientes para provocar a mobilização da resistência.

Cabe neste ponto ainda a discussão sobre a definição de prova de carga dinâmica: a medida da resposta de uma estaca a um único golpe é suficiente para definir o seu comportamento carga – recalque ou pelo menos a carga de ruptura? Bernardes e Nordal (1991) apresentam trabalho no qual concluem de estudos em modelos reduzidos que, desde que a energia aplicada pelo martelo seja suficiente para mobilizar toda a resistência, existe correlação boa entre as provas de carga dinâmicas e estáticas. Aoki (1991), Niyama e Aoki (1991), Aoki e Mello (1992), Beim e Aoki (1996), Aoki e Cintra (1997) e Aoki (2000) apresentam discussão no mesmo sentido, indicando a necessidade de que, para determinação da carga de ruptura, seria necessário uma série de golpes do martelo com alturas de queda crescentes. Além disso, seria possível construir a curva carga x recalque a partir destes valores, desde que interpretados corretamente. Esta técnica é limitada, quando se trata de estacas muito longas ou de solos que alteram suas características rapidamente quando solicitados, por exemplo, no caso de solos nos quais o atrito lateral é “destruído” por golpes sucessivos.

A discussão acima é bastante pertinente, entretanto não parece ser ainda prática difundida a execução de provas de carga com energias crescentes. No entanto, é possível afirmar que os resultados de provas de carga dinâmicas de golpe único tendem a ser conservadores, pois existe sempre a possibilidade de que não tenha sido mobilizada toda a resistência disponível.

A monitoração por instrumentação dinâmica não tem servido somente para a determinação da capacidade de carga: diversos são os casos nos quais se executa instrumentação dinâmica para verificar o comportamento das estacas durante a cravação, monitorando tensões de compressão ou tração máximas, eficiência dos sistemas de cravação, etc, como, por exemplo, caso relatado por Gonçalves (1991), no qual a monitoração dinâmica permitiu modificar o sistema de cravação, a fim de evitar danos às estacas durante a cravação.

4.3 Previsão da Capacidade de Carga

A previsão de comportamento de fundações a partir de perfis geológico-geotécnicos e de ensaios geotécnicos é a forma mais comum de cálculo da capacidade de carga. Em projetos de pequenas dimensões, nos quais por alguma razão não são efetuadas verificações de desempenho, por exemplo, através de Provas de Carga, a única forma de determinação das "resistências" do solo é através de previsões de capacidade de carga.

Existe um número elevado de métodos de previsão de comportamento de estacas, empíricos, semi-empíricos e analíticos e freqüentemente são apresentadas novas metodologias de cálculo e dimensionamento de fundações.

Poulos (1989) divide os métodos de previsão de comportamento em 3 categorias, de acordo com a tabela 4.2 abaixo.

Tabela 4.2 – Tipos de previsão de comportamento (Poulos, 1989)

Categoria	Subdivisão	Características	Método de Determinação de Parâmetros
1	-	Empíricos, não baseados em princípios da mecânica dos solos	Ensaio <i>in situ</i> simples ou testes de laboratório, com correlações
2	2 A	Baseados em teorias simplificadas, utiliza princípios da mecânica dos solos. Teoria é linear elástica (deformações) ou rígido-plástica (estabilidade)	Ensaio <i>in situ</i> , podem requerer algumas correlações
	2 B	Como 2 A, mas teoria é não-linear (deformações) ou rígido-plástica (estabilidade)	
3	3 A	Baseado em teoria utilizando análises específicas do local e princípios de mecânica dos solos. Teoria é linear-elástica (deformações) ou rígido-plástica (estabilidade)	Ensaio de laboratório e/ou <i>in situ</i> que seguem trajetórias de tensões apropriadas
	3 B	Como 3 A, mas utiliza não linearidade relativamente simples	
	3 C	Como 3 A, mas utiliza modelos constitutivos não lineares	

A tabela 4.3 abaixo apresenta exemplos para as 3 categorias apresentadas acima, de acordo com Poulos (1989).

Tabela 4.3 – Exemplos de categorização dos métodos de avaliação do comportamento das estacas (Poulos, 1989)

Categoria	Capacidade de Carga Axial	Recalques
1	Correlações com CPT (Schmertmann, 1975, De Ruiter & Beringen, 1979) Correlações com SPT (Thorburn & Mc Vicar, 1971, Meyerhof, 1956) Métodos de tensões totais (α) (Tomlinson, 1957, Semple & Rigden, 1984)	Correlações aproximadas com diâmetro da estaca (Meyerhof, 1959, Frank, 1985) Compressão elástica da estaca multiplicada por fator (Focht, 1967)
2 A	Effective stress (β) method (Burland, 1973, Meyerhof, 1976, Stas & Kulhawy, 1984)	Soluções elásticas (Randolph & Wroth, 1978, Poulos & Davis, 1980)
2 B	Effective stress method (Fleming et al, 1985)	Soluções Elásticas modificadas para deslizamento (Poulos & Davis, 1980)
3 A	Plasticity solutions for, end bearing capacity (Giroud et al, 1973, Meyerhof, 1963)	Análises de elementos finitos elásticas (Valliappan et al, 1974)
3 B	Análise não linear de transferência de carga (Coyle & Reese, 1966, Kraft et al, 1981)	
3 C	Análise não linear de elementos de fronteira (Poulos & Davis, 1980) Análise não linear de elementos finitos (Desai, 1974, Jardine et al, 1986) Análise de elementos finitos, incluindo a simulação da instalação das estacas (Nystrom, 1984, Randolph et al, 1979, Withiem & Kulhawy, 1979)	

À categoria 3 C acima ainda pode ser acrescida a linha de pesquisa indicada por Mabsout et al (1995), que apresentam estudo em modelos de elementos finitos nos

quais foi simulada a cravação de estacas. Estes autores reconhecem as limitações do método para aplicações práticas, mas ao nível de pesquisa e desenvolvimento sem dúvida é interessante.

Do ponto de vista de capacidade de carga, de maneira geral, a resistência de uma estaca à penetração no solo (P_u) é dividida em duas parcelas: a resistência ao cisalhamento ao longo do fuste da estaca (P_s) e uma resistência normal na ponta da estaca (P_p).

$$P_u = P_s + P_p \quad (4.1)$$

Sendo que:

$$Q_s = q_s \times A_s \quad (4.2)$$

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (4.3)$$

Onde q_s e q_p são as tensões limite, ao cisalhamento média ao longo do fuste e normal na ponta da estaca, A_s e A_p , respectivamente, a área lateral do fuste e a área da ponta da estaca.

Os valores q_s e q_p são associados, dentro da Mecânica dos Solos convencional, adotando-se um modelo do tipo Mohr-Coulomb, a:

- parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ')
- estado de tensões do solo.

Tendo-se conhecimento deste conjunto de informações, a aplicação de um dos modelos teóricos de capacidade de carga de estacas, conforme apresentado por Décourt et al (1996) seria tarefa simples. Entretanto, conforme este mesmo autor, pequenas variações nos parâmetros de resistência levam a variações consideráveis na

capacidade de carga. Por exemplo, uma variação do ângulo de atrito do solo de 30° para 35° pode levar a um aumento em 100% da capacidade de carga.

Adicionalmente, a estimativa dos distúrbios provocadas pela cravação de estacas no solo é, no mínimo, complexa, se não impossível. Por um lado, a cravação da estaca é uma ruptura contínua do contato solo-estaca, devendo ocorrer amolgamento até as resistências residuais dos solos atravessados, mas, por outro lado, a cravação provoca um deslocamento lateral do solo, alterando o seu estado de tensões na região da estaca. Kézdi (1975) mostra diversos diagramas de como a instalação das estacas afeta as tensões horizontais em solo: no caso de estacas cravadas, sempre ocorre um aumento das tensões horizontais em relação a K_0 . Já no caso de estacas escavadas, ocorre situação inversa. Lancellotta e Calavera (1999) apresentam tabela na qual diferenciam estacas escavadas, estacas que geram pequena compactação e estacas que geram compactação significativa, e as relações K/K_0 correspondentes:

Tabela 4.4 – Relação entre K/K_0 (Lancellotta e Calavera, 1999)

Tipo de Estaca	K/K_0
Estacas escavadas	2/3 a 1.0
Estacas com pequena compactação	3/4 a 5/4
Estacas com compactação significativa	1.0 a 2.0

No caso de areias, ainda ocorre efeito de compactação, aumentando a densidade relativa e o ângulo de atrito. O raio de influência destes distúrbios, segundo Kézdi, é da ordem de 6 vezes o diâmetro da estaca.

Também é interessante levantar a questão sobre o conceito de ruptura e das deformações a ela associadas. A ruptura, do ponto de vista teórico, seria associada a uma plastificação do solo, com deformações ocorrendo sem aumento de carga. Porém, do ponto de vista prático, existem limites de deformações acima dos quais a existência ou não de pequenos ganhos de resistência à custa de grandes deformações

na realidade não interessa. Muitas vezes, a ruptura é definida como sendo uma deformação com magnitude de determinada porcentagem do diâmetro da estaca.

Prática comum é diferenciar entre a ruptura do atrito lateral e a ponta da estaca. Geralmente, o atrito lateral é mobilizado / rompe com 10 a 20 mm de deformação. Já a ruptura da ponta da estaca está geralmente associada a deslocamentos da ordem de 10% do diâmetro da estaca, ou seja, guardam relação com o diâmetro da estaca. Existem uma série de trabalhos que relacionam a mobilização do atrito lateral também ao diâmetro da estaca, por exemplo, Kézdi (1975) e Lancellotta e Calavera (1999). Reddy et al (2000) apresenta dados que mostram redução do ângulo de atrito aparente entre uma estaca e areia, em função do diâmetro. A explicação dada é que a dilatância seria maior em estacas menores, embora a variação não seja tão significativa (ângulo de atrito variando de 26,7 a 26,2 graus, com diâmetros de estaca variando de 12,7 a 38,1 mm). Uma especulação seria uma relação entre o diâmetro da estaca e o diâmetro das partículas. Intuitivamente, a partir de diâmetros maiores de estaca, esta influência não seria significativa. O mecanismo de ruptura do atrito lateral, do ponto de vista teórico, não pode estar associado ao diâmetro da estaca, ao contrário da ponta da estaca.

A discussão sobre o tipo de material da estaca e sua relação com o atrito lateral também é tema de diversas pesquisas. Reddy et al (2000) efetuaram pesquisas com diversos materiais com rugosidades diferenciadas, concluindo que não é válido relacionar o ângulo de atrito da interface solo estaca com o ângulo de atrito do solo diretamente. É necessário avaliar caso a caso o tipo de material da interface. Estes autores também concluíram que ensaios de cisalhamento direto da interface guardam boa relação com o atrito lateral de estacas dos respectivos materiais. Norlund (1963) também conclui que a rugosidade da estaca teria influência significativa sobre a capacidade da estaca. A análise dos dados de Norlund mostra que as provas de carga utilizadas por este autor misturavam, além de rugosidades diferenciadas, também formas geométricas diferentes. Parte das estacas ditas rugosas também tinham formato cônico.

Entretanto, os resultados de Aoki e Velloso (1975) não mostram diferenças significativas entre estacas tipo Franki com e sem camisa metálica. Justamente estes 2 tipos de estaca tem rugosidades ao longo do fuste bastante diferenciadas. Décourt e Quaresma (1978) também não diferenciam tipos de estacas, no caso de estacas cravadas.

Prática relativamente comum na Europa é o dimensionamento de fundações profundas a partir de dados de ensaios de cone - CPT (Katzenbach & Moormann, 1997, Bustamante & Frank, 1997, Holeyman et al, 1997). O uso do ensaio de cone é, no entendimento do autor, uma das melhores formas de medida direta das resistências de ponta e de atrito lateral, a serem empregados no dimensionamento de fundações, pois a cravação estática do cone se assemelha de forma bastante similar ao futuro comportamento da fundação, desde que se faça um ajuste para corrigir problemas de escala.

O'Neill (2001) apresenta estudo que mostra diversas formas de obtenção do atrito lateral de estacas em solos argilosos, com resultados geralmente compatíveis com o método β . Relata também caso de uma estaca extraída 2,5 anos após sua cravação em solo argiloso normalmente adensado. Esta estaca, ao ser extraída, não rompeu como seria de se esperar ao longo do contato estaca – solo, mas, aderido à estaca, estava uma camada de aproximadamente 7,5 cm de argila dura. Para este fenômeno não existe explicação teórica, a priori, mas é indicativo da complexidade associada à interação entre estacas cravadas e o solo no seu entorno.

No Brasil a prática de dimensionamento de fundações tem sido principalmente o uso de formulações semi-empíricas, categoria 1 conforme Poulos (1989), baseadas em sondagens com cravação do amostrador SPT (Aoki e Velloso, 1975, Décourt e Quaresma, 1978, Velloso, 1991, Décourt, 1996, Décourt et al, 1998). O uso de outros ensaios, tais como CPT, dilatômetros e ensaios de laboratório não têm sido rotina, sendo o círculo vicioso da experiência adquirida com o SPT, aliado a um conhecimento limitado de outras técnicas de ensaios *in situ*, na opinião do autor, um dos principais obstáculos à utilização de outros ensaios no Brasil. Segundo Milititsky

(1996), as principais vantagens do ensaio SPT são simplicidade de equipamento, custo relativamente baixo, e obtenção de um valor numérico a partir do ensaio que pode ser relacionado, através de propostas simples e diretas com regras empíricas de projeto. Mesmo métodos desenvolvidos especificamente para uso com o ensaio de cone, tais como o método de Verbrugge, são tentativamente utilizados com o SPT, aplicando-se as correlações propostas por Aoki e Velloso (Tanaka e Pereira, 1996).

Sabe-se hoje que existem diversos aspectos que influenciam os resultados do ensaio SPT, tais como aspectos técnicos propriamente ditos da execução do ensaio, mas também aspectos mais fundamentais, tais como influência de escavações sobre o resultado dos ensaios. Ensaio prévios e posteriores à escavação de um determinado número de subsolos acima da cota dos ensaios apresentam resultados diferentes: o NSPT antes da escavação é mais alto do que após a escavação, principalmente em solos granulares.

Existem na literatura diversas correlações do NSPT com parâmetros geomecânicos, tais como, ângulo de atrito, em solos granulares, resistência não drenada, em solos coesivos, módulo de Elasticidade, compressibilidade e, finalmente, capacidade de carga de fundações diretas e profundas (Milititsky, 1996).

O uso do ensaio SPT para previsão de capacidade de carga foi originalmente desenvolvido por Meyerhof (1956) para solos granulares. Formulações baseadas no índice NSPT vêm sendo utilizadas rotineiramente em várias partes do mundo até os dias atuais (Poulos et al, 2001). Nos Estados Unidos da América, por exemplo, a Universidade de Flórida em conjunto com o departamento estadual de transportes ("Florida DOT") desenvolveu recentemente metodologia de previsão de capacidade de carga baseada no índice NSPT, materializada através do software SPT97. Este software, por exemplo, tem sido utilizado também em outros países, tais como Puerto Rico (Garcia e Townsend, 1999). Em Hong Kong se utilizam correlações específicas com o NSPT, desenvolvidas para as condições geológicas locais (Poulos et al, 2001).

Dentre os métodos de dimensionamento de fundações mais conhecidos e utilizados no Brasil destacam-se o método de Aoki-Velloso, desenvolvido em 1975, e o método Décourt-Quaresma, desenvolvido em 1978 e revisado diversas vezes. Este último método tornou-se conhecido entre outros pelo fato dos autores terem vencido um concurso de previsão de capacidade de carga por ocasião do ESOPT II - European Symposium of Penetration Test, em Amsterdã, 1982. A revisão do método de 1991 (Décourt, 1991) propõe o uso do ensaio SPTT, ao invés do uso do ensaio SPT.

Outros dois métodos de dimensionamento de estacas desenvolvidos na prática nacional são o método P.P. Velloso, de 1981, e o método de Teixeira, 1996 (Velloso & Alonso, 2000). Existem ainda alguns métodos desenvolvidos especificamente para determinados tipos de estaca, tais como o método "Brasfond" (Velloso & Alonso, 2000) e o método de Cabral (Cabral, 1986), desenvolvidos para estacas tipo raiz, e os métodos Antunes e Cabral (Antunes e Cabral, 1996) e Alonso (Alonso, 1996), desenvolvidos para estacas tipo hélice contínua.

Estudos desenvolvidos por Amaral et al (2000) mostram abordagem interessante, interpretando dados de 84 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas para determinação da resistência lateral e de ponta. O trabalho ainda sugere que sejam avaliadas eventuais regionalizações dos métodos de cálculo.

Recentemente, em tese de doutoramento apresentada a COPPE - UFRJ, Vorcaro Gomes apresentou metodologia de previsão de capacidade de carga baseada em regressões múltiplas de uma série de provas de carga (Vorcaro Gomes, 2000).

Teixeira (1988) desaconselha o uso de formulações baseadas no NSPT para estacas flutuantes, instaladas nos sedimentos da Baixada Santista. Segundo este autor, os métodos que melhor se aplicam às condições particulares locais seriam métodos de tensões totais.

O conjunto de trabalhos apresentados por Massad (1991, 1992, 1993, 1994-a, 1994-b, 1995), Lazo e Massad (1996) e Massad e Lazo (1998), desenvolvidos na Escola

Politécnica tratam essencialmente da interpretação de provas de carga estáticas, utilizando-se um modelo desenvolvido por estes autores. Para o desenvolvimento de projetos, portanto previsões de capacidade de carga, entende-se que este modelo tenha grande potencial de desenvolvimento, principalmente no caso de estacas de grande diâmetro, nas quais o comportamento tensão deformação é relevante, e não somente a carga de ruptura.

Lazo e Massad (1996) apresentam estudo que demonstra, para estacas na região da grande São Paulo, que os valores de atrito lateral obtidos pelos métodos de Décourt e Quaresma, e Aoki e Velloso tendem a ser maiores do que os valores reais. Esta diferença decorre principalmente do fato de que estes métodos não consideram a carga residual de ponta, “aprisionada” na ponta da estaca. Esta carga de ponta provoca uma inversão do atrito lateral, que acaba atuando no sentido contrário, como atrito negativo. Quando se inicia o carregamento, na realidade ao invés de se iniciar a mobilizar a resistência lateral, a ponta é mobilizada, invertendo-se o atrito lateral gradativamente até que este seja novamente revertido para atrito lateral positivo, resistindo às cargas verticais.

Análises comparativas destes diversos métodos não levam a resultados similares em termos de capacidade de carga em função da profundidade, pois como qualquer metodologia de cálculo, os fatores que influenciam a resistência calculada final são variados.

Neste trabalho serão apresentados e utilizados 3 métodos de cálculo, baseados em ensaios SPT, pois se acredita que o universo de dados disponíveis desta forma será significativamente maior. O número de métodos foi restrito aos 2 métodos mais conhecidos e utilizados na prática de projeto e a 1 método novo, bastante promissor.

Nada impede, porém, que as metodologias desenvolvidas neste trabalho seja aplicadas a outros métodos.

É praticamente unânime que todas as formulações de capacidade de carga desenvolvidas para uso com o NSPT devem ser utilizadas no universo geológico no qual tiveram origem. Extrapolações para outros meios precisam ser verificadas e calibradas através de um número representativo de provas de carga, a fim de garantir a sua aplicabilidade.

4.3.1 Método Aoki-Velloso

O método Aoki-Velloso, originalmente apresentado em 1975 (Aoki e Velloso, 1975) foi desenvolvido como um critério de estimativa de capacidade de carga para estacas a partir do ensaio SPT. Tomando por base estes dados, por correlação obtêm-se os resultados do ensaio de cone CPT e, em seguida a capacidade de carga da estaca. A partir de uma série de correlações conhecidas, desenvolveu-se o método propriamente dito, incluindo na formulação os coeficientes de transformação F_1 e F_2 . Estes coeficientes foram balizados por uma série de provas de carga, cuja carga de ruptura foi estimada pela formulação de Van der Veen. É importante citar que destas provas de carga 7 foram executadas em estacas de concreto e 9 em estacas metálicas. A grande maioria (47) das provas de carga apresentadas no trabalho original foram em estacas tipo Franki.

Resumidamente:

$$q_p = q_c/F_1 \quad (4.4)$$

$$q_l = f_s/F_2 \quad (4.5)$$

onde q_c e f_s são, respectivamente a resistência de ponta medida no ensaio CPT e f_s a resistência lateral medida na luva de Begemann.

A transformação dos dados do ensaio SPT para os resultados do ensaio de cone se dá da seguinte maneira:

$$q_c = K \times N \quad (4.6)$$

e

$$f_s = \alpha \times q_c \quad (4.7)$$

Os valores de F_1 , F_2 , α , K são apresentados na forma de tabela para diversos tipos de solo e de estaca.

As tabelas 4.5 e 4.6 abaixo apresentam os valores associados aos índices apresentados acima, em função do tipo de solo e estaca.

Tabela 4.5 – coeficientes K e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4
Areia siltosa	0,8	2,0
Areia silto-argilosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3,0
Areia argilo-siltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Tabela 4.6 – Fatores F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Pré-moldada	1,75	3,5
Metálica	1,75	3,5
Escavada com lama bentonítica ¹	3,0	6,0

¹ - adicionado posteriormente (Velloso & Alonso, 2000)

As figuras abaixo mostram os dados do trabalho original de Aoki & Velloso.

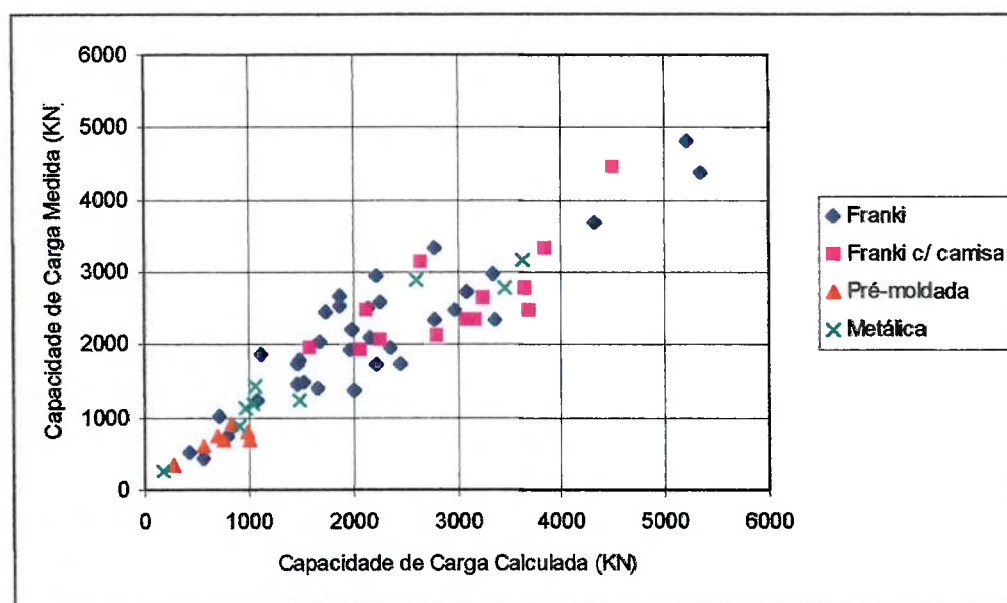


Figura 4.4 – Dados originais publicados por Aoki e Velloso (1975)

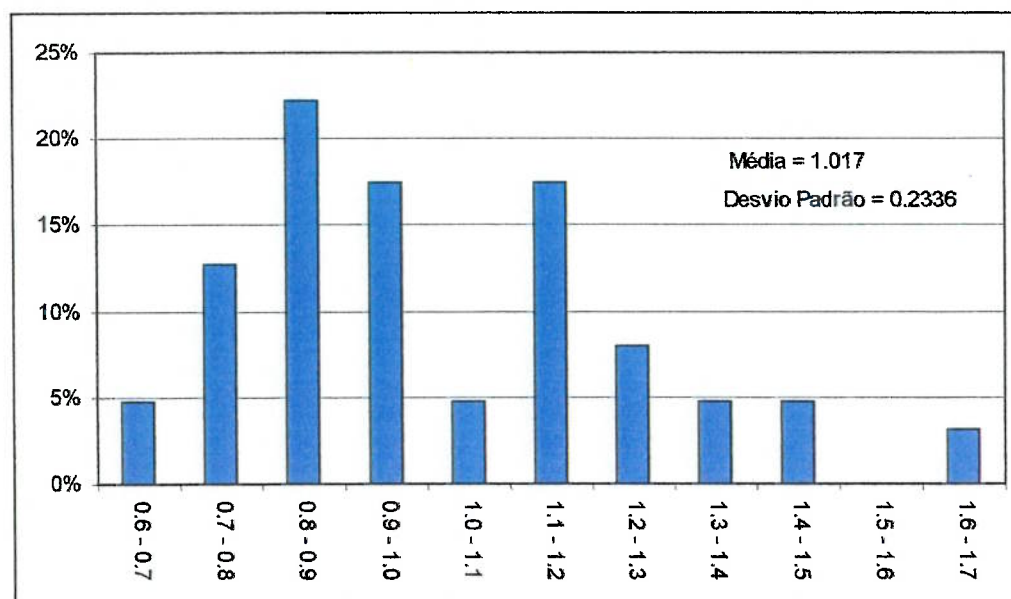


Figura 4.5 – Frequências relativas da variável Capacidade de Carga Calculada / Carga de Ruptura Medida – dados originais publicados por Aoki & Velloso

As figuras 4.4 e 4.5 acima mostram que existe uma concordância relativamente boa entre os valores medidos e os valores calculados pelo método.

Aplicações do método a 13 estacas tubadas metálicas cravadas em sedimentos marinhos no porto de Santos, mostraram concordância razoável entre previsões e provas de carga (Danziger, 1980).

Já em outro trabalho, sobre uma fundação em solo residual de diabásio (Albuquerque & Carvalho, 1999), a concordância entre o método Aoki-Velloso e os resultados de uma prova de carga estática não foram satisfatórios. Este dado reforça a afirmação de que o método não é universal, devendo ser utilizado nas regiões geotécnicas que lhe deram origem, sendo que fora destas regiões sua aplicação deverá ser muito cautelosa.

Proposição de parâmetros regionalizados foi efetuada por Rodrigues et al (1998), que apresenta valores diferentes de F1 e F2, obtidos experimentalmente para os solos de Brasília. A tabela abaixo apresenta estes valores.

Tabela 4.7 – Fatores F1 e F2 para os solos de Brasília (Rodrigues et al, 1998)

Tipo de Estaca	F1	F2
Strauss	1,70	3,40
Pré-moldada	2,70	5,50
Escavada mecanicamente	1,70	3,35
Escavada manualmente	2,35	4,70

É importante ressaltar que os valores propostos acima foram baseados em um número pequeno de casos, todos executados no campo experimental da UnB, mas a idéia de criar bancos de dados regionalizados para criar eventuais coeficientes de ajuste deve ser perseguida.

4.3.2 Método Décourt-Quaresma

O método Décourt-Quaresma foi desenvolvido para aplicação direta do índice N_{SPT} tendo sido utilizadas como base estacas cravadas (Décourt, 1978, Décourt et al, 1996, Velloso & Alonso, 2000).

Serviram como base na elaboração do método 41 provas de carga, sendo que 13 destas foram levadas até a ruptura. Não foi utilizado algum critério específico para extrapolação da carga de ruptura: assumiu-se um critério de utilizar a “carga admissível”, definida de uma das 3 formas descritas abaixo:

- no caso de ruptura, a carga admissível foi definida como sendo a carga de ruptura/2;
- se atingida uma deformação de 15 mm, a carga admissível foi definida como sendo a carga correspondente a esta deformação / 1,5;
- caso nenhuma das condições acima seja alcançada, a carga admissível ficou definida como sendo a carga máxima do ensaio / 1,5.

A formulação utilizada para o cálculo da resistência lateral é dada por:

$$q_l = 10 \times (N/3 + 1) \text{ (KPa)} \quad (4.8)$$

sendo que os valores de N se situam entre 3 e 50, ou seja, se $N < 3$, adote-se $N = 3$ e se $N > 50$, adote-se $N = 50$, segundo as últimas revisões do método. No trabalho inicial 1978 (Décourt e Quaresma, 1978), o valor de N era limitado a 15, entretanto em 1982 (Décourt, 1982), este limite foi estendido até 50.

Em 1991 (Décourt, 1991), Décourt propôs a introdução de um valor denominado N_{eq} , que relaciona o torque medido no ensaio SPT-T com o valor do SPT.

A resistência de ponta é dada por:

$$q_p = C \times N_p \quad (4.9)$$

Onde N_p é a média dos 3 índices SPT nas proximidades da ponta da estaca e C é um fator que depende do tipo de solo encontrado na ponta da estaca.

Finalmente, em função do tipo de estaca, os fatores α e β são aplicados como redutores nas resistências de ponta e lateral, respectivamente, conforme proposto posteriormente (Décourt, 1996).

$$P_r = \alpha P_p + \beta P_l \quad (4.10)$$

Os valores de C , α e β são tabelados, conforme apresentado abaixo.

Tabela 4.8 – Coeficiente C (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de solo	C (KPa)
Argilas	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Tabela 4.9 – Coeficientes α e β (Décourt, 1996)

Solo	Escavada a seco		Escavada com lama bent.		Hélice contínua		Injetada (raiz)		Injetada (sob pressão)	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,85	0,85	0,90	0,30	1,00	0,85	1,50	1,00	3,00
Siltes	0,60	0,60	0,60	0,75	0,30	1,00	0,60	1,50	1,00	3,00
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00	0,50	1,50	1,00	3,00

Proposição de parâmetros regionalizados foi efetuada por Rodrigues et al (1998), que apresenta valores diferentes de α e β , obtidos experimentalmente para os solos de Brasília. A tabela abaixo apresenta estes valores.

Tabela 4.10 – Coeficientes α e β para os solos de Brasília (Rodrigues et al, 1998)

Tipo de Estaca	α	B
Strauss	1,15	1,10
Pré-moldada	0,55	0,55
Escavada mecanicamente	0,90	0,85
Escavada manualmente	0,65	0,60

Entretanto é importante ressaltar que os valores propostos acima foram baseados em um número pequeno de casos, todos executados no campo experimental da UnB.

As figuras abaixo mostram os dados originais utilizados no trabalho inicial de 1978. Note-se que estão apresentados na mesma figura tanto os dados das provas de carga efetivamente levadas à ruptura, quanto os valores nos quais foi adotada a carga admissível. Para permitir comparações diretas, os dados apresentados como carga admissível, foram multiplicados por dois, conforme o critério apresentado acima.

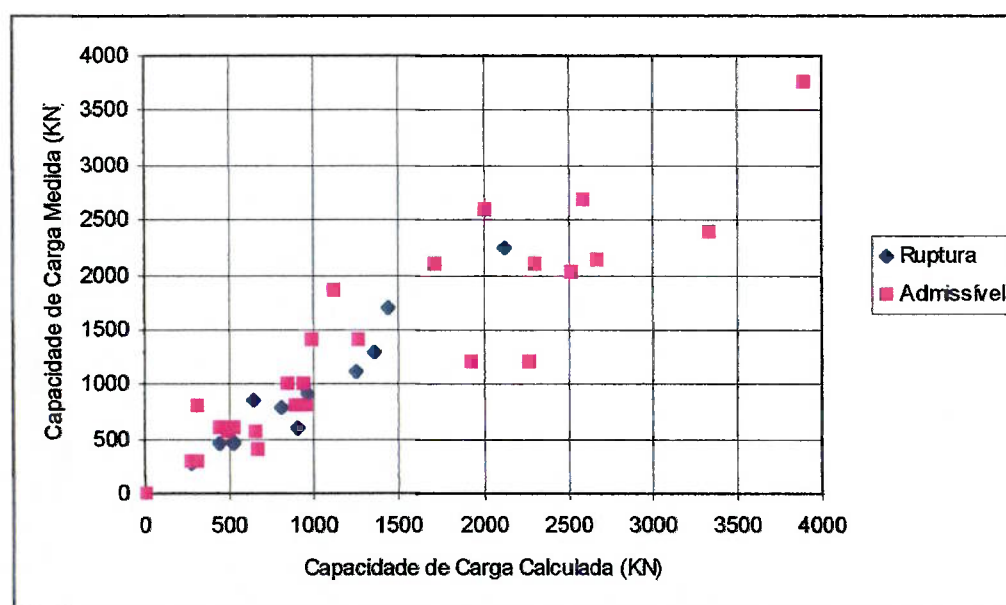


Figura 4.6 – Dados originais publicados por Décourt e Quaresma (1978)

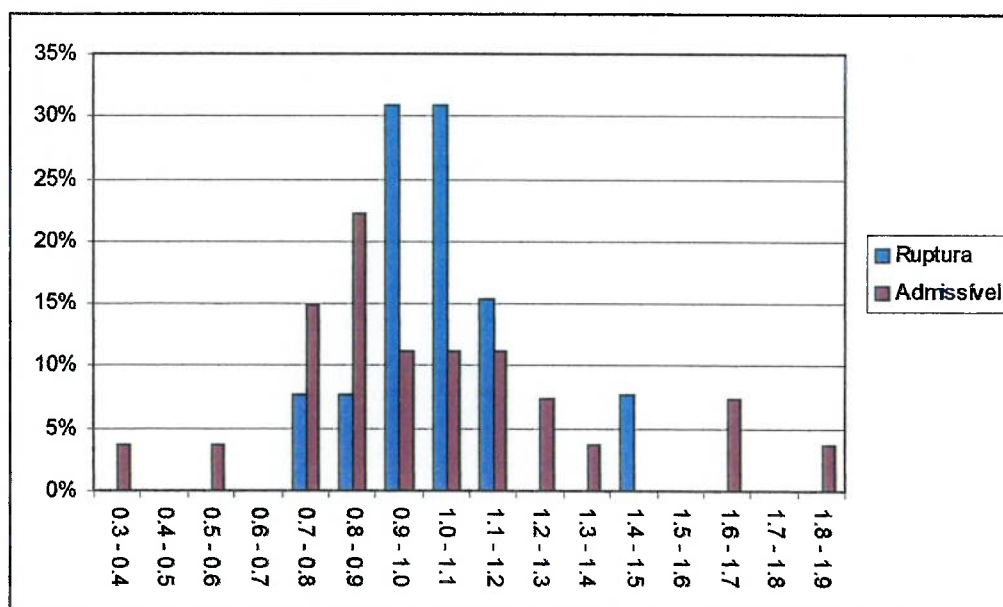


Figura 4.7 – Frequências relativas da variável Capacidade de Carga Calculada / Carga de Ruptura Medida – dados originais publicados por Décourt & Quaresma

É interessante notar que os dados extrapolados a partir de provas de carga não levadas à ruptura apresentam dispersão significativamente superior aos dados obtidos a partir das cargas de ruptura reais, como não poderia deixar de ser.

O método traz ainda uma abordagem interessante do ponto de vista de fatores de segurança: na revisão apresentada em 1982, Décourt sugere a adoção de fatores de segurança diferenciados para a resistência de ponta e a resistência lateral. A proposição se baseia no seguinte conceito:

$$F = F_p F_f F_d F_w \quad (4.11)$$

F_p = fator de segurança relacionado com os parâmetros do solo. Décourt propõe valores numéricos de 1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a ponta;

F_f = fator de segurança relacionado com a formulação adotada. Décourt propõe valor numérico igual a 1, no caso da aplicação do método proposto;

F_d = fator de segurança relacionado com deformação excessiva. Décourt propõe um valor unitário para o atrito lateral e 2 a 3, para a resistência de ponta, função do diâmetro da estaca;

F_w = fator de segurança relacionado com a carga de trabalho. Décourt propõe um valor de 1,2, assumindo-se que os outros fatores de segurança parciais também serão utilizados.

Dos valores propostos acima, resulta, aproximadamente um valor de $F = 1,3$ para o atrito lateral e um valor de $F = 4$, para a resistência de ponta. Intuitivamente, a abordagem proposta acima parece bem razoável, pois o atrito lateral se desenvolve ao longo de um determinado comprimento, no qual uma estimativa de capacidade de carga baseada em um critério do tipo “média” parece adequado. Já a resistência de ponta, pode ser susceptível a variações pontuais muito maiores.

4.3.3 Método “RLM - Gomes – Velloso”

O método “RLM – Gomes – Velloso” (Vorcaro Gomes, 2000) foi proposto recentemente e utilizou o conceito de Regressão Linear Múltipla para, a partir de um volume de provas de carga e respectivas informações geotécnicas, estabelecer formulações para a previsão de capacidade de carga a partir do índice SPT. O método não se limita a estabelecer deterministicamente uma capacidade de carga, mas propõe também uma faixa de valores limitados superior e inferiormente por um intervalo de confiança de 95%.

As formulações propostas incluem 4 tipos distintos de estacas: estacas tipo Franki, pré-moldadas, escavadas e hélice contínua.

As tabelas abaixo resumem as formulações. É importante citar que as unidades a serem utilizadas nas formulações são do sistema internacional (KN, m, m^2):

Estacas tipo Franki:

Tabela 4.11 – formulação de capacidade de carga – estacas Franki (Vorcaro Gomes, 2000)

Formulação baseada em 50 casos	Solo da ponta da estaca
$P = \exp[(61,17 \text{ Ln } X_p + 58,25 \text{ Ln } X_f \pm 98,80)^{1/3}]$	gr 1
$P = \exp[(66,74 \text{ Ln } X_p + 58,25 \text{ Ln } X_f \pm 78,86)^{1/3}]$	gr 2
$P = \exp[(59,72 \text{ Ln } X_p + 58,25 \text{ Ln } X_f \pm 83,22)^{1/3}]$	gr 3
$P = \exp[(60,65 \text{ Ln } X_p + 58,25 \text{ Ln } X_f \pm 83,03)^{1/3}]$	gr 4
$P = \exp[(67,79 \text{ Ln } X_p + 58,25 \text{ Ln } X_f \pm 82,87)^{1/3}]$	gr 5

Obs.: $N_{\text{SPT Ponta}} \leq 50$ e $N_{\text{SPT Fuste}} \leq 15$

Tabela 4.12 – formulação de capacidade de carga – estacas pré-moldadas (Vorcaro Gomes, 2000)

Formulação baseada em 48 casos	Solo da ponta da estaca
$P = 676,0 X_p^{1/2} + 3,1 X_f \pm 723,3$	gr 1
$P = 705,3 X_p^{1/2} + 3,1 X_f \pm 708,6$	gr 2
$P = 648,3 X_p^{1/2} + 3,1 X_f \pm 739,2$	gr 3
$P = 534,7 X_p^{1/2} + 3,1 X_f \pm 728,2$	gr 4
$P = 649,5 X_p^{1/2} + 3,1 X_f \pm 834,3$	gr 5

Obs.: $N_{\text{SPT Ponta}} \leq 75$ e $N_{\text{SPT Fuste}} \leq 25$

Tabela 4.13 – formulação de capacidade de carga – estacas escavadas (Vorcaro Gomes, 2000)

Formulação baseada em 21 casos	Solo da ponta da estaca
$P = \exp[(6,23 \text{ Ln } X_p + 7,78 \text{ Ln } X_f \pm 7,11)^{1/2}]$	gr 2
$P = \exp[(4,92 \text{ Ln } X_p + 7,78 \text{ Ln } X_f \pm 8,17)^{1/2}]$	gr 3
$P = \exp[(6,96 \text{ Ln } X_p + 7,78 \text{ Ln } X_f \pm 6,87)^{1/2}]$	gr 4

Obs.: $N_{\text{SPT Ponta}} \leq 75$ e $N_{\text{SPT Fuste}} \leq 25$

Tabela 4.14 – formulação de capacidade de carga – estacas hélice contínua (Vorcaro Gomes, 2000)

Formulação baseada em 27 casos	Solo da ponta da estaca
$P = \exp(1,96 \text{ Ln } X_p - 0,34 \text{ Ln } X_p \text{ Ln } X_f + 1,36 \text{ Ln } X_f \pm 0,29)$	Qualquer *
$P = \exp(2,36 \text{ Ln } X_p - 0,4 \text{ Ln } X_p \text{ Ln } X_f + 1,36 \text{ Ln } X_f \pm 0,36)$	Qualquer **

* - $N_{\text{SPT Ponta}} \leq 75$ e $N_{\text{SPT Fuste}} \leq 50$

** - sem limitação de N_{SPT}

Onde:

$$X_p = \pi r^2 N_{\text{SPT Ponta}} \quad (4.12)$$

$$X_f = 2 \pi r \Sigma N_{\text{SPT Fuste}} \quad (4.13)$$

Tabela 4.15 – grupos de solo (Vorcaro Gomes, 2001)

Grupo de solo	Descrição
gr 1	Areia
gr 2	Areia siltosa, areia silto-argilosa, areia argilosa, areia argilo-siltosa
gr 3	Silte, silte arenoso, argila arenosa
gr 4	Silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila areno-siltosa, argila silto-arenosa
gr 5	Silte argiloso, argila, argila siltosa

4.3.4 Comparação entre Métodos

A decisão de qual método de previsão de capacidade de carga utilizar depende de quem, como e quando se efetua este cálculo. Geralmente são aplicados mais que um

método e se adota ou um procedimento de utilização de valores médios, ou de adotar o menor valor calculado. Alguns profissionais ainda têm preferência por determinado método, e não fazem uma avaliação por diversas formas de previsão de capacidade de carga.

De maneira geral, os métodos de previsão de capacidade de carga apresentam uma correlação relativamente boa, pois, apesar de cada um introduzir coeficiente e parâmetros diferentes, a base dos métodos é o índice NSPT, igual nos três casos.

4.4 Controles de Campo

Controles de campo são as ferramentas do dia a dia do engenheiro de fundações quando a obra está em andamento. Dificilmente em uma obra comum instrumentam-se todas as estacas e, portanto, é necessário que de alguma forma se obtenha uma avaliação da uniformidade do estaqueamento em execução.

O "Manual de Especificações de Produtos e Procedimentos ABEF" (ABEF, 1999), por exemplo, estipula nega e repique como sendo os parâmetros de controle que deverão ser obtidos para todas as estacas. Além disso, ainda recomenda que sejam obtidos os boletins de cravação de no mínimo 10% das estacas.

Existe uma proposta chamada de "aproximação pela energia" ("energy approach") proposta por Paikowsky e Chernauskas (1992), apresentada no contexto de provas de carga dinâmicas, mas utiliza dados de controle do estaqueamento para estimativa da capacidade de carga. Os autores desta proposta apresentam resultados bastante interessantes em termos de concordância com resultados de provas de carga estáticas, compondo resultados de medidas de instrumentação dinâmica e medidas diretas do campo. Este tipo de abordagem não tem sido utilizada com frequência, mas no entendimento do autor merece uma avaliação mais aprofundada quanto a sua aplicabilidade.

4.4.1 Nega

Dentre os controles de campo mais usuais, o conceito de "nega" é de longe o mais utilizado, apesar das restrições técnicas atribuídas a este procedimento (Niyama et al, 1998). Segundo Terzaghi (1943) "... apesar de suas deficiências óbvias e sua baixa confiabilidade, as fórmulas dinâmicas ainda têm grande popularidade entre engenheiros na prática, pois reduzem o projeto de fundações estaqueadas a procedimentos muito simples. O preço que se paga por estas simplificações artificiais é muito alto...". Entende-se que o uso de fórmulas dinâmicas como ferramenta única de projeto realmente é inadequado. Entretanto, como ferramenta de controle, a sua validade tem sido aceita na prática profissional. Velloso (2001) ressalta que a nega por vezes é a única ferramenta disponível para controle e decisão sobre eventuais intervenções / ações corretivas durante a execução da obra.

Existe um número elevado das assim chamadas fórmulas dinâmicas, tais como Sanders, Engineering News, Eytelwein – Holandeses, Weisbach, Hiley, Janbu, Dinamarqueses, Gates, etc. A aplicação destas fórmulas aos mesmos dados, ou seja, peso e comprimento da estaca, peso do martelo, altura de queda do martelo, leva a uma variabilidade de resultados elevada seja quando se deseja obter a capacidade de carga a partir de determinada nega, seja quando se deseja estimar a nega a partir de uma dada capacidade de carga.

Segundo Sorensen e Hansen (1957), baseados em 78 provas de carga, as fórmulas dinâmicas que apresentam melhores resultados são a fórmula dos dinamarqueses, a fórmula de Janbu e a fórmula de Hiley. Agerschou (1962) Chega a resultados semelhantes, ou seja, a precisão das fórmulas de Janbu e Hiley é aproximadamente semelhante, recomendando somente fatores de segurança diferenciados. Agerschou também conclui que a fórmula do Engineering News Record não é confiável, por apresentar dispersões de resultados muito elevadas.

Poulos e Davis (1980) mostram compilação de diversos artigos técnicos, chegando à mesma conclusão que Sorensen e Hansen, acerca da precisão das formulações

dinâmicas. Também é consenso que a formulação denominada “Engineering News Record” apresenta as maiores dispersões, sendo a menos indicada para aplicações práticas.

A tabela abaixo apresenta algumas das formulações dinâmicas mais comuns (Poulos e Davis, 1980) (Sakai et al, 1996):

Tabela 4.16 – formulações dinâmicas mais comuns (Poulos e Davis, 1980)

Fórmula	Ru
Sanders	$W \times H / S$
Engineering News	$W \times H / (S + C)$
Eytelwein (Holandeses)	$(W \times H / S) \times (W / (W + P))$
Weisbach	$-S \times A \times E / L + (2 \times W \times H \times A \times E / L + (S \times A \times E / L)^2)^{1/2}$
Hiley	$e_f \times W \times H / (S + 1/2 (C_1 + C_2 + C_3)) \times (W + n^2 \times P) / (W + P)$
Janbu	$((S^2 + 4 \times W \times H \times J / (1.5 + 0.3 P / W))^{1/2} - S) / (2 \times J)$
Dinamarqueses	$e_f \times W \times H / (S + 0.5 \times (2 \times W \times H \times L / (A \times E))^{1/2})$
Gates	$4 \times (e_f \times W \times H \times \log_{10}(25 / S))^{1/2} *$

* - unidades: toneladas e centímetros

W = Peso do martelo;

P = Peso da estaca;

S = nega do golpe;

H = altura de queda do martelo;

C = constante para uso na fórmula Engineering News:

Tabela 4.17 – coeficientes C para uso na fórmula Engineering News (Poulos e Davis, 1980)

Caso	C (mm)
Martelo de queda livre	25,4
Martelo a vapor	2,54
Martelo a vapor e estacas muito pesadas	$2,54 \times P / W$

L = comprimento da estaca;

E = módulo de elasticidade da estaca;

A = seção transversal da estaca;

e_f = eficiência do martelo, de acordo com a tabela abaixo:

Tabela 4.18 – eficiência típica de martelos (Poulos e Davis, 1980)

Tipo de Martelo	e_f
Queda livre, acionado por gatilho	1,00
Queda livre, acionado por cabo	0,75
Martelo de ação simples tipo McKiernan Terry	0,85
Martelo de ação simples tipo Warrington-Vulcan	0,75
Martelo de ação diferencial	0,75
Martelos de dupla ação	0,85
Martelos a diesel	1,00

C_1 = constante para uso na fórmula de Hiley, de acordo com a tabela abaixo. A constante representa a compressão elástica da cabeça da estaca e do capacete:

Tabela 4.19 – Constante C_1 para uso na fórmula de Hiley (Poulos e Davis, 1980)

Tipo de material	Cravação leve	Cravação média	Cravação pesada	Cravação muito pesada
Tensão média no capacete ou cabeça da estaca	3,4 MPa	7 MPa	10 MPa	13,5 MPa
Estaca de madeira	1,27	2,54	3,81	5,08
Coxim de 7,5 a 10 cm com estaca de concreto pré-moldado	3,05	6,35	9,40	12,70
Coxim de 1 a 2,5 cm em estaca de concreto armado pré-moldado	0,64	1,27	1,91	2,54
Cabeça de aço, com coxim de madeira em estaca metálica	1,02	2,03	3,05	4,06
Estaca metálica sem cabeça	0	0	0	0

Unidade de C_1 = mm

C_2 = compressão elástica da estaca = $R_u \times L / (A \times E)$

C_3 = compressão elástica do solo sob a ponta da estaca = *quake*. Adota-se um valor de 2,54 mm, sendo a faixa de variação valores entre 5,08 mm (solos resilientes) e 0 mm.

n = coeficiente de restituição, de acordo com a tabela abaixo:

Tabela 4.20 – coeficiente de restituição n para uso na fórmula de Hiley (Poulos e Davis, 1980)

Tipo de Estaca	Condição da Cabeça	Martelo de queda livre, diesel ou ação simples	Martelos de dupla ação
Concreto pré-moldado	Coxim plástico ou de madeira verde	0,4	0,5
	Coxim de madeira	0,25	0,4
	Sem coxim		0,5
Aço	Coxim plástico ou de madeira verde	0,5	0,5
	Coxim de madeira	0,3	0,3
	Sem coxim		0,5
Madeira	Sem coxim	0,25	0,4

Tejchman e Klos (1985) apresentam uma formulação genérica típica para as fórmulas dinâmicas:

$$P = W \eta / (s + \beta e) 1 / F \quad (4.14)$$

Onde η é a eficiência do martelo, s a nega, e o repique, β um coeficiente para o repique e F um fator de segurança.

Esta formulação é simplificada para:

$$P = W / (s + \varepsilon L) \quad (4.15)$$

Onde ε é um fator empírico determinado por comparação com provas de carga, levando em consideração as condições do subsolo, tipo de estaca e martelo e L é o

comprimento da estaca. As principais conclusões destes autores são que o fator empírico ϵ é bastante variável e depende de calibração por provas de carga.

Zadroga e Gwizdala (1992) apresentam a calibração da fórmula dinâmica "Delmag" modificada, especificamente para algumas regiões da Polônia, com ajuste relativamente bom devido a um fator de correção empírico. Estes autores ressaltam que para outros universos geológico-geotécnicos, novas calibrações deverão ser efetuadas.

Danziger e Ferreira (2000) apresentam dados comparando resultados de capacidade de carga obtidos através da aplicação de dois programas de aplicação de equação da onda a perfis representativos do subsolo local com dados da aplicação da assim chamada fórmula dos Dinamarqueses às negas obtidas em estacas cravadas próximas às sondagens acima citadas. Os resultados foram um bom ajuste com coeficiente de Determinação elevado.

Nota-se que existe um número elevado de estudos sobre o assunto fórmulas dinâmicas, tendo em vista a facilidade de obtenção de dados e controle de campo. Nota-se também que as dispersões observadas são elevadas e que, aparentemente, as fórmulas dos dinamarqueses, Janbu e Hiley são as mais indicadas. A fórmula de Hiley apresenta uma série de complicadores, pois a quantidade de parâmetros é elevada, dificultando a sua aplicação prática.

O uso de fórmulas dinâmicas geralmente leva a resultados conservadores, quando aplicadas a estacas longas. Triantafyllidis (2001) e Wang e Swann (2001) relatam experiências neste sentido, com casos de estacas entre 43 m e 85 m, e propõe ajustes na fórmula de Hiley, adaptando-a para situações específicas.

4.4.2 Repique

Mais recentemente, o critério de "repique" vem sendo introduzido no nosso meio. O repique é a deformação elástica que a estaca sofre durante determinado golpe.

Conceitualmente, o uso do repique para determinação da capacidade de carga de uma estaca é a utilização da própria estaca como instrumento de medida de capacidade de carga, através de um modelo do tipo "mola", ou seja, a simples aplicação da Lei de Hooke ao elemento estrutural estaca.

A nomenclatura normalmente separa os comportamentos elástico e plástico da seguinte forma:

S = nega, deformação plástica permanente do solo;

C1 = deformação elástica do capacete, cepo e coxim;

C2 = deformação elástica da estaca;

C3 = deformação elástica do solo.

* a nomenclatura é similar àquela utilizada no caso da fórmula dinâmica de Hiley

Diversas foram e são as tentativas de registro do repique, sendo a mais comum aquela de simplesmente colar uma folha de papel à estaca e pressionar um lápis ou caneta contra este papel, apoiando-o em um anteparo fixo, durante a cravação. Desta forma se registra tanto a nega quanto o repique.

Equipamentos específicos desenvolvidos para a medida do repique visaram melhorar e aumentar a precisão destas medidas, inclusive ao longo do tempo, podendo-se citar, segundo Machado (1995) 3 tipos de equipamentos: eletro-ópticos, mecânicos e inerciais, ou sejam por meio de acelerômetro.

Sakimoto et al (1985) apresentaram equipamento eletro-óptico, denominado *Electro-Optical Displacement Meter – EOD Meter*, que basicamente funciona com o uso de uma câmera apontada para um alvo fixo à superfície estaca.

Exemplo típico dos medidores mecânicos são o RDD – Registrador Dinâmico de Deslocamento, conforme proposto por Aoki et al (1990) ou o repicômetro, desenvolvido pelo IPT, conforme Machado e Dionisi (1991).

Equipamentos que utilizam técnicas parecidas com o PDA, utilizado para aquisição de dados para aplicação dos métodos CASE e CAPWAP, também podem ser utilizados, sendo um exemplo o chamado de DPA (*Dynamic Piling Analyser*), que funciona através do registro da aceleração que ocorre no topo da estaca através de um acelerômetro (Machado, 1995).

É fundamental ressaltar que todos os métodos descritos acima não medem somente a compressão elástica da estaca (C2): na realidade, quando o topo da estaca indica determinado repique (K), uma parcela da deformação elástica ocorre abaixo da ponta da estaca (C3) e esta sofre, em parte, movimento de corpo rígido. Portanto, qualquer formulação que vise avaliar a compressão elástica da estaca, deverá ter subtraído do repique medido no topo da estaca, o valor da deformação elástica do solo (“quake” da ponta).

$$C2 = K - C3 \quad (4.16)$$

O valor de C3 é de difícil determinação e são necessários equipamentos ou técnicas não convencionais para obter este dado, existindo poucos dados práticos na bibliografia.

Em muitos casos, assume-se que $C3 = 2,5 \text{ mm}$ (Niyama et al, 1998). Entretanto, assumir um valor constante para C3 não parece razoável: este valor certamente varia em função do nível de solicitação e em função do tipo de solo. Imagine-se, por exemplo, que o solo na ponta da estaca seja constituído de uma argila mole a média, com baixa rigidez: certamente o comportamento da ponta da estaca será bastante diferente do que no caso de uma estaca com a ponta imersa em camada de areia muito compacta.

Souza Filho e Abreu (1990) efetuaram medidas através de um dispositivo especial que permitia a medição mecânica de C3 e propuseram os seguintes valores típicos, função do tipo de solo:

Tabela 4.21 – Valores de C3 em função do tipo de solo (Souza Filho e Abreu, 1990)

Tipo de Solo	C3 (mm)
Areias	0,0 a 2,5
Areias siltosas e siltes arenosos	2,5 a 5,0
Argilas siltosas e siltes argilosos	5,0 a 7,5
Argilas	7,5 a 10,0

Resultados neste sentido também foram encontrados por Gonçalves (1996) e Gonçalves et al (1998).

Além do tipo de solo, o nível de energia aplicado também deve afetar significativamente o valor de C3. A princípio, deveria até existir uma proporcionalidade, pois C3, por definição é um parâmetro elástico do solo sob a ponta da estaca, ou seja, o comportamento deste seria regido pela lei de Hooke. Desta forma, para solicitações pequenas, a deformação seria pequena e, no caso de solicitações maiores, as deformações seriam proporcionalmente maiores. Resultados que confirmam esta argumentação foram apresentados por Balech (2000) e Balech e Aoki (2000).

As formulações mais conhecidas são aquelas publicadas por Chellis e Uto (Aoki e Alonso, 1989):

Fórmula de Chellis:

$$RMX = (C2 A E) / L' \quad (4.17)$$

Onde A e E são respectivamente a área da seção transversal e o módulo de Elasticidade da estaca e L' a distância entre o topo da estaca e o centro de resistência à cravação ou comprimento “virtual” de cravação. Geralmente L' é representado como sendo:

$$L' = \alpha L \quad (4.18)$$

onde L é o comprimento da estaca e α é função da distribuição da resistência ao longo da estaca.

Rosa (2000) propõe o uso de $\alpha = 0,8$, quando não existem dados que possibilitem uma determinação ou estimativa mais precisa deste parâmetro. Especificamente para estacas flutuantes, ou seja, com resistência de ponta muito reduzida em relação ao atrito lateral, o valor de α deverá ser mais baixo.

Rosa (2000) também propõe uma modificação na fórmula de Chellis do seguinte tipo: substituir a variável $C2$ por uma constante κ , que depende do tipo de solo sob a ponta da estaca, e pelo repique elástico K , objetivando-se obter a deformação elástica da estaca a partir apenas do valor do repique, sem necessidade de atribuir valores a $C3$. Adicionalmente, Rosa (2000) propõe a introdução de um fator de correção Ω , para corrigir uma tendência de variação da capacidade de carga com o comprimento da estaca, detectada em suas análises.

$$C2 = \kappa K \quad (4.19)$$

$$\Omega = 0,03 l_c + 0,5 \quad (4.20)$$

e

$$RMX = (\Omega \kappa K A E) / \alpha l_c \quad (4.21)$$

Os valores mais adequados para κ obtidos na pesquisa foram:

Tabela 4.22 – valores de κ (Rosa, 2000)

Tipo de Solo	κ
Areia	0,8
Silte	0,7
Argila	0,7

Segundo Rosa (2000), os resultados da fórmula de Chellis modificada são bastante promissores, com redução significativa das dispersões associadas à aplicação do repique para determinação da capacidade de carga.

Fórmula de Uto:

$$RMX = A E K / e_0 L + N U L / e_f \quad (4.22)$$

Onde N é a média dos valores do SPT ao longo da estaca, U é o perímetro da estaca, e_0 e e_f são coeficientes de correção, definidos da seguinte forma:

$$e_0 = (1,5 W/P)^{1/3} \quad (4.23)$$

$$e_f = 2,5$$

Rosa (2000) fez avaliações da fórmula de Uto, de forma similar àquelas efetuadas para a fórmula de Chellis, sem, no entanto chegar a resultados muito promissores. Eventualmente, esta aparente dificuldade de ajuste está associada ao fato de que a fórmula de Uto foi desenvolvida para uma situação de mobilização total do atrito lateral. Nos dados utilizados por Rosa existe grande quantidade de resultados de RMX, nega e repique na mesma estaca, para energias crescentes. Uma aplicação da fórmula de Uto somente aos dados que efetivamente mobilizaram parcela maior do atrito lateral, por exemplo, somente ao último golpe de cada estaca, poderia levar a uma interpretação conceitualmente mais adequada.

Aoki e Alonso (1989) apresentam correlação bastante boa entre resultados de provas de carga estáticas em estacas realizadas em diversas localidades no Brasil e cálculos pelas fórmulas de Uto e Chellis, baseadas em medidas de repique.

Velloso (Niyama et al, 1998) publicou formulação bastante similar àquela apresentada por Chellis:

$$RMX = ((k - C3) A E) / \alpha L \quad (4.24)$$

Onde estes autores recomendam a adoção de $C3 = 2,5$ mm e α , na falta de dados mais precisos sobre a distribuição de carga entre a ponta da estaca e a resistência lateral, é assumido como sendo 0,7. Na realidade, o valor de α fixa o centro de cravação da estaca.

É importante citar que o em algumas situações nas quais os resultados de medida de repique são "bons", ou seja, os repiques são elevados, na realidade a estaca está quebrada, reforçando o conceito de que o acompanhamento de obra é uma atividade altamente dinâmica, com necessidade de verificações constantes de diversos parâmetros.

A associação entre repiques e provas de carga dinâmicas, conforme sugerido por Aoki e Cintra (1996) é bastante interessante: sugere-se uma "superfície resistente", definida como sendo a "... superfície que cada um dos elementos estruturais da fundação deve alcançar em profundidade para atender o valor da carga admissível de projeto, considerando sua interação com o maciço de solos.". Este tipo de abordagem cria uma superfície tridimensional *a posteriori* com os dados de controle, podendo-se, segundo os autores, durante a execução atuar no sentido de otimizar o projeto.

4.4.3 “Energy Approach” – Formulação pela Energia

A aproximação pela energia foi proposta originalmente por Paikowsky e Chernauskas (1992), como alternativa ao método CASE para aplicação imediata e cálculo de capacidade de carga na obra quando executado controle por instrumentação dinâmica, sem necessidade de processamentos tipo CAPWAP.

A aproximação pela energia foi desenvolvida originalmente para constituir alternativa ao método CASE, mas a sua formulação simples permite uma aplicação direta a resultados de medida de campo, sem necessidade de instrumentação dinâmica.

A formulação deste método foi baseada na seguinte equação:

$$W = R_u (S + Q/2) \quad (4.25)$$

onde W é o trabalho total do sistema, R_u é a resistência, S é a nega e Q é o repique.

Após algumas considerações e transformações apresentadas em Paikowsky e Chernauskas (1992), resulta a seguinte equação:

$$R_u = E_{\max} / (S + Q/2). \quad (4.26)$$

Paikowsky e Chernauskas (1992) relatam a aplicação da formulação a 14 casos de obra, com resultados de ajuste entre provas de carga estáticas e estimativas de capacidade de carga pela aproximação pela energia melhores que análises CAPWAP. Paikowsky e Stenersen (2000) mostram que a relação capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida por prova de carga estática utilizando-se a abordagem da energia apresenta variabilidade menor do que aquela se utilizando análises CAPWAP (coeficientes de variação 0,41 contra 0,45).

Para aplicação a obras sem disponibilidade de instrumentação dinâmica, a equação acima pode re-escrita da seguinte forma:

$$R_u = e \times H \times W / (S + Q/2) \quad (4.27)$$

A única variável cuja determinação direta não é possível das medidas diretas do campo é a eficiência “e” do martelo. Este dado precisa ser assumido ou estimado a partir de dados medidos para sistemas de cravação similares. Para os dados apresentados por Paikowsky e Chernauskas (1992), a variabilidade da eficiência é elevada, variando de 30 a 75 %. Esta variabilidade implica em uma relação de 1:2,5 entre capacidades de carga obtidas pela formulação. Entretanto, no caso de uma obra específica, são usados um ou mais martelos, cuja eficiência e a variabilidade desta eficiência poderiam ser medidos, diminuindo a incerteza associada ao método.

A figura abaixo mostra, para os dados publicados por Rosa (2000) a capacidade de carga estimada pela metodologia acima, comparada com a capacidade de carga estimada pelo método CASE.

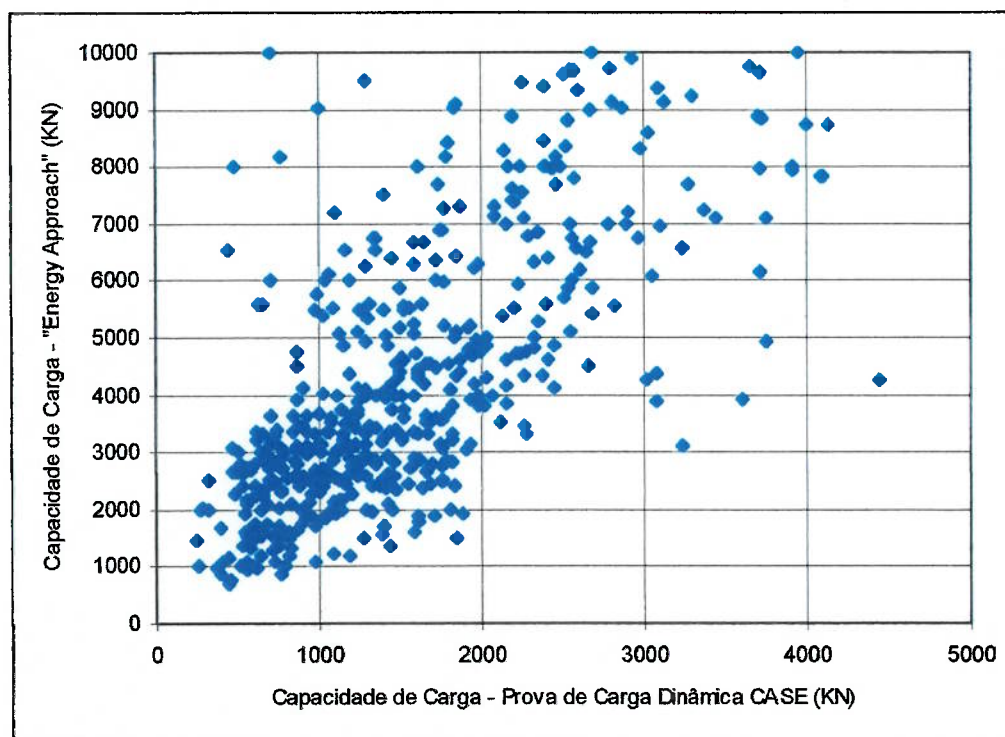


Figura 4.8 – Comparação entre análises CASE e pela aproximação pela energia

Nota-se que existe uma certa Determinação, mas a dispersão é bastante elevada.

A figura 4.9 abaixo mostra a distribuição de freqüências relativas da variável capacidade de carga calculada pela aproximação da energia / capacidade de carga estimada pelo método CASE. A variável capacidade de carga calculada / capacidade de carga observada pelo método CASE será denominada deste ponto em diante de K_{CASE} .

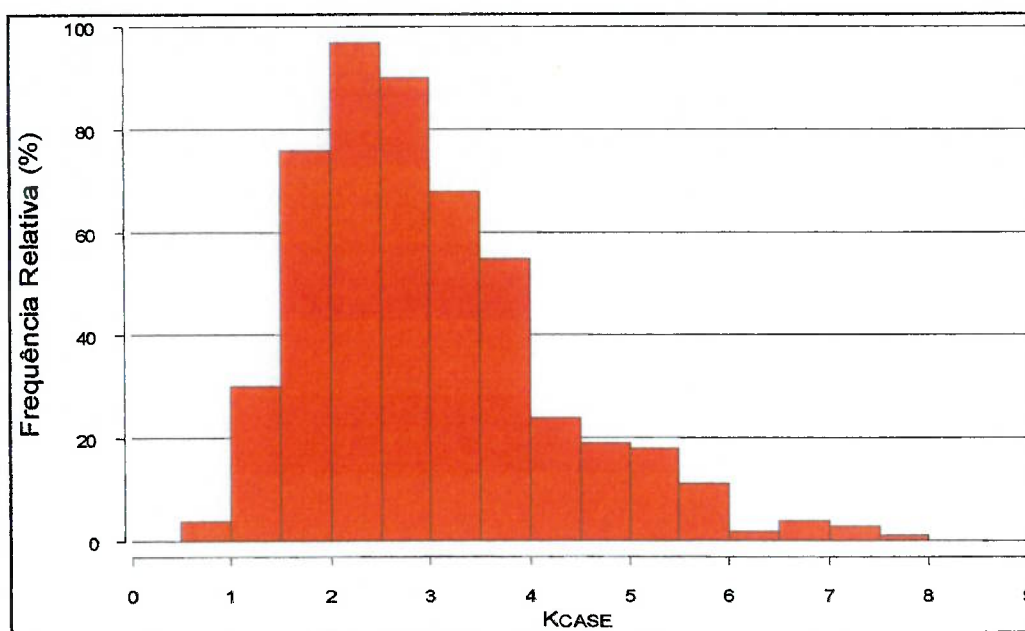


Figura 4.9 – Distribuição de frequência relativas de K_{CASE} para a metodologia “Energy Approach”

Nota-se que a dispersão da variável é relativamente grande. Interpreta-se que esta dispersão é desta ordem de grandeza em função da variabilidade da energia aplicada pelos martelos utilizados. Caso se medisse esta energia diretamente do ensaio, conforme proposto por Paikowsky e Chernauskas (1992), os resultados resultariam significativamente melhores.

4.5 Deformabilidade

Recalques de fundações, ao menos para situações ditas normais, não tem gerado muitas preocupações de projeto, especialmente no caso de estacas cravadas. Geralmente assume-se que um fator de segurança adequado já implica em recalques suficientemente reduzidos. No entanto, abordagens mais modernas, tanto em termos de modelagem de estruturas, quanto no seu dimensionamento, considerando estados limite, implicam em um conhecimento melhor da relação carga recalque das fundações.

Existem diversos métodos de previsão destes, sendo que geralmente são de três tipos (Poulos et al, 2001):

- métodos de transferência de carga;
- métodos baseados na teoria da Elasticidade;
- métodos numéricos (por exemplo, elementos finitos, diferenças finitas, etc.)

Não existe, *a priori*, método melhor ou pior, pois, como em qualquer análise, os resultados de qualquer método, embora possam ser diferentes em sua teoria, desde que sejam adotados parâmetros adequados, podem resultar similares entre si.

Outro aspecto importante a ser considerado neste tópico é a diferença de comportamento se considerados estacas isoladas ou estacas em grupo. As diferenças podem ser bastante grandes e a não consideração do efeito de grupo pode levar a erros grosseiros.

Poulos et al (2001) concluem em seu trabalho que para os cálculos de recalques de uma estaca isolada podem-se utilizar:

- soluções baseadas na teoria da Elasticidade;
- métodos de transferência de carga.

Estes autores desaconselham o uso de soluções baseadas na teoria do adensamento, pois não refletem o processo de transferência de carga.

Para grupos de estacas, recomendam o uso de:

- soluções baseadas na teoria da Elasticidade, com interação entre as diversas estacas;
- método da sapata equivalente;
- método da estaca equivalente.

Sendo que estes dois últimos métodos têm apresentado resultados bons para o recalque global, porém não permitem estimativa da distribuição dos recalques de cada estaca isolada.

Genevois (1991) apresenta estudo teórico, no qual avalia a influência da variabilidade do índice NSPT sobre recalques calculados a partir da teoria da Elasticidade, porém sem apresentar dados práticos, o que na realidade consiste de um dos maiores problemas para uma análise consistente. A instrumentação de protótipos consistiria da melhor forma para conhecer o comportamento de curto e longo prazo de estacas, no que diz respeito a recalques.

A figura abaixo mostra os resultados adimensionais de 24 provas de carga com indícios claros de ruptura geotécnica das estacas, com diâmetros entre 0,15 m e 0,6 m. Note-se que a carga de ruptura foi calculada pela aplicação de 8 critérios de ruptura diferentes, sendo que o gráfico apresenta o valor da carga adimensionalizada pela carga de ruptura. Os métodos de cálculo da capacidade de carga utilizados foram: Davissson, Chin, De Beer, Brinch Hansen 80%, Brinch Hansen 90%, Mazurkiewicz, Van der Veen (Fellenius, 1980) e Massad (Massad, 1986).

Os recalques foram adimensionais utilizando-se o diâmetro da estaca.

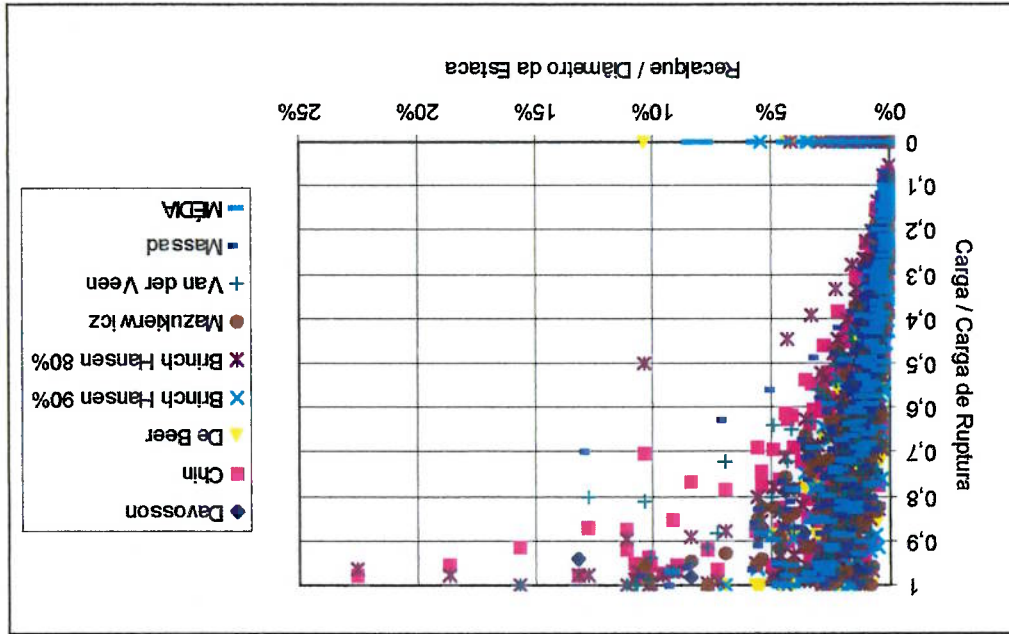


Figura 4.10 – Curvas Carga x recalque adimensionais de 24 provas de carga estáticas

A figura acima permite visualizar que não existe um padrão de comportamento uniforme. Entretanto é possível visualizar que, com poucas exceções, até 80% da carga de ruptura os recalques são inferiores a 5 % do diâmetro da estaca.

Análises deste tipo poderiam vir a delimitar universos e critérios, do tipo para cargas inferiores de X % da carga da ruptura, os recalques serão sempre inferiores a Y % do diâmetro da estaca. O projetista, desta forma poderia optar pela necessidade ou não de proceder a uma análise que inclua ou não uma avaliação dos recalques.

4.6 Abordagem Probabilista - Conceituação

Em todas as áreas da engenharia civil existe sempre um certo grau de incerteza associada aos fenômenos físicos. A medida de qualquer grandeza, seja ela vazão em uma tubulação, seja ela a resistência ao cisalhamento de um solo, quando executada mais que uma vez, implica em variações, mesmo que as condições de execução das medidas sejam aparentemente as mesmas (Benjamin & Cornell, 1970).

No capítulo 3 os métodos probabilistas já foram conceituados. Não é escopo deste trabalho modificar os resultados consagrados e apresentados, por exemplo, por Maranha das Neves (1994) ou Oliveira (1998). Resumidamente, estes autores apresentam a seguinte dedução:

Seja R a resistência de uma estrutura e S os efeitos das ações a que a estrutura poderá ser submetida. Tanto R quanto S são variáveis aleatórias com funções de densidade de probabilidade próprias e a estrutura qualquer sistema físico e não somente no sentido restrito da engenharia de estruturas.

A subtração da segunda da primeira permite a obtenção de uma terceira função densidade de probabilidade $Z = R - S$, que nada mais é do que a função estado limite correspondente ao modo de ruptura em análise. A probabilidade de ruptura, ou seja, de S ultrapassar R é dada por:

$$P_f = P [R-S \leq 0] = P [Z \leq 0] \quad (4.28)$$

Uma forma de medir a *confiabilidade* / segurança da estrutura é a introdução do índice β , que nada mais é do que a distância do valor médio de Z , m_Z , medido em número de desvios padrões σ_Z , ou seja:

$$m_Z - \beta \times \sigma_Z = 0 \quad (4.29)$$

ou

$$\beta = m_Z / \sigma_Z \text{ e, como } m_Z = m_R - m_S$$

$$\beta = (m_R - m_S) / \sigma_Z$$

Note-se que o coeficiente de segurança global é definido por:

$$F = m_R / m_S \quad (4.30)$$

A expressão do coeficiente de segurança global é, como pode ser visto, determinista, ao contrário da conceituação de segurança que utiliza β , na qual a variabilidade, tanto das ações quanto das resistências é considerada.

Em geral, R e S são constituídas geralmente por um conjunto de variáveis básicas $X_1, X_2, X_3, \dots, X_N$, constituindo um espaço de N dimensões.

Z é função de todas as variáveis aleatórias significativas:

$$Z = g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_N) \quad (4.31)$$

Onde $x_1, x_2, x_3, \dots, x_N$ são as coordenadas de um determinado ponto x .

$$P_f = P [z \leq 0] = P [g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_N) \leq 0] \quad (4.32)$$

Quando o número de variáveis básicas é reduzido, é possível resolver a equação acima de forma direta. Imagine-se, por exemplo, o caso de um aterro apoiado em uma argila mole, na qual a única variável aleatória de resistência seria a resistência não drenada S_u , e a única variável aleatória de ação seria um único tipo de ação, por exemplo, o peso próprio de um aterro.

Graficamente, a equação acima poderia ser representada da seguinte forma:

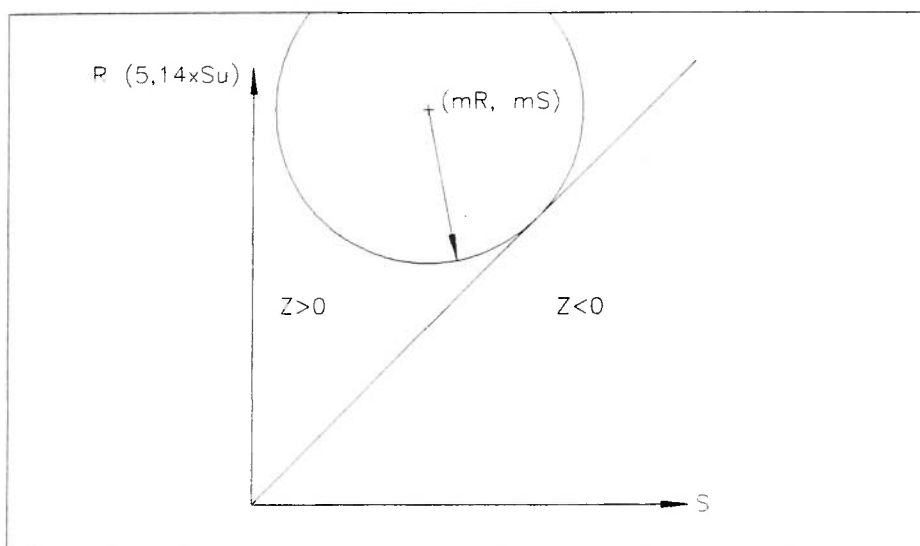


Figura 4.11 – Representação gráfica da segurança contra ruína de um aterro sobre solo mole coesivo

Note-se que para que a distância entre a reta que representa o estado limite e o ponto de coordenadas $(m_R$ e $m_S)$, as unidades de R e S possa ser interpretada diretamente como o valor β deverão ser ajustadas tal que o comprimento que representa um desvio padrão em um (R ou S) seja igual ao comprimento que representa um desvio padrão no outro (S ou R).

Quando o número de variáveis básicas é maior, a técnica direta apresentada acima não é passível de uso. Nestes casos, pode-se utilizar o método do segundo momento de primeira ordem, designação esta baseada no fato de se incorporar a variância (primeiro momento = média, segundo momento = variância) e aproximar Z através de uma expansão em série de Taylor, desprezando-se os termos de ordem superior a 2 (primeira ordem). Segundo Maranha das Neves (1994), o método na sua formulação original tinha o inconveniente de a posição da aproximação da superfície de estado limite varia, dependendo da forma de expressar Z .

Posteriormente foi desenvolvido o chamado método do segundo momento de primeira ordem avançado, descrito de forma resumida abaixo. Em Maranha das Neves (1994) e Oliveira (1998) está apresentada a dedução completa deste método.

Na engenharia de fundações, a capacidade de carga e o comportamento carga - recalque de uma estaca dependem essencialmente do maciço no qual está imersa e de sua interação com este, tendo como limite superior a resistência de seu material constituinte (aço, concreto, madeira, etc.). Portanto, quanto maior o conhecimento a respeito do maciço e de sua interação com a estaca, menor será a incerteza sobre a forma como interage com esta e, conseqüentemente, a capacidade de carga.

A condição limite para o conhecimento da interação do maciço com a estaca é a execução de uma prova de carga estática, o que implicaria, em uma obra, uma prova de carga em cada estaca, na qual efetivamente se mede a capacidade de carga destas. Porém, para os casos de obras rotineiras, esta hipótese é inviável. Parte-se então para metodologias de previsão do comportamento das estacas e se aceita variabilidades associadas, conforme já descritas anteriormente.

Na prática, as principais grandezas do maciço que afetam o comportamento de estacas são:

- estratigrafia do subsolo;
- estado de tensões do subsolo;

- efeitos de instalação das estacas.

As previsões de comportamento são afetadas por:

- incertezas associadas aos ensaios;
- incertezas associadas aos métodos de cálculo e suas simplificações.

Exemplo hipotético interessante foi apresentado por Cherubini et al (1991), no caso para fundações rasas. O estudo apresentado visa avaliar a capacidade de carga, função das variáveis c' e ϕ' . As funções de distribuição dos valores são assumidas como sendo normais e os valores são gerados por um modelo do tipo Montes Carlo. A partir das simulações de um certo número de valores, são construídas curvas de distribuição de valores de capacidade de carga e comparados com capacidades de carga calculadas deterministicamente.

- Para projetar utilizando-se uma abordagem probabilista conforme proposto, o objetivo seria, a partir de cálculos de previsão obter uma estimativa da capacidade de carga, caracterizada por uma função de distribuição de probabilidades, ou uma média e um desvio padrão. Esta função pode ser obtida diretamente da comparação entre dados de previsão e provas de carga, definindo uma relação.

Em seguida, através de, por exemplo, controles com provas de carga, métodos de controle, etc., diminuir-se-ia a variabilidade, possibilitando previsões mais precisas. A figura abaixo visa mostrar esquematicamente o descrito acima:

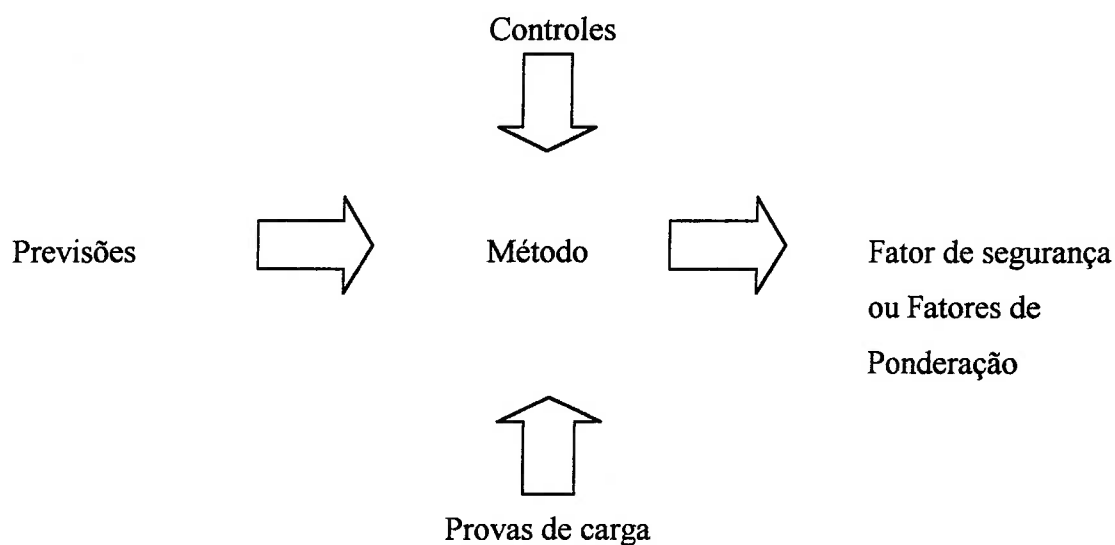


Figura 4.12 – Representação esquemática da metodologia proposta.

Atualmente, a maioria das normas prevê fatores de segurança associados somente a previsões, em alguns casos incluindo Provas de Carga. Porém não existem quantificações de como incluir a informação acerca da influência da execução de um controle de campo, como nega ou repique, por exemplo.

Uma forma simples de abordar este problema, seria através da definição clássica de independência de eventos (Benjamin e Cornell, 1970):

$$P[A \cap B] = P[A] \times P[B] \quad (4.33)$$

Em palavras, desde que os eventos A e B sejam mutualmente independentes, a probabilidade conjunta dos dois eventos é a multiplicação da probabilidade de cada um. Este teorema é conhecido como a regra da multiplicação.

No caso específico, uma aplicação prática poderia ser, sabendo-se, por um lado, as distribuições de probabilidades de previsão de capacidade de carga e metodologias de controle e, por outro lado, impondo uma probabilidade de ruína, o cálculo dos valores limite para a previsão de capacidade de carga e as metodologias de controle.

Imagine-se que sejam conhecidas as funções densidade de probabilidade de previsão de capacidade de carga, $f_x(x)$, capacidade de carga calculada pela nega, $g_x(x)$, e capacidade de carga calculada pelo repique $h_x(x)$.

Por definição:

$$P[x_1 < X < x_2] = \int_{x_1}^{x_2} f_x(x) dx \quad (4.34)$$

Pelo teorema da multiplicação, é possível calcular a probabilidade de ocorrência de valores menores que determinado valor limite X_1 :

$$P[X_1 \cap X_1 \cap X_1] = P[X_1] \times P[X_1] \times P[X_1] = \int_0^{x_1} f_x(x) dx \times \int_0^{x_1} g_x(x) dx \times \int_0^{x_1} h_x(x) dx \quad (4.35)$$

Conhecendo-se $f_x(x)$, $g_x(x)$ e $h_x(x)$, é possível calcular X_1 , dada a probabilidade aceitável de ocorrência de valores menores.

Entretanto, a hipótese de independência precisaria ser comprovada.

Outra dificuldade é, obviamente, a determinação das funções densidade de probabilidade $f_x(x)$, $g_x(x)$ e $h_x(x)$, *a priori*.

Trabalhos no sentido de incorporar informações de controle também foram propostos por Kay (1976, 1977), Baecher e Rackwitz (1982) e Vrouwenvelder (1992). Todos estes autores propõe o uso de modelos *bayesianos* que permitem “melhorar” estimativas, utilizando informações de controle, tais como provas de carga. Entretanto, estas três metodologias sempre consideram as vantagens de um controle *a posteriori*, o que, para projetos, tem valor limitado. Em um projeto, a definição do estaqueamento geralmente ocorre *a priori*, baseado em investigações geotécnicas, dados bibliográficos, experiência prévia, sem cravação de estacas de fato. Nestes

casos, não seria aceitável modificar a carga admissível nas estacas durante a execução da obra, a não ser em condições especiais.

De maneira resumida, o Teorema de Bayes permite, dada uma distribuição de probabilidade *anterior*, $P'[\theta_i]$, a partir da observação de novos dados, obter uma distribuição *posterior*, $P''[\theta_i]$.

A dedução do Teorema de Bayes é efetuada da seguinte forma (Benjamin e Cornell, 1970):

$$P[\theta_i | z_k] P[z_k] = P[z_k | \theta_i] P[\theta_i] \quad (4.36)$$

$P[z_k | \theta_i]$ é a probabilidade de que o resultado de determinado ensaio / experimento seja z_k , dado θ_i .

Em palavras, a probabilidade de ocorrência de θ_i , dado z_k , multiplicada pela probabilidade de ocorrência de z_k , é igual à probabilidade de ocorrência de z_k , dado θ_i , multiplicada pela probabilidade de ocorrência de θ_i .

$P[\theta_i | z_k]$ é a probabilidade de que o valor real seja θ_i , dado que o resultado de determinado ensaio / experimento tenha sido z_k , ou seja, $P[\theta_i | z_k]$ é a distribuição posterior.

Rearranjando, resulta:

$$P[\theta_i | z_k] = P[z_k | \theta_i] P[\theta_i] / P[z_k]$$

E, substituindo $P[z_k]$:

$$P[\theta_i | z_k] = (P[z_k | \theta_i] P[\theta_i]) / (\sum P[z_k | \theta_j] P[\theta_j])$$

Como $P[\theta_i | z_k] = P''[\theta_i]$ e $P[\theta_i] = P'[\theta_i]$, resulta:

$$P''[\theta_i] = (P[z_k | \theta_i] P'[\theta_i]) / (\sum P[z_k | \theta_j] P'[\theta_j]) \quad (4.37)$$

Ou,

$$P''[\theta_i] = N P[z_k | \theta_i] P'[\theta_i]$$

Onde N é uma constante de normalização = $1 / (\sum P[z_k | \theta_j] P'[\theta_j])$

Em palavras, o Teorema de Bayes pode ser descrito da seguinte forma: a probabilidade posterior de ocorrência de θ , dado o resultado de ensaio ou experimento z_k , é proporcional à probabilidade de ocorrência de z_k , dada a ocorrência de θ , multiplicado pela probabilidade anterior de ocorrência de θ .

A probabilidade de ocorrência de z_k , dada a ocorrência de θ , está associada à função de verosimilhança – “likelihood function”.

A forma mais simples de se visualizar o Teorema de Bayes acima é através de um exemplo ilustrativo: imagine-se que um determinado projetista estime a capacidade de carga de um estaqueamento como tendo a seguinte distribuição de probabilidades:

1000 KN – probabilidade de 30 %

1200 KN – probabilidade de 50 %

1500 KN – probabilidade de 20 %

O projetista também sabe que a técnica de execução de um teste de verificação é imprecisa e que as probabilidades associadas às diversas medidas são distribuídas da seguinte forma:

Tabela 4.23 – probabilidades associadas às medidas

Medida	Capacidade de Carga Real		
	1000 (KN)	1200 (KN)	1500 (KN)
1000 (KN)	0,7	0,2	0
1200 (KN)	0,3	0,6	0,3
1500 (KN)	0	0,2	0,7

Ou seja, a probabilidade de que se medindo uma capacidade de carga de 1200 KN a capacidade de carga seja realmente 1200 KN é de 60%.

A tabela acima resume os valores de $P[z_k | \theta_i]$, onde z_k é a medida do ensaio e θ_i é determinada capacidade de carga.

Ao se executar um ensaio e o resultado z_k for 1000 KN, a probabilidade de que a capacidade de carga da estaca seja realmente 1000 KN (θ_i) é dada pela distribuição de probabilidades anterior das probabilidades de θ_i , ou seja, 30%, multiplicada pela probabilidade de que a capacidade de carga seja realmente 1000 KN, dada o resultado de ensaio, conforme a tabela acima, normalizados por uma constante.

Em números:

$P[1000 | \text{resultado do ensaio}] = 0,3 \times 0,7 \times 1/(0,3 \times 0,7 + 0,5 \times 0,2 + 0,2 \times 0) = 0,677$
 , ou seja, dado que o resultado do ensaio tenha sido 1000 KN, a probabilidade de que a capacidade de carga seja realmente 1000 KN, passa de 30 % (anterior), para 68% (posterior).

A probabilidade de que a capacidade de carga seja 1200 ou 1500 KN, dado o resultado do ensaio ter sido 1000 KN, pode ser calculada da mesma forma:

$P[1200 | \text{resultado do ensaio}] = 0,5 \times 0,2 \times 1/(0,3 \times 0,7 + 0,5 \times 0,2 + 0,2 \times 0) = 0,323$

$$P[1500 \mid \text{resultado do ensaio}] = 0,2 \times 0 \times 1 / (0,3 \times 0,7 + 0,5 \times 0,2 + 0,2 \times 0) = 0$$

O teorema de Bayes é uma forma de combinar racionalmente informações anteriores com medições, para gerar distribuições de probabilidades posteriores.

Novamente, a metodologia aplicada acima é pouco aplicável a projetos rotineiros. Alterar *a posteriori* as probabilidades de ruína de uma estrutura, a não ser em condições especiais, não é aceitável.

Portanto, estas metodologias somente são aplicáveis quando aplicadas integralmente antes das decisões finais de projeto, por exemplo, da seguinte forma: faz-se uma previsão por determinado método. É necessário conhecer as distribuições de probabilidades associadas a este método e, por exemplo, a uma metodologia de controle (nega ou repique). De posse destes dados, assume-se que como distribuição anterior aquela associada ao método de previsão, adiciona-se as informações de controle, para obter a distribuição posterior, mais precisa que a anterior.

4.6.1 Metodologia Proposta por Kay

Kay (1976, 1977) propõe uma metodologia de, com o uso de sucessivas provas de carga, reduzir o coeficiente de segurança gradativamente, pois incertezas relativas às previsões são reduzidas / eliminadas. Os dois artigos publicados por este autor são baseados nos mesmos princípios teóricos, sendo a diferença fundamental a aplicação, em um caso, a solos arenosos e, no outro caso, a solos argilosos.

O método proposto consiste basicamente da aplicação do Teorema de Bayes, assumindo a previsão da capacidade de carga, através de algum método, como distribuição anterior e, a execução de provas de carga, como resultado de um experimento, que possibilita a determinação de uma distribuição posterior, atualizada e ajustada pelo resultado da prova de carga. Existem, segundo este autor, duas fontes que introduzem incerteza nas previsões de capacidade de carga: o método de

previsão propriamente dito e, além disso, a variabilidade associada local da obra, ou seja, em uma mesma obra com características potencialmente semelhantes, ocorrem variações na capacidade de carga.

Kay fez análises de uma série de obras nas quais foram executadas várias provas de carga para determinação da distribuição de capacidades de carga dentro de uma mesma obra, chegando à conclusão que a forma da distribuição seria melhor representada por uma distribuição log-normal e propondo que o desvio padrão desta distribuição log-normal, representativo da variabilidade dentro de uma mesma obra, poderia ser assumido como sendo 0,12. Note-se que um desvio padrão constante de distribuições log-normais implica em um coeficiente de variação aproximadamente constante de uma distribuição normal. Langejan (1965) relata de maneira mais geral que parâmetros associados à mecânica dos solos não devem ser representados utilizando distribuições normais, sugerindo, na mesma linha que Kay, utilização de distribuições log-normais. A argumentação é essencialmente baseada na limitação teórica de que não podem ocorrer valores negativos para a maioria dos parâmetros geomecânicos.

Em seguida, Kay chegou à conclusão de que a relação Capacidade de Carga Real (Prova de Carga) / Previsão de Capacidade de Carga também é melhor representada por uma distribuição log-normal, chegando a propor, para diversos métodos, qual seria o desvio padrão da distribuição log-normal típico associado a cada um destes métodos.

Mostra-se também que, dado um desvio padrão anterior e o desvio padrão dentro da mesma obra, é possível obter o fator de segurança para 0, 1, 2 ou n provas de cargas, em termos do índice de confiabilidade, β .

O Teorema de Bayes permite a consideração formal de provas de carga e sua influência sobre a distribuição anterior.

Assumindo a capacidade de carga da estaca como sendo q , a distribuição real de capacidade de carga é $f_q(q)$ (com média μ_q e desvio padrão σ_q), e a distribuição anterior de μ_q é $f'_\mu(\mu_q)$, então, depois da execução de uma prova de carga com resultado q_i , a distribuição posterior $f''_\mu(\mu_q)$ é dada por:

$$f''_\mu(\mu_q) = (L[q_i | \mu_q] f'_\mu(\mu_q)) / (\int L[q_i | \mu_q] f'_\mu(\mu_q) d\mu_q) \quad (4.38)$$

onde $L[q_i | \mu_q]$ é a probabilidade de que q_i ocorra, dado que μ_q . Assumindo algumas considerações sobre a forma de $f_\mu(\mu_q)$ e $f'_\mu(\mu_q)$, $f''_\mu(\mu_q)$ pode ser determinada por técnicas numéricas.

Considerando-se a estimativa inicial que envolve a incerteza representada pelos dados históricos levantados, a média de capacidade de carga estimada é dada por:

$$\mu'_{iq} = m_r q_p \quad (4.39)$$

onde m_r é a média da razão entre valores medidos e previstos de capacidade de carga e q_p é a previsão da capacidade de carga.

O desvio padrão do logaritmo da capacidade de carga σ'_{iq} é:

$$\sigma'_{iq} = S_{lr}$$

onde S_{lr} é o valor fornecido pelos dados históricos levantados.

A média da distribuição normal associada ao logaritmo da razão, μ'_{iq} é dada por:

$$\mu'_{iq} = \log \mu'_{iq} - \sigma'^2_{iq} (\ln 10)/2 \quad (4.40)$$

Os parâmetros estatísticos da distribuição anterior são:

$$m'_{\mu_{iq}} = \mu_{iq} \quad (4.41)$$

$$S'_{\mu_{lq}}{}^2 = \sigma'_{lq}{}^2 - \sigma_{lq}{}^2 \quad (4.42)$$

Onde σ_{lq} é o desvio padrão associado à variabilidade dos logaritmos da capacidade de carga no interior de uma mesma obra, assumido como sendo 0,12, baseado em dados históricos.

De acordo com o teorema de Bayes, se a distribuição de probabilidades é $f_{lq}(\log q)$, $N(\mu_{lq}, \sigma_{lq})$, e a anterior é $f'_{lq}(\mu_{lq})$, $N(m'_{lq}, S'_{\mu_{lq}})$, então a distribuição posterior, $f''_{lq}(\mu_{lq})$, depois da execução da prova de carga com resultado q_i , convertido para $\log q_i$, resulta:

$$f''_{\mu_{lq}}(\mu_{lq}) = (L[\log q_i | \mu_{lq}] f'_{\mu_{lq}}(\mu_{lq})) / (\int L[\log q_i | \mu_{lq}] f'_{\mu_{lq}}(\mu_{lq}) d\mu_{lq}) \quad (4.43)$$

onde $f''_{\mu_{lq}}(\mu_{lq})$ tem distribuição normal com os seguintes parâmetros:

$$m''_{\mu_{lq}} = (m'_{\mu_{lq}} \sigma_{lq}{}^2 + \log q_i S'_{\mu_{lq}}{}^2) / (\sigma_{lq}{}^2 + S'_{\mu_{lq}}{}^2) \quad (4.44)$$

e

$$S''_{\mu_{lq}}{}^2 = (\sigma_{lq}{}^2 S'_{\mu_{lq}}{}^2) / (\sigma_{lq}{}^2 + S'_{\mu_{lq}}{}^2) \quad (4.45)$$

Os novos parâmetros representativos para a obra são:

$$\mu'_{lq} = m''_{\mu_{lq}}$$

$$\sigma'_{lq} = (S''_{\mu_{lq}}{}^2 + \sigma_{lq}{}^2)^{1/2}$$

É importante lembrar que σ_{lq} é assumido como valor constante = 0.12 e que equivale à variabilidade dentro da obra.

Em termos de valores práticos, é importante a transformação do logaritmo da carga média para a carga média:

$$A = \mu'_{lq} + \sigma'_{lq}{}^2 (\ln 10)/2$$

$$e \mu_q = 10^A$$

Kay sugere que não teria sentido transformar o desvio padrão posterior da distribuição logarítmica para o desvio padrão de uma distribuição normal. Muito mais simples e lógico seria utilizar o índice de confiabilidade β para relacionar o valor médio à carga de projeto a ser adotada, ou seja, calcula-se o valor de m''_{lq} , que nada mais é do que o novo valor do logaritmo da carga média, e subtrai-se deste valor β vezes o valor de σ'_{lq} , que é o desvio padrão da nova distribuição de carga. Em seguida calcula-se a carga de projeto de forma similar ao proposto acima, substituindo-se o valor de m''_{lq} pelo valor do logaritmo da carga de projeto, e não média. Outro caminho seria aplicar diretamente um dos coeficientes de segurança tabelados por Kay.

A título de ilustração, segue um exemplo de aplicação do método:

Imagine-se uma obra na qual se efetuaram previsões de capacidade de carga média de 990 KN, baseadas no índice SPT, pelas formulações propostas por Meyerhof. Segundo Kay (1976), S_r deste método é da ordem de 0,22. É dado ainda que, por hipótese de projeto, $\beta = 3$.

Caso não sejam realizadas provas de carga, o valor de $\beta = 3$ levaria à seguinte carga de projeto:

$$\mu'_{lq} = \log \mu'_q - \sigma'_{lq}{}^2 (\ln 10)/2 = 2,94$$

$$\text{Logaritmo da carga de projeto} = 2,94 - \beta \sigma'_{lq} = 2,28$$

E, transformando para valores de carga:

$$\text{Carga de Projeto} = 10^{2,28} = 190 \text{ KN}$$

Note-se que, Kay (1976) apresenta tabela na qual o fator de segurança correspondente a $\beta = 3$, sem provas de carga, é 5,2, ou seja, $990 / 5,2 = 190 \text{ KN}$.

Para o caso de se realizar 1 prova de carga com resultado igual a 750 KN, resulta:

$$m'_{\mu_{lq}} = \mu_{lq} = 2,94$$

$$S'_{\mu_{lq}}{}^2 = \sigma'_{lq}{}^2 - \sigma_{lq}{}^2 = 0,22^2 - 0,12^2 = 0,034$$

$$m''_{\mu_{lq}} = (m'_{\mu_{lq}} \sigma_{lq}{}^2 + \log q_i S'_{\mu_{lq}}{}^2) / (\sigma_{lq}{}^2 + S'_{\mu_{lq}}{}^2) = (2,94 \times 0,12^2 + \log 750 \times 0,034) / (0,12^2 + 0,034) = 2,894$$

$$S''_{\mu_{lq}}{}^2 = (\sigma_{lq}{}^2 S'_{\mu_{lq}}{}^2) / (\sigma_{lq}{}^2 + S'_{\mu_{lq}}{}^2) = (0,12^2 \times 0,034) / (0,12^2 + 0,034) = 0,0101$$

$$\sigma'_{lq} = (S''_{\mu_{lq}}{}^2 + \sigma_{lq}{}^2)^{1/2} = (0,0101 + 0,12^2)^{1/2} = 0,157$$

A nova carga de projeto resulta:

$$Q_p = 10^{2,894 - 3 \times 0,157} = 265 \text{ KN}$$

O novo valor médio de capacidade de carga resulta:

$$A = \mu'_{lq} + \sigma'_{lq}{}^2 (\ln 10)/2 = 2,894 + 0,0156^2 (\ln 10)/2 = 2,922$$

$$e \mu_q = 10^A = 836 \text{ KN}$$

Aplicando-se a este valor o coeficiente de segurança proposto por Kay, para 1 prova de carga, resulta:

$Q_p = 836 / 3.2 = 261$ KN (a diferença de 2% em relação ao valor calculado diretamente está associada às aproximações efetuadas ao longo dos cálculos).

No método proposto por Kay (1976, 1977) existem algumas hipóteses discutíveis: Kay assume que, independente do tipo de obra, do tipo de subsolo, do tipo de estaca, etc., a variabilidade ao longo da obra pode ser representada por um valor único de desvio padrão, 0,12, em termos de distribuição log-normal. O próprio Kay ressalta que mais investigações são necessárias para ajustar melhor este valor.

Outra hipótese que precisa ser avaliada criteriosamente, diz respeito à imposição de que a cada método de previsão estaria associado um único valor representativo da sua variabilidade. Novamente, tipo de subsolo, tipo de estaca, entre outros fatores, devem afetar este valor.

4.6.2 Avanços Propostos por Baecher e Rackwitz (1982)

O trabalho original proposto por Kay foi posteriormente utilizado como ponto de partida para os estudos de Baecher e Rackwitz (1982) que avaliaram com mais dados a variabilidade dentro da mesma obra e modificaram a abordagem dada inicialmente, mas mantendo o teorema de Bayes como principal ferramenta. Ou seja:

$$f^*(\theta|D,z) \propto f^*(\theta|D) L(z|\theta) \quad (4.46)$$

em palavras, a distribuição posterior dos parâmetros θ , dados D e z , onde D são os dados históricos e z as observações novas, f^* , é proporcional à distribuição anterior de θ , dados os dados históricos D , multiplicada pela função de verossemelhança L de z , dados os parâmetros θ .

A função densidade de probabilidades de previsão de novas observações y é dada por:

$$f(y|D, z) = \int_{\theta} (f(y|\theta) f'(\theta|D, z)) d\theta \quad (4.47)$$

Conceitualmente, parte-se, de forma similar àquela proposta por Kay (1976, 1977), de uma função densidade de probabilidades anterior, baseada em dados históricos, da capacidade de carga, e de uma variabilidade da capacidade de carga, dentro da mesma obra.

A variabilidade dentro da mesma obra é assumida como sendo também uma variável aleatória, com uma distribuição do tipo gamma. É importante lembrar que Kay assumiu a variabilidade dentro da mesma obra como sendo um valor fixo, determinista. A escolha de uma distribuição tipo gamma não foi por motivos de um melhor ajuste aos dados medidos, mas por apresentar facilidades de manipulação matemática. Para determinação dos parâmetros da distribuição foram utilizados os dados de Kay e mais uma série de dados históricos sobre a variabilidade no interior da mesma obra.

A função de verossemelhança $L(z|\theta)$, no caso específico $L(R|\mu, \sigma)$, é assumida como sendo normal, o que, segundo Benjamin e Cornell, 1970, é bastante razoável. Por razões de conveniência matemática, a função densidade de probabilidades anterior $f'(\theta|D)$ é assumida como sendo Normal Gamma invertida, pois este tipo de distribuição, quando multiplicada por uma função do tipo normal, resulta novamente em uma função do tipo Normal Gamma invertida.

Definindo a precisão da variabilidade de carga no interior de uma mesma obra como sendo o inverso da variância ($h = 1/\sigma^2$), a distribuição anterior de μ e h é assumida sendo Normal Gamma invertida (a distribuição de R é normal e a distribuição de σ^2 é Gamma, ou seja, a distribuição de h é Gamma invertida).

A distribuição anterior de μ e h é dada por:

$$f'(\mu, h) \propto \exp(-1/2 h n' (\mu - \mu')^2) \exp(-1/2 h v' v') h^{1/2(v'-1)} \quad (4.48)$$

onde:

n' = tamanho equivalente da amostra anterior para a média de R;

μ' = valor esperado anterior da média de R;

v' = graus de liberdade anterior da precisão h;

v' = parâmetro de locação anterior da distribuição de h.

Note-se que v' não é necessariamente igual a $(n'-1)$.

Dado uma nova amostra de observações $r = (r_1, r_2, \dots, r_n)$, por exemplo, os resultados de uma série de provas de carga:

$$\bar{r}_{\text{médio}} = 1/n \sum r_i \quad (4.49)$$

$$s^2 = 1/v \sum (r_i - \bar{r}_{\text{médio}})^2 \quad (4.50)$$

$$\text{onde } v = n-1 \quad (4.51)$$

A função densidade de probabilidade posterior de μ e h é calculada através da equação 4.48 acima:

$$f''(\mu, h|r) \propto h^{1/2} \exp [(-1/2 h n'' (\mu - \mu'')^2)] h^{1/2(v''-1)} \exp (-1/2 h v'' v'') \quad (4.52)$$

onde:

$$n'' = n + n' \quad (4.53)$$

$$\mu'' = (n \bar{r}_{\text{médio}} + n' \mu')/n'' \quad (4.54)$$

$$v'' = n + v' \quad (4.55)$$

$$v'' v'' = v' v' + (n-1)s^2 + n' \mu'^2 + n \bar{r}_{\text{médio}}^2 - n'' \mu''^2 \quad (4.56)$$

A função preditiva de r é deduzida como sendo:

$$f(r|r) = \propto [1 + H / v'' (r - \mu'')]^{-1/2(v'' - 1)} \quad (4.57)$$

que é uma distribuição t de Student com v'' graus de liberdade e parâmetros μ'' e:

$$H = n'' / (n'' + 1)v'' \quad (4.58)$$

A média e a variância da previsão r são:

$$E[r|r] = \mu'' \quad (4.28)$$

$$V[r|r] = (H^{-1} v'') / (v'' - 2) \quad (4.60)$$

Para determinação de n' , o tamanho equivalente da amostra da distribuição anterior do valor médio μ' , faz-se uso de um artifício matemático. A distribuição anterior combina incertezas no valor médio e na variabilidade dentro da obra e pode ser encarada como uma distribuição preditiva anterior à execução de qualquer prova de carga. Portanto, dada a distribuição anterior Normal gamma invertida, a distribuição anterior global deve ser do tipo t de Student, com parâmetros μ' , v' e $H = n' / [(n' + 1)v']$, com variância:

$$V[r] = (H^{-1} v') / (v' - 2) \quad (4.61)$$

Rearranjando:

$$n' = (v' v') / [(v' v') - V[r] (v' - 2)]$$

Lembrando que v' , v' e $V[r]$ são dados de entrada das distribuições anteriores.

Esta facilidade matemática traz o inconveniente de que, dependendo da combinação de valores, n' pode resultar negativo, o que fisicamente não faz sentido. Por outro lado, as condições que levam a n' negativo são indício de imprecisão dos dados, pois significam que a variabilidade ‘intra-site’ é maior do que global, associada ao método, o que não faz sentido.

Finalmente, para relacionar os valores de β da distribuição normal (número de desvios padrão abaixo da média) com a distribuição t de Student é necessário relacionar as probabilidades correspondentes. Nos casos em que os graus de liberdade são elevados ($\nu' > 40$), os valores de β das distribuições normal e t de Student são praticamente iguais, entretanto, quando o número de graus de liberdade é menor, é necessário determinar a relação entre os dois valores de β . Esta relação é determinada pela igualdade de probabilidades, ou seja, na distribuição normal $\beta = 3$ significa uma probabilidade de ruína da ordem de 1×10^{-3} . Na distribuição t de Student o β correspondente deve apresentar probabilidade de ruína equivalente. A figura abaixo mostra para diversos valores de ν' os valores de β das distribuições normal e t de Student, de acordo com as tabelas apresentadas em Benjamin e Cornell (1970) e de forma similar àquela apresentada por Baecher e Rackwitz (1982).

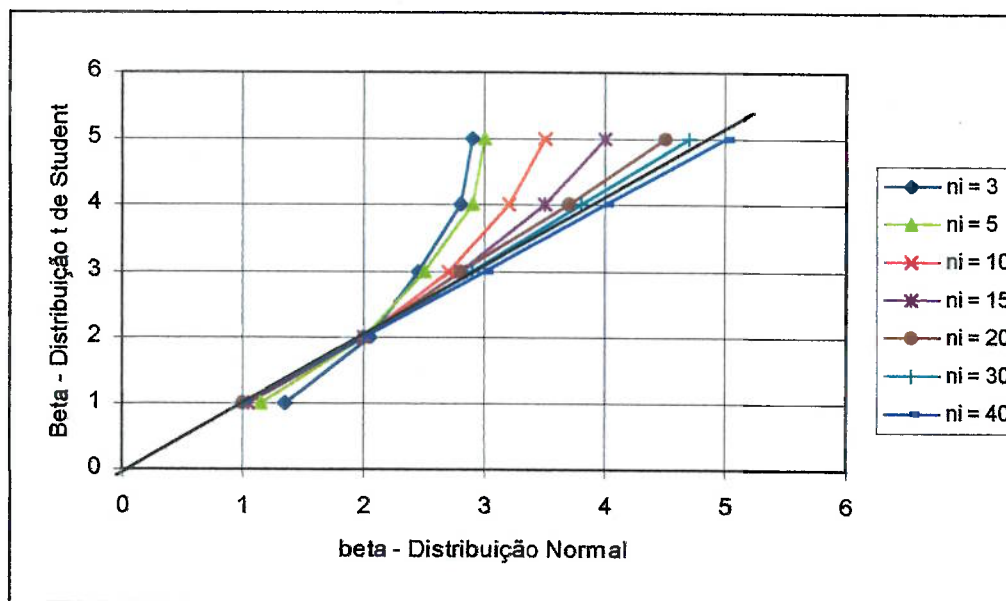


Figura 4.13 – comparação entre β das distribuições t de Student e normal, em função de v'

Apesar da aparente complexidade matemática, a aplicação da dedução acima é simples. Tomando o exemplo de aplicação apresentado em 4.6.1 acima:

A variância associada ao método de previsão é dada por:

$$S'_{\mu_{lq}}{}^2 = \sigma'_{lq}{}^2 - \sigma_{lq}{}^2 = 0,22^2 - 0,12^2 = 0,034$$

E o valor de μ' é igual a zero.

A variabilidade no interior da obra, ao invés de assumir um valor fixo de $\sigma_{lq}{}^2 = 0,12^2$, é assumida como sendo representada pela distribuição gamma proposta por Baecher e Rackwitz. Visualmente, a precisão h associada a este valor ($h = 69,4$) parece bem representada na figura 2 do artigo de Baecher e Rackwitz através da distribuição “censurada”.

O tamanho da amostra anterior n' , calculada através da metodologia proposta, resulta igual a 1,32. Este número parece bem razoável, face às incertezas relativamente grandes associadas ao método de Meyerhof de previsão de capacidade de carga.

Para o caso de se realizar 1 prova de carga com resultado igual a 750 KN, resulta:

$$r = \log(750 / 990) = -0.121 = r_{\text{médio}}$$

$$s^2 = 0$$

$$v = 0$$

O valor esperado de r resulta igual a -0.052 , com variância igual a 0.0258 , ou seja, a nova previsão de capacidade de carga resulta igual a $990 \times 10^{-0.052} = 878$ KN. Adotando-se $\beta = 3$, resulta uma carga de trabalho de 289,6 KN.

4.6.3 Metodologia Proposta por Vrouwenvelder

Vrouwenvelder (1992), propõe metodologia que permite a incorporação de informações posteriores, provas de carga, por exemplo, alterando uma distribuição de capacidade de carga anterior, baseada em algum método de previsão. Em seu trabalho, é efetuada sempre uma comparação com valores propostos para projeto utilizando estados limite, pelo Eurocode no.7.

No conceito, a metodologia proposta é bastante parecida com aquela proposta por Kay, porém com a diferença fundamental de que Kay utiliza distribuições log-normais como sendo representativas das distribuições de capacidade de carga ao longo das obras e Vrouwenvelder utiliza distribuições normais, de aplicação mais direta. Entretanto, o modelo *bayesiano* é idêntico.

No método proposto, assume-se que as distribuições de capacidade de carga têm a forma de uma distribuição normal.

Segundo Vrouwenvelder, as discrepâncias entre previsões de capacidade de carga e a capacidade de carga real são função, basicamente, de dois fatores: variações espaciais e modelos incompletos. Para modelar estas incertezas, propõe-se a seguinte formulação:

$$Q = m T \quad (4.62)$$

onde Q é a capacidade de carga real, m é um fator de modelo e T é a resistência teórica.

A resistência teórica é determinística no caso de medidas na locação exata da estaca / investigação geotécnica utilizada para a determinação de T . Caso T seja estimado a partir de uma estaca ou investigação geotécnica com outra locação, porém na mesma obra, $V(T)$ representará as variações espaciais da capacidade de carga. Propõe-se ainda um valor de $V(T) = 0,15$ como sendo uma avaliação realística deste valor.

O fator de modelo é relativo a todas as incertezas relacionadas com o método. Por exemplo, no caso de uma prova de carga estática, o fator de modelo $V(m) = 0$ para a própria estaca. Geralmente, os modelos são calibrados para que $\mu(m) = 1$, ou seja, não existe “bias” entre o valor médio de previsão / cálculo e o valor real de capacidade de carga. A tabela abaixo resume os valores estimados por Vrouwenvelder para o fator de modelo:

Tabela 4.24 – fatores de modelo para diversas formas de determinação da capacidade de carga (Vrouwenvelder, 1992)

Modelo	V(m) – coeficiente de variação
Prova de Carga estática	0,00
Cálculo	0,10 – 0,20
Prova de Carga Dinâmica (após “set-up”)	0,15 – 0,25
Análise de Cravação (após recravação)	0,20 – 0,30
Fórmulas Dinâmicas	0,25 – 0,35
Número de Golpes	0,30 – 0,40

É importante ressaltar que os valores propostos não são baseados em observações, sendo baseados simplesmente na intuição de Vrouwenvelder.

Distingue-se ainda, dentro do fator de modelo, a variabilidade de uma estaca para outra, dentro da mesma obra e aquela de obra para obra, dividindo-se m em dois fatores:

$$m = m_c m_i \quad (4.63)$$

onde m_c se refere à incerteza comum e m_i se refere à incerteza individual. Intuitivamente, a incerteza comum prepondera, especialmente para o modelo. Assume-se que $V(m_c) = 0,8 V(m)$ e $V(m_i) = 0,6 V(m)$.

A tabela abaixo resume as formulações que incorporam a variabilidade dos diversos métodos de controle, propostas por Vrouwenvelder:

Tabela 4.25 – resumo das formulações propostas (Vrouwenvelder, 1992)

	Valor Médio μ_Q		Coeficiente de Variação V_Q^2	
	Estaca ensaiada	outras	Estaca ensaiada	Outras
Previsão de Capacidade de Carga	T	T	V_m^2	$V_T^2(1+1/n) + V_m^2$
Prova de Carga	T_i	T	0	$V_T^2(1+1/n)$
P. C. Dinâmica	$(T V_{mi}^2 + T_i V_Q^2) / (V_{mi}^2 + V_Q^2)$	T	$V_{mc}^2 + (V_{mi}^2 (nV_T^2 + V_{mi}^2)) / (n(V_T^2 + V_{mi}^2))$	$V_T^2(1+1/n) + V_m^2 + V_{mi}^2/n$

Adicionalmente, é apresentada metodologia de atualizar uma distribuição, através de formulação bayesiana:

$$\mu'(Q) = (T_c V_m^2 + T_m V_c^2) / (V_m^2 + V_c^2) \quad (4.64)$$

$$V'(Q) = (V_c V_m) / (V_m^2 + V_c^2)^{1/2} \quad (4.65)$$

A forma das duas formulações acima é bastante similar àquelas propostas por Kay para a média da distribuição posterior e variância da distribuição posterior. Apesar da semelhança, as formulações não são iguais.

A título de ilustração, segue a aplicação da metodologia aos mesmos dados do exemplo apresentado por Kay, no item 4.6.1.

- previsões de capacidade de carga média de 990 KN, baseadas no índice SPT => $V(m) = 0.1$ a 0.2 ;
- $\beta = 3$.

Sendo $V(T) = 0.15$, resulta $V(Q)^2 = 0.15^2 \times (1+1/1) + 0.15^2$

$$V(Q) = 0.2598$$

E a carga de projeto resultaria igual a $990 - 3 \times 0.2598 \times 990 = 218.4 \text{ KN}$

Realizando-se uma prova de carga com resultado de 750 KN como carga de ruptura, resultaria, assumindo-se $V_c = 0.15$, pois, *a priori*, não existem incerteza associada a uma prova de carga e a única variabilidade seria aquela associada à obra:

$$\mu'(Q) = (T_c V_m^2 + T_m V_c^2) / (V_m^2 + V_c^2) = (750 \times 0.2598^2 + 990 \times 0.15^2) / (0.2598^2 + 0.15^2) = 810 \text{ KN}$$

$$V'(Q) = (V_c V_m) / (V_m^2 + V_c^2)^{1/2} = (0.2598 \times 0.15) / (0.2598^2 + 0.15^2)^{1/2} = 0.1299$$

Resultando uma carga de trabalho de $810 - 3 \times 0.1299 \times 810 = 494 \text{ KN}$

A grande diferença em relação ao exemplo apresentado por Kay (1976) diz respeito às variabilidades adotadas para o método de previsão e dentro da obra.

A título de ilustração, o desvio padrão $\sigma'_{iq} = 0,157$ do logaritmo da variação da capacidade de carga, resultante do cálculo de Kay, apresentado em 4.6.1 acima, incluindo o método de cálculo de capacidade de carga e a variabilidade dentro da obra, equivale a um coeficiente de variação de 0,158.

4.6.4 Discussão dos Modelos Bayesianos Propostos

De início, é importante dizer que todos os três modelos propostos são baseados em abordagens bayesianas, embora cada um dos modelos seja particular em alguns pontos.

Chama atenção que no modelo proposto por Kay (1976, 1977) a variabilidade global dos métodos de previsão, incluindo a variabilidade intrínseca ao método e aquela associada à variabilidade dentro da mesma obra, é constante e baseada em dados históricos. Além disso, a variabilidade dentro da mesma obra é assumida como sendo fixa.

Já no trabalho de Baecher e Rackwitz (1982), estas incongruências são resolvidas, assumindo-se que os dados históricos são representativos da variabilidade do método, e dados nos quais existem diversas provas de carga são utilizados para avaliar a variabilidade dentro da mesma obra. Além disso, tanto a média quanto a representação da variabilidade (desvio padrão) não são valores deterministas, mas também variáveis aleatórias, com distribuição definida em função de melhor ajuste aos dados medidos e conveniência matemática. Portanto o trabalho de Baecher e Rackwitz apresenta deduções analiticamente corretas e potencial de melhores resultados maior.

Finalmente o trabalho de Vrouwenvelder (1992) apresenta abordagem praticamente idêntica àquela proposta por Kay, assumindo, no entanto, as variáveis como sendo normalmente distribuídas, e não log-normais. Vrouwenvelder também acaba apresentando um trabalho muito mais teórico, com muitos dos seus parâmetros estimados sem uma base de dados adequada. Praticamente todas as variabilidades assumidas são adotadas sem base ou referência a dados práticos.

A tabela abaixo mostra os resultados obtidos pela aplicação dos 3 métodos ao exemplo apresentado por Kay (1976):

Tabela 4.26 – Comparação de resultados dos 3 modelos bayesianos

Caso	Kay (1976)	Baecher & Rackwitz (1982)	Vrouwenvelder (1992)
Carga de trabalho (KN)	261	290	494

A diferença entre os métodos propostos por Kay e Baecher & Rackwitz são relativamente pequenas, da ordem 11 %. Entretanto, a metodologia, supostamente muito similar, proposta por Vrouwenvelder, leva a resultados bastante diferentes. Esta diferença deve ter origem no fato de que o trabalho foi elaborado muito mais do ponto de vista teórico, sem utilização de dados práticos.

Cabe ainda a discussão sobre a real aplicabilidade destes métodos na prática de projetos: o uso de um modelo que utiliza informações posteriores, ou seja, informações colhidas durante ou após a obra, tem utilidade limitada, pois mostrará, depois de ao menos parte da obra pronta, que para a obra em questão poderia ter sido utilizado um fator de segurança menor, ou, pior, precisaria ter sido utilizado um fator de segurança maior. Estas metodologias somente poderiam ser utilizadas no caso de obras nas quais se executam provas de carga prévias, para apoio ao projeto e antes da execução da obra propriamente dita. Neste sentido existe um paralelo com a norma NBR 6122, que permite a utilização de um fator de segurança mais baixo para o caso de obras nas quais se executem provas de carga prévias.

4.7 Variabilidade de Parâmetros Geomecânicos e Probabilidades de Ruína – Valores Típicos

Para qualquer estudo que envolva aspectos probabilistas, é importante a determinação de variabilidades dos parâmetros geomecânicos envolvidos. No caso de capacidade de carga de estacas, esta é influenciada pela resistência ao cisalhamento do solo, pelo estado de tensões no solo e pelos efeitos de instalação da estaca propriamente dita.

Existe na bibliografia grande número de dados apresentados de forma determinista. Entretanto, no caso de estudos que envolvam estatística e probabilidades, é fundamental que se determinem as variabilidades dos diversos parâmetros.

No caso da resistência ao cisalhamento, coesão efetiva, ângulo de atrito efetivo e resistência não drenada, existem alguns dados publicados que mostram faixas de variação dos coeficientes de variação típicos destes parâmetros (Lumb, 1966), (Lumb, 1967), (Meyerhof, 1970), (Meyerhof, 1996), (Duncan, 2000).

Neste conjunto de trabalhos, a coesão e resistência não drenada apresentam coeficientes de variação entre 0,1 e 0,35, com valor médio de 0,22, e o ângulo de atrito apresenta coeficiente de variação entre 0,03 e 0,15, com valor médio de 0,09. As figuras abaixo resumem estes dados. Note-se que onde nos dados originais se apresenta uma faixa, para efeitos de representação nas figuras abaixo, optou-se em mostrar o valor médio.

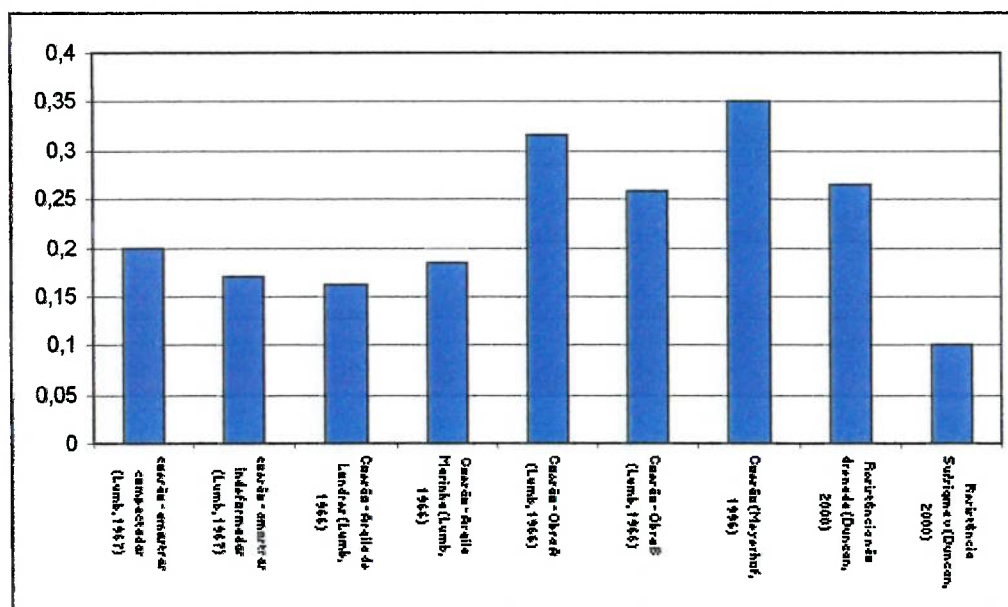


Figura 4.14 – Coeficientes de variação da resistência ao cisalhamento - coesão

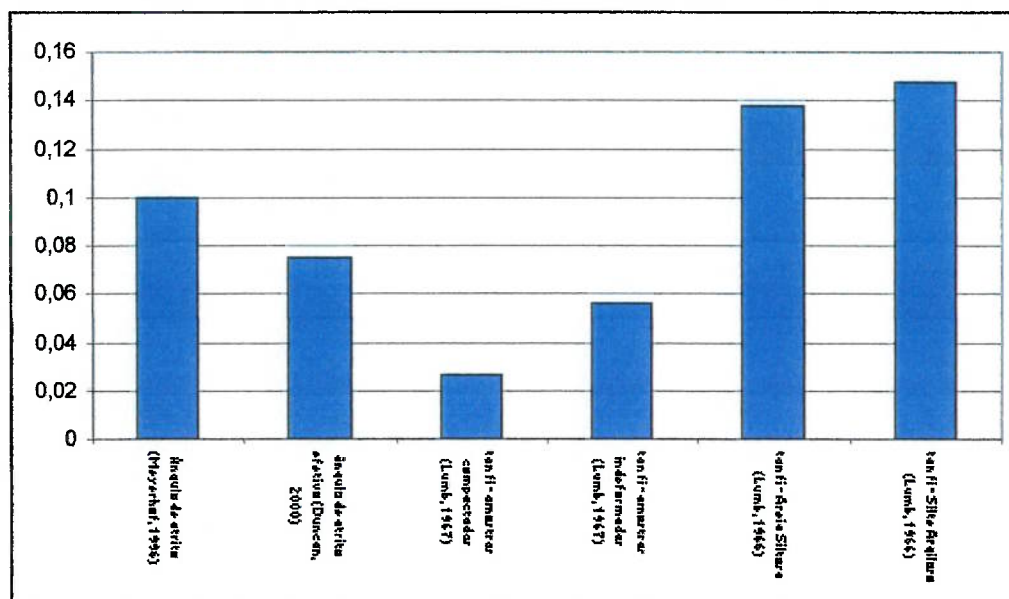


Figura 4.15 – Coeficiente de variação da resistência ao cisalhamento – ângulo de atrito

Não existem dados mais específicos sobre as variabilidades apresentadas no conjunto de trabalhos citados acima, mas interpreta-se que estas variabilidades apresentadas poderiam ser associadas a variabilidades em um mesmo local, ou seja, em uma mesma obra, em condições supostamente semelhantes, a coesão e o ângulo de atrito variam nas faixas indicadas acima. No capítulo 5 este assunto será avaliado com maior profundidade e especificamente para o caso de fundações em estacas cravadas.

A forma das distribuições também é um aspecto importante a ser considerado: tradicionalmente, a distribuição mais comum e conhecida, de maneira geral na engenharia, é a do tipo normal. Entretanto, além de outras limitações, as distribuições normais apresentam um problema do ponto de vista teórico: sempre é possível ocorrerem valores negativos, o que em grande parte das grandezas em questão não faz sentido.

Em um estudo sobre resistência ao cisalhamento (Lumb, 1966), mostrou-se que a distribuição de resistências é aproximadamente normal. Wu e Kraft (1967), por outro lado, concluem que a resistência à compressão simples de um depósito glacial (argilas e areias, respectivamente), tem distribuição aproximadamente log-normal.

Agerschou (1962) Baecher e Rackwitz (1982), Briaud e Tucker (1988), Eriksson (1991), Greco & Politi (1991), Kay (1976 e 1977), Norlund (1963) e Skempton (1959) concluem também sobre a adequação do uso do modelo log-normal como sendo o mais indicado para representar a variáveis aleatórias do tipo $P_{\text{previsão}} / P_{\text{real}}$.

As normas apresentadas no capítulo 3 não definem de forma clara e indiscutível qual seria uma probabilidade de ruína aceitável para uma fundação.

Meyerhof (1970) apresenta discussão sobre fatores de segurança e probabilidades de ruptura, calculando, a partir destes valores e assumindo distribuições normais e log-normais, os coeficientes de variação globais para estruturas de terra, contenções e fundações. Segundo este autor, os valores de fatores de segurança, probabilidade de ruína e, conseqüentemente, coeficientes de variação globais, para estes três tipos de estrutura são:

Tabela 4.27 – Valores de Fator de Segurança, probabilidade de ruína e coeficientes de variação para estruturas típicas (Meyerhof, 1970)

Estrutura	Fator de Segurança Típico	Probabilidade de Ruína	Coefficiente de Variação (distr. Normal)
Obra de Terra	1,5	0,5%	0,13
Contenção	2,0	0,1%	0,16
Fundação	3,0	10^{-4}	0,18

Meyerhof (1984) propõe e Baikie (1985a e 1985b) e Nguyen (1985) discutem uma série de fatores de segurança parciais, baseados essencialmente em calibração a partir de fatores de segurança totais “consagrados”. Uma das críticas de Nguyen ao trabalho original de Meyerhof é o fato de se adotar uma notação de estados limites, sem, no entanto, basear os fatores de segurança parciais em observações reais e suas variabilidades, no que diz respeito a, por exemplo, resistência ao cisalhamento. No entanto, ao menos para a resistência ao cisalhamento, os fatores de segurança acabam resultando bastante parecidos com aqueles propostos por Lumb (1970):

Tabela 4.28 – fatores de segurança parciais

Caso	Fator de Segurança Parcial - Coesão	Fator de Segurança Parcial – Tan ϕ
Análises de Estabilidade, Empuxos (1)	$1 / 0,65 = 1,54$	$1 / 0,8 = 1,25$
Fundações (1)	$1 / 0,5 = 2$	$1 / 0,8 = 1,25$
Amostras Indeformadas (2)	1,49	1,15
Amostras Compactadas (2)	1,63	1,07
Norma Dinamarquesa (2)	1,50	1,2

(1) – Meyerhof, 1984

(2) – Lumb, 1970

Meyerhof (1996) apresenta discussão sobre probabilidades de ruptura típicas assumidas como sendo aceitáveis para diversos tipos de obra:

Tabela 4.29 – probabilidades de ruína aceitáveis (Meyerhof, 1996)

Tipo de Estrutura	Probabilidade de Ruptura Aceitável
Obras de Terra	10^{-3}
Fundações “Offshore”	10^{-2}
Fundações convencionais	10^{-4}

Becker (1996b) apresenta valores similares em termos de probabilidade de ruína e índice de confiabilidade, adotando distribuições log-normais como representativas das resistências e ações:

$$\text{Probabilidade de ruína} = 460 \times e^{-4.3 \times \beta}$$

Ou seja, para um índice típico de β entre 3,5 e 4, a probabilidade de ruína é de $1,4 \times 10^{-4}$ a $1,6 \times 10^{-5}$.

Assumindo-se distribuições normais, os valores de β entre 3,5 e 4, levam a probabilidades de ruína de $2,3 \times 10^{-4}$ a 3×10^{-5} , mesma ordem de grandeza das probabilidades de ruptura das distribuições log-normais.

Whitman (2000) apresenta figura que resume a relação entre consequência em termos de vidas perdidas e custo, com a probabilidade de ruína anual. Nesta figura, a probabilidade de ruína associada a fundações é de 10^{-3} a 10^{-2} .

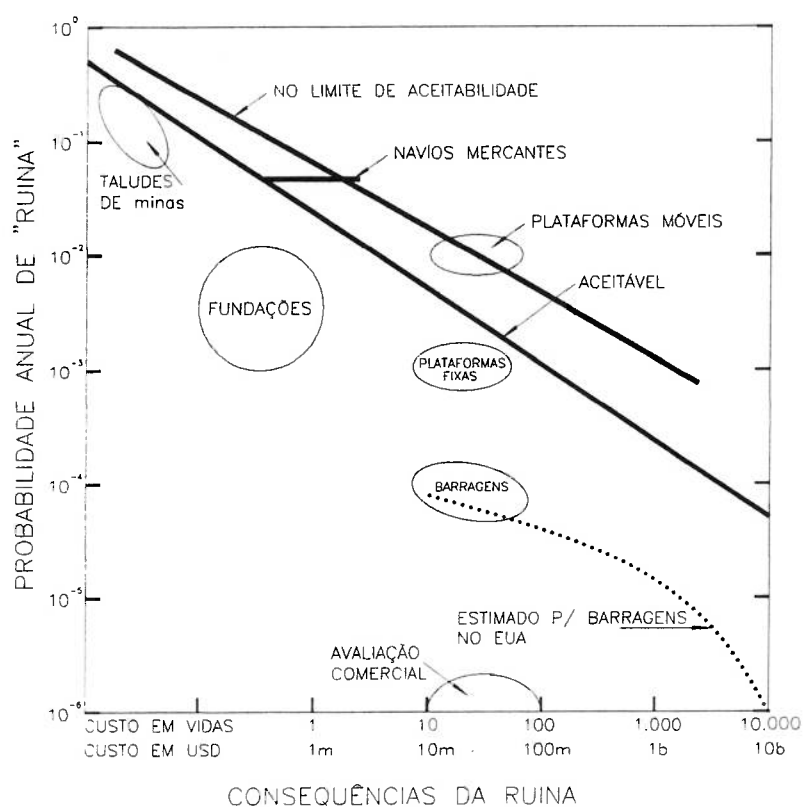


Figura. 4.16 : Probabilidades de Ruína e suas consequências (Whitman, 2000).

Em resumo, pode-se concluir que, apesar de algumas variações, uma probabilidade de ruína aceitável para fundações convencionais é 1×10^{-4} .

4.8 Tratamento de Dados - Conceituação

Todo o desenvolvimento do trabalho está vinculado ao tratamento de dados reais de obras. Estes dados consistem, essencialmente, de:

- características da estaca (diâmetro, comprimento, peso, etc);
- características do terreno (tipos de solo, SPT, eventuais outros ensaios);
- dados de cravação da estaca (Nega, repique, peso do martelo utilizado na cravação, peso do coxim, altura de queda do martelo etc)
- resultados de provas de carga dinâmicas e estáticas.

Em uma primeira fase de análise, os parâmetros são avaliados independentemente, tendo como objetivo obter a melhor estimativa de sua variabilidade, ou seja, obter os parâmetros que possam definir uma função densidade de probabilidades.

No capítulo 4.2.2 está apresentada uma figura do tipo da descrita acima, comparando provas de carga dinâmicas com as provas de carga estáticas. Nota-se que, para este caso particular, a existe uma concordância muito boa entre os valores apresentados.

A determinação da variabilidade de cada uma das variáveis envolvidas não é direta, pois os dados envolvem sempre estacas de diversos diâmetros e comprimentos. Uma forma de adimensionalização bastante utilizada é o uso do parâmetro Capacidade de Carga Prevista / Capacidade de Carga Real, ou o inverso. Entretanto, é mais comum o uso de distribuições log-normais, ou seja, aplica-se um logaritmo à razão Capacidade de Carga Prevista / Capacidade de Carga Real. Este tipo de abordagem tem algumas vantagens, entre outras:

- ajuste melhor como dados reais, conforme, por exemplo, Baecher & Rackwitz (1982), Greco e Politi (1991) e outros;
- impossibilidade de ocorrência de valores negativos de Capacidade de Carga Prevista / Capacidade de Carga Real. No caso do uso direto desta variável e, por

exemplo, uma distribuição normal, existiria sempre a possibilidade teórica de ocorrência de valores negativos, sem sentido físico.

Em seguida, as diversas variáveis são analisadas quanto a seu interrelacionamento, ou seja, quanto à hipótese de serem mutualmente independentes ou não.

Finalmente, são propostas formas de redução do fator de segurança que não impliquem em redução da segurança, ou seja, de uma probabilidade de ruína pré-estabelecida.

5. ANÁLISES

Neste capítulo são apresentadas todas as análises efetuadas para determinação dos parâmetros probabilistas para a abordagem / modelo que se propõe. Os dados que serviram de base para estas análises podem ser divididos em 3 grupos:

- dados extraídos de artigos e publicações técnicas, incluindo-se neste grupo os bancos de dados PD/LT 2000 (Paikowsky e Stenersen, 2000) e GRL (Thendean et al, 1996);
- resultados de provas de carga dinâmicas, conforme o banco de dados publicado por Rosa (2000), incluindo os dados de geometria, repique e nega de todas as estacas;
- resultados de provas de carga estáticas, incluindo o banco de dados da COPPE – UFRJ, aqueles publicados por Penna (1985), as provas de carga realizadas no campo experimental da ABEF (ABEF, 1989) e alguns resultados dos arquivos da Vector Projetos S/C Ltda. Foram somente utilizadas provas de carga que, visualmente, se aproximaram da ruptura. Resultados de provas de carga estáticas com comportamento praticamente elástico foram desconsiderados, para evitar extrapolações de discutível validade.
- Dados tais como aqueles publicados por Agerschou (1962), Olson e Flaate (1967) e Briaud e Tucker (1988) teriam grande validade, entretanto nas publicações não existem todos os dados individuais das estacas ensaiadas, o que impede a sua inclusão completa.

5.1 Determinação dos Parâmetros Probabilistas

5.1.1 Provas de Carga Dinâmicas

A comparação entre provas de carga dinâmicas e provas de carga estáticas é no entendimento do autor o primeiro passo necessário para uma avaliação probabilista da segurança em estacas cravadas, pois pela maior facilidade executiva, rapidez e

custo significativamente menor, provas de carga dinâmicas vem sendo executadas em frequências cada vez maiores, comparadas a uma tendência de diminuição de execução de provas de carga estáticas. Aliado a este fato, parte dos dados utilizados nesta pesquisa fazem parte de um banco de dados ao qual somente se tem acesso indireto, ou seja, não é possível obter as informações completas de cada uma das estacas submetidas às provas de carga dinâmicas (sondagem, nega, repique, etc), mas somente à comparação entre provas de carga dinâmicas e estáticas.

Em diversas obras de grande porte executadas recentemente, a proporção entre provas de carga dinâmicas e estáticas é superior a 1:20, sendo que em parte significativa delas não se executaram mais provas de carga estáticas. Portanto, para aumentar o espaço amostral de dados, é fundamental que a prova de carga dinâmica seja "validada" como sendo adequada para servir como parâmetro de comparação com as diversas formas de previsão de capacidade de carga de ruptura (nega, repique, etc).

Para tal é importante que se determine qual a relação entre as provas de carga dinâmicas e estáticas, definindo um parâmetro de ajuste e uma forma de descrever a variabilidade associada a esta relação.

Uma forma de determinar esta relação é a avaliação através da adimensionalização, determinando-se o coeficiente de ajuste do valor médio e, por uma avaliação estatística, um parâmetro que defina a sua variabilidade.

A figura 4.3 apresentada em 4.2.2 mostra uma concordância relativamente boa entre os resultados de provas de carga dinâmicas e provas de carga estáticas.

Já os dados apresentados por Paikowsky e Stenersen (2000), mostram uma dispersão entre resultados de provas de carga dinâmicas pelo método CAPWAP e provas de carga estáticas maior, com a variável $P_{\text{prova de carga estática}} / P_{\text{prova de carga dinâmica}}$ com valor médio igual a 1,368 e desvio padrão igual a 0,620, assumindo-se uma distribuição normal como válida. A título de ilustração, este desvio padrão significa que a

probabilidade da relação $P_{\text{prova de carga estática}} / P_{\text{prova de carga dinâmica}}$ assumir metade do valor médio ($1,368 / 2 = 0,684$) é da ordem de 13%.

Vale à pena citar que uma distribuição log-normal aparentemente apresenta ajuste melhor com os dados medidos e publicados por Paikowsky e Stenersen (2000). Para fins de comparação direta entre provas de carga optou-se neste ponto apresentar a relação direta entre $P_{\text{prova de carga estática}}$ e $P_{\text{prova de carga dinâmica}}$.

De qualquer forma, segundo estes dados, a tendência das provas de carga dinâmicas seria subestimar as capacidades de carga, o que intuitivamente é compreensível, tendo em vista o fato de que, no caso de provas de carga dinâmicas, não existe sempre a certeza de que toda a resistência disponível tenha sido mobilizada.

A figura 5.1 abaixo mostra os resultados apresentados na figura 4.3 representados junto com os dados publicados por Paikowsky e Stenersen (2000), sendo apresentada frequência relativa da variável $P_{\text{prova de carga estática}} / P_{\text{prova de carga dinâmica}}$. Nota-se que a dispersão dos resultados de Paikowsky e Stenersen é significativamente maior, ou seja, média de 1,368 e desvio padrão de 0,620, contra 1,056 e 0,218, respectivamente média e desvio padrão dos valores obtidos de diversos artigos listados no capítulo 4 e apresentados em anexo. Uma explicação para esta variação poderia ser justamente o fato de os dados terem sido extraídos de artigos publicados. Geralmente dados publicados são aqueles que "deram certo", ou seja, pode existir um número maior de dados, porém não publicados e com coeficiente de Determinação pior.

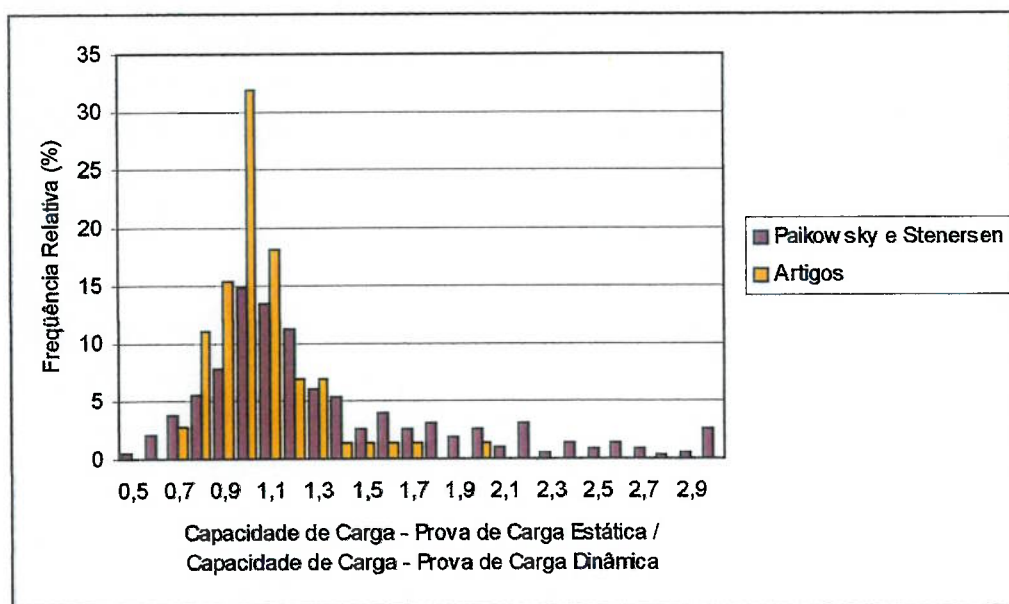


Figura 5.1: Comparação entre os dados do banco de dados PD/LT 2000 e dados extraídos de diversos artigos (ver listagem em anexo).

Os valores do banco de dados de Paikowsky e Stenersen (2000) apresentados no gráfico acima valem para todos os dados, ou seja, todo o banco de dados, sem diferenciar provas de carga dinâmicas executadas durante a cravação e aquelas executadas no início da recravação. Já para os ensaios de recravação, a variabilidade é menor, para o mesmo banco de dados, com valores bastante parecidos com os de outro banco de dados, o GRL (Thendean et al, 1996). A tabela abaixo resume estas informações. O adimensional utilizado é o quociente Prova de Carga Estática / Prova de Carga Dinâmica:

Tabela 5.1 – Comparação entre provas de carga dinâmicas e estáticas de diversas bases de dados

Fonte	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
PD/LT 2000 (todos os dados)	1.368	0.620	0.453
PD/LT 2000 (recravação)	1.158	0.393	0.339
GRL	1.138	0.236	0.207
Artigos diversos	1.056	0.218	0.206

Os parâmetros apresentados acima valem para a comparação entre provas de carga estáticas e provas de carga dinâmicas, analisadas pelo método CAPWAP. É importante ainda que seja discutida a relação entre provas de carga estáticas e ensaios tipo CASE.

Os dados disponíveis na literatura e no banco de dados publicado por Rosa (2000) não contem um número de dados significativo que possibilite uma comparação entre provas de carga estáticas e provas de carga dinâmicas pelo método CASE. Entretanto existe uma quantidade relativamente grande de dados publicados que permitem a comparação entre provas de carga dinâmicas CASE e CAPWAP.

A figura 5.2 abaixo resume os dados publicados por Rosa (2000), Aoki e Mello (1992), Albuquerque e Carvalho (1999), Aoki e Alonso (1990), Goble e al (1980), Holm et al (1985), Thompson e Devata (1980), além de dados obtidos em provas de carga executadas na obra de ampliação do terminal marítimo de Ultrafértil. Estes dados se encontram tabelados no anexo. Em princípio, também vale para este caso, nos quais estão se utilizando dados de artigos publicados na bibliografia, a crítica efetuada acima, acerca de uma certa seleção que ocorre naturalmente quando da escolha de dados para publicação. Entretanto, a análise dos dados disponíveis no banco de dados utilizados por Rosa (2000) e dos resultados da obra da ampliação do terminal marítimo da Ultrafértil, mostra de forma qualitativa que não existem

diferenças significativas nas variabilidades dos dados publicados e aqueles provenientes de obras reais.

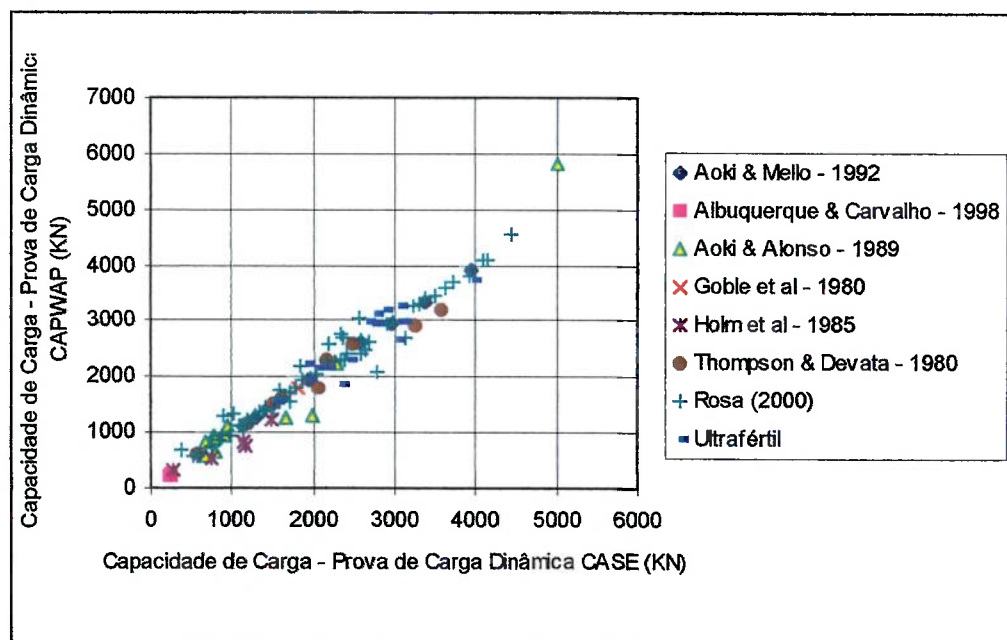


Figura 5.2 – Comparação entre Capacidade de Carga determinada por Provas de Carga Dinâmicas – métodos CASE e CAPWAP

A variável CAPWAP / CASE tem valor médio de 1,009, desvio padrão de 0,142 e coeficiente de variação 0,141. A relação \log (CAPWAP / CASE) assume valor médio de 0,00014 e desvio padrão de 0,0581.

Para comparar resultados de provas de carga estáticas com provas de carga dinâmicas através do método CASE é necessário considerar a variabilidade da relação entre provas de carga estáticas e provas de carga dinâmicas CAPWAP e, adicionalmente, provas de carga dinâmicas CASE e CAPWAP.

$$P \text{ Estático} / P \text{ CAPWAP} \times P \text{ CAPWAP} / P \text{ CASE} = P \text{ Estático} / P \text{ CASE} \quad (5.1)$$

Assumindo que as variáveis prova de carga estática / prova de carga dinâmica CAPWAP e prova de carga dinâmica CAPWAP / prova de carga dinâmica CASE sejam não correlacionáveis, hipótese esta razoável, pois se tratam de processos de determinação de capacidade de carga baseados em metodologias diferentes, é possível calcular os valores de média e desvio padrão para a relação P Estático / P CASE.

$$E [XY] = E[X] \times E[Y]$$

$$\text{VAR} [XY] = m_X^2 \sigma_Y^2 + m_Y^2 \sigma_X^2 + \sigma_X^2 \sigma_Y^2$$

Onde XY seria a relação P Estático / P CASE, X = P Estático / P CAPWAP e Y = P CAPWAP / P CASE.

Como parâmetros típicos para a relação P Estático / P CAPWAP assume-se, a favor da segurança, os dados referentes ao banco de dados PD/LT 2000 (Paikowsky e Stenersen, 2000), que apresenta a maior dispersão, com valor médio de 1,158 e desvio padrão de 0,393.

$$E [XY] = E[X] \times E[Y] = 1.009 \times 1.158 = 1.168$$

$$\text{VAR} [XY] = m_X^2 \sigma_Y^2 + m_Y^2 \sigma_X^2 + \sigma_X^2 \sigma_Y^2 = 1.009 \times 0.393^2 + 1.158 \times 0.142^2 + 0.393^2 \times 0.142^2 = 0.182$$

Portanto, a variável **P Estático / P CASE** tem **valor médio de 1.168** e **desvio padrão de 0.427**. A título de ilustração, a tabela abaixo mostra de forma resumida quais as probabilidades associadas a diversos valores que a relação P Estático / P CASE pode assumir, supondo uma distribuição do tipo normal:

Tabela 5.2 – probabilidades de ocorrência de valores inferiores da variável P Estático / P CASE

P Estático / P CASE	Probabilidade de ocorrerem valores inferiores
0,5	6 %
0,75	16 %
1,0	35 %
1,25	57 %
1,50	78 %
1,75	91 %
2,00	97 %

É importante ressaltar que, os dados utilizados foram baseados em provas de carga dinâmicas “bem realizadas”, após a ação do “set-up”, sem distinção de análise de golpe único ou golpes com energia crescente.

Na condição ideal, seria adequado estabelecer critérios de aceitabilidade de resultados de provas de carga para que possam ser aproveitados em um universo estatístico. Entretanto, estabelecer estes critérios na prática consiste de tarefa muito complexa. Para uma aplicação futura, estes critérios precisariam ser fixados e impostos como condição de aceitação para utilização de resultados de provas de carga dinâmicas para a redução de fatores de segurança.

Em uma primeira aproximação, alguns condicionantes para aceitação de resultados poderiam ser:

- para análises CASE, calibração do valor de J através de análise CAPWAP e compatibilidade com o solo localizado sob a ponta da estaca;
- ajuste entre a curva medida e obtida em um modelo CAPWAP, ou seja, a qualidade de uma análise CAPWAP pode ser avaliada pelo ajuste que se obtém entre a curva medida no ensaio e a obtida com o modelo da estaca;

- avaliação da mobilização da resistência da estaca, ou seja, um engenheiro com experiência na análise de provas de carga dinâmicas pode avaliar de forma qualitativa se a resistência da estaca foi mobilizada por determinado golpe ou não. Uma avaliação objetiva pode ser obtida com a aplicação de golpes com energias crescentes, conforme proposto por Aoki (1997);
- avaliação do "set-up" - novamente, um especialista pode avaliar se os solos nos quais a estaca foi cravada tem potencial de "set-up" (dados de bibliografia, experiência) e, quando existir este potencial, se este já ocorreu ou não com a estaca em questão. Entretanto, em se realizando provas de carga de recravação, minimiza-se este fator. O tempo entre a cravação da estaca e a sua recravação deverá ser suficiente para que a maior parte do "set-up" ocorra. Estudos na Baixada Santista indicam que um prazo de 10 dias é suficiente para que o "set-up" ocorra (Mello et al, 1998). Na condição ideal se realizariam algumas provas de carga na mesma estaca com tempos de "descanso" crescentes, a fim de avaliar o potencial de "set-up" e fixar critérios de execução para as provas de carga.

Finalmente, deve ser lembrado que a capacidade de carga obtida através de uma prova de carga estática não é sempre bem definida. Provas de carga estáticas não levadas até a ruptura, podem ser tratadas de diversas formas para determinação da carga de ruptura, porém a figura apresentada no capítulo 4.2.1 mostra que, quanto mais afastado o último estágio de carregamento de uma prova de carga estiver da carga de ruptura, menos preciso é o seu valor. Paikowsky e Stenersen (2000) chegaram à conclusão que o método de Davisson é o mais adequado para determinação da carga de ruptura, após avaliação de outros 4 métodos, embora esta avaliação tenha sido baseada na comparação da carga de ruptura obtida através de diversos tipos de provas de carga. Niyama et al (1998), por outro lado, citam o método de Van der Veen como sendo o mais utilizado no Brasil. De qualquer forma, em provas de carga levadas até próximo à ruptura, geralmente todos os métodos apresentam valores de capacidade de carga de ruptura parecidos, como pode ser visualizado nas 36 provas de carga estáticas analisadas e apresentadas em anexo. Como já foi mencionado anteriormente, neste trabalho, para possibilitar a utilização do banco de dados PD/LT 2000, baseado em provas de carga dinâmicas e estáticas

nas quais a carga de ruptura foi determinada pelo critério de Davisson, foi utilizado este critério.

5.1.2 Análise de Métodos de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas baseados no NSPT

A comparação de métodos de previsão de capacidade de carga com provas de carga, a princípio, foi uma das bases para desenvolvimento destes métodos. Entretanto, muitas vezes os métodos de previsão de capacidade de carga são desenvolvidos para determinado universo de dados e, posteriormente, aplicados a dados não necessariamente do mesmo universo. Vale à pena citar que os métodos empíricos e semi-empíricos, dos quais os três métodos utilizados neste trabalho fazem parte, devem ser, a princípio, utilizados dentro das regiões geotécnicas que lhes deram origem (Velloso & Alonso, 2000).

Nesta fase de tratamento de dados, foram avaliados os 3 métodos de previsão de capacidade de carga descritos em 4.3, ou seja, o método de Aoki-Velloso, o método de Décourt-Quaresma e o método de Gomes-Velloso. Esta avaliação foi efetuada comparando-se previsões de capacidade de carga com provas de carga estáticas. As provas de carga estáticas utilizadas foram escolhidas de forma a eliminar aquelas que apresentam comportamento praticamente elástico, sem indicação de ruptura. Os dados utilizados foram obtidos de Penna (1982), do banco de dados da COPPE, do campo experimental da USP / ABEF e da obra de ampliação do terminal marítimo da Ultrafértil. Todos os dados se encontram tabelados e apresentados de forma gráfica no anexo.

Foi também verificada a influência de variabilidade de capacidade de carga em função da consideração da ponta da estaca apoiada 1 m acima ou abaixo de sua cota real de instalação. Nas figuras abaixo os casos analisados foram denominados de “A&V -1”, método Aoki e Velloso, considerando a ponta da estaca 1 m acima de sua cota teórica, e A&V +1, analogamente.

As provas de carga estáticas utilizadas na comparação são aquelas descritas no item 5 e para a determinação da carga de ruptura foi utilizada a metodologia proposta por Van der Veen, de forma análoga àquela utilizada na proposição dos métodos.

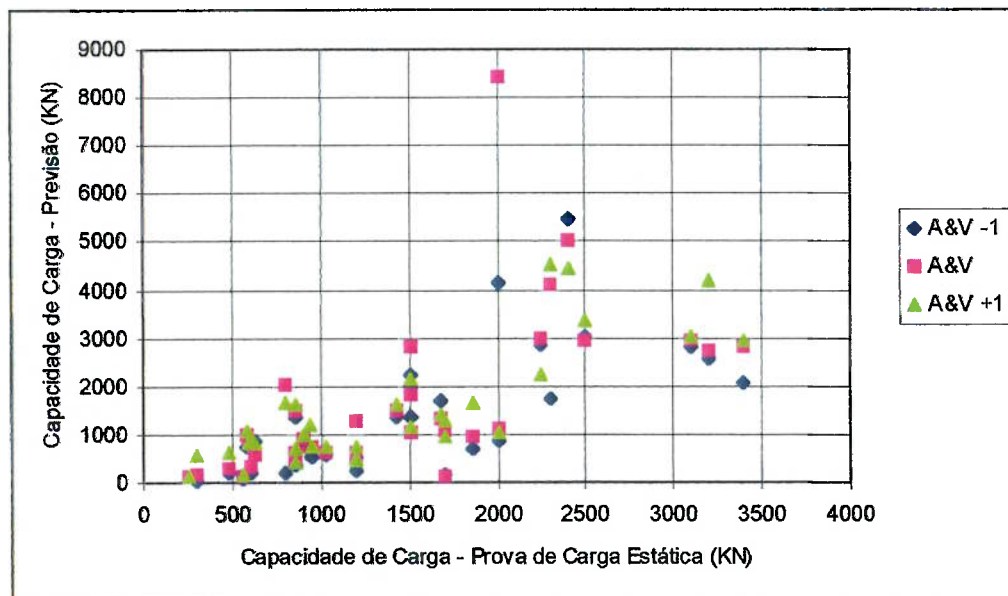


Figura 5.3 – Comparação entre Provas de Carga Estáticas e Previsões de Capacidade de Carga pelo método Aoki & Velloso

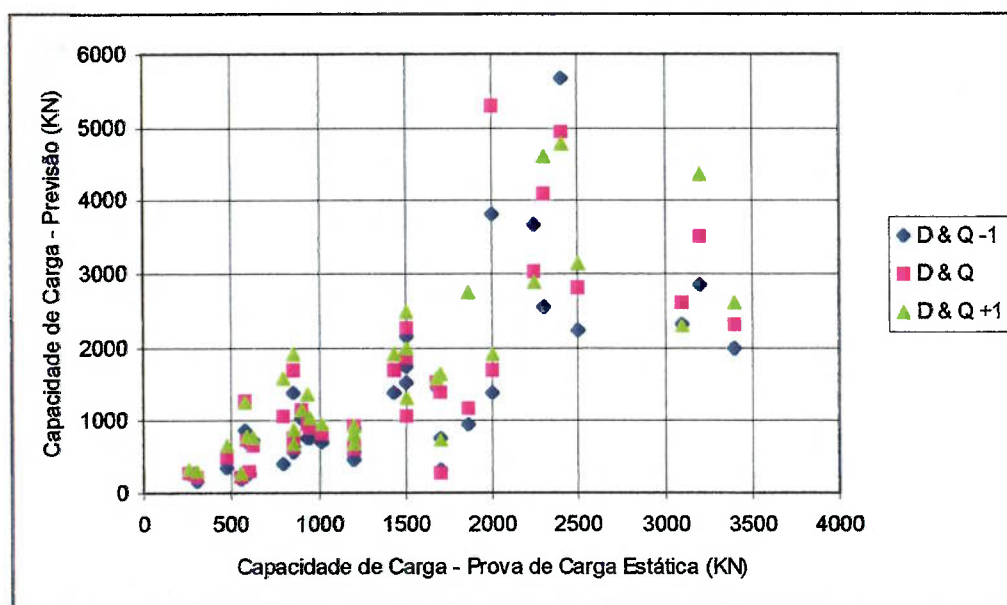


Figura 5.4 – Comparação entre Provas de Carga Estáticas e Previsões de Capacidade de Carga pelo método Décourt e Quaresma

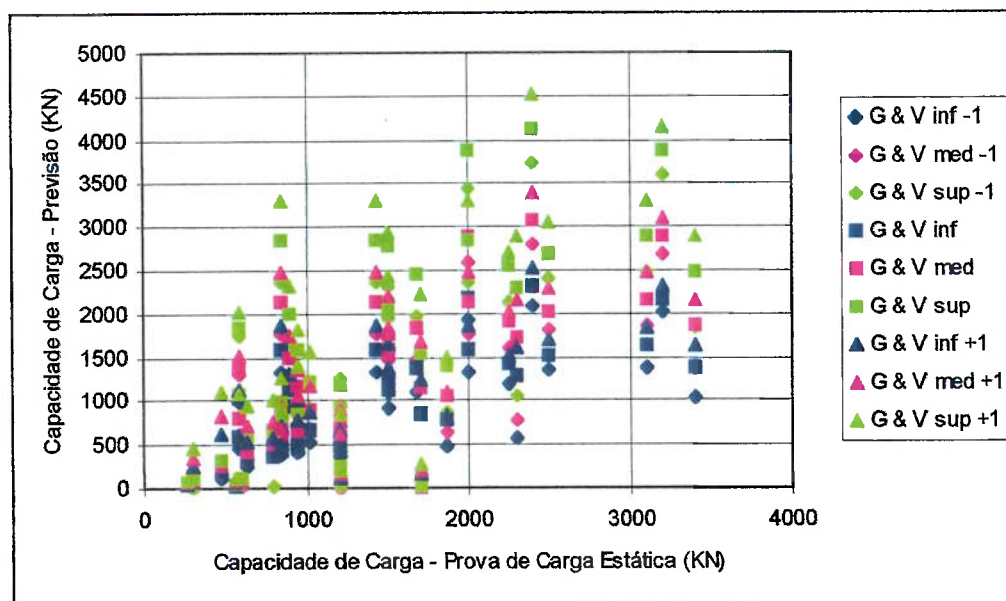


Figura 5.5 – Comparação entre Provas de Carga Estáticas e Previsões de Capacidade de Carga pelo método RLM – Gomes e Velloso

Nota-se que existe uma dispersão maior nos dados utilizados nesta pesquisa, em relação àqueles originais, quando da apresentação dos métodos. Uma possível causa para estas dispersões maiores poderia ser a utilização das formulações em universos diferentes daquelas nas quais foram desenvolvidas.

No caso do método Aoki e Velloso, o trabalho original foi desenvolvido baseado em estacas cravadas nas seguintes localidades: Guanabara, Minas Gerais, Paraíba, Pernambuco, Rio de Janeiro, Rio Grande do Sul e São Paulo. O trabalho de Décourt e Quaresma não indica a origem dos dados e, segundo estes autores, não estaria limitado a determinadas localidades. O trabalho de Gomes e Velloso foi baseado no banco de dados da COPPE que utiliza provas de carga realizadas em sua grande maioria no Rio de Janeiro, São Paulo e Minas Gerais.

Tanto os dados das provas de carga estáticas utilizadas, quanto dos dados publicados por Rosa (2000), mostram que o universo de dados é praticamente o mesmo daquele no qual foram desenvolvidos os métodos, com a grande maioria dos dados obtidos em Minas Gerais, Rio de Janeiro e São Paulo. Este fato indica que a dispersão dos

métodos na prática é superior àquela obtida quando do desenvolvimento destes, mesmo no mesmo universo geológico-geotécnico.

As figuras abaixo mostram a distribuição da variável K (P_{prev} / P_{obs}) para o caso com comprimento exato.

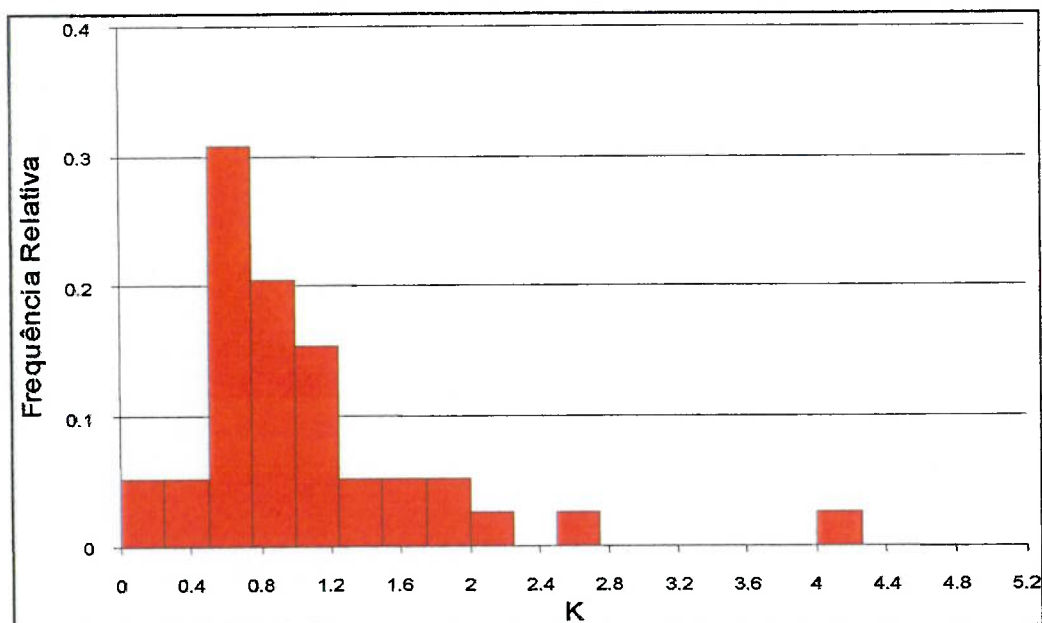


Figura 5.6 – Distribuição de K – Método Aoki e Velloso

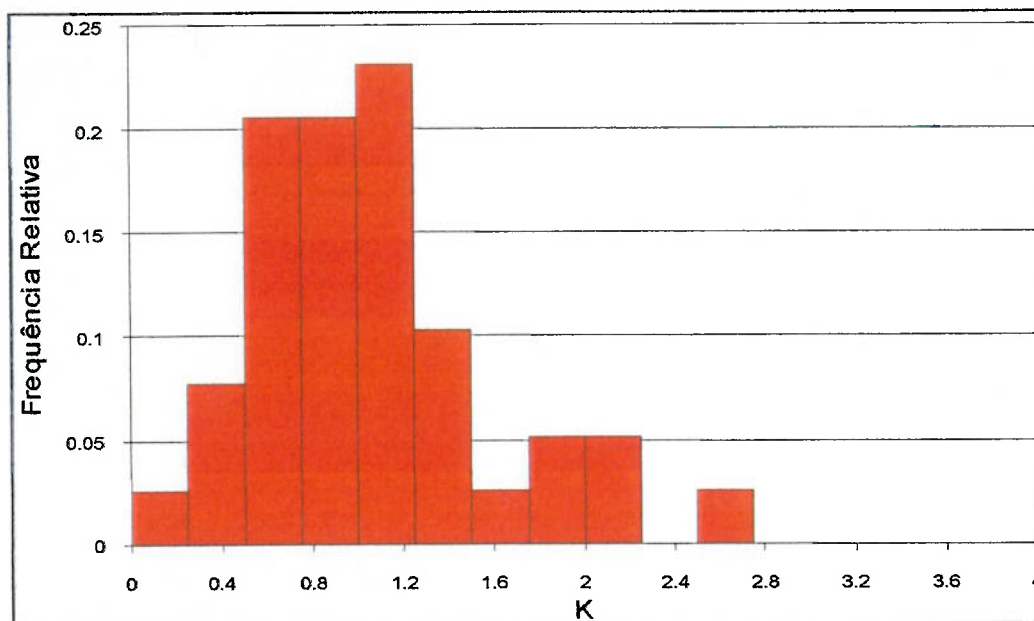


Figura 5.7 – Distribuição de K – Método Décourt e Quaresma

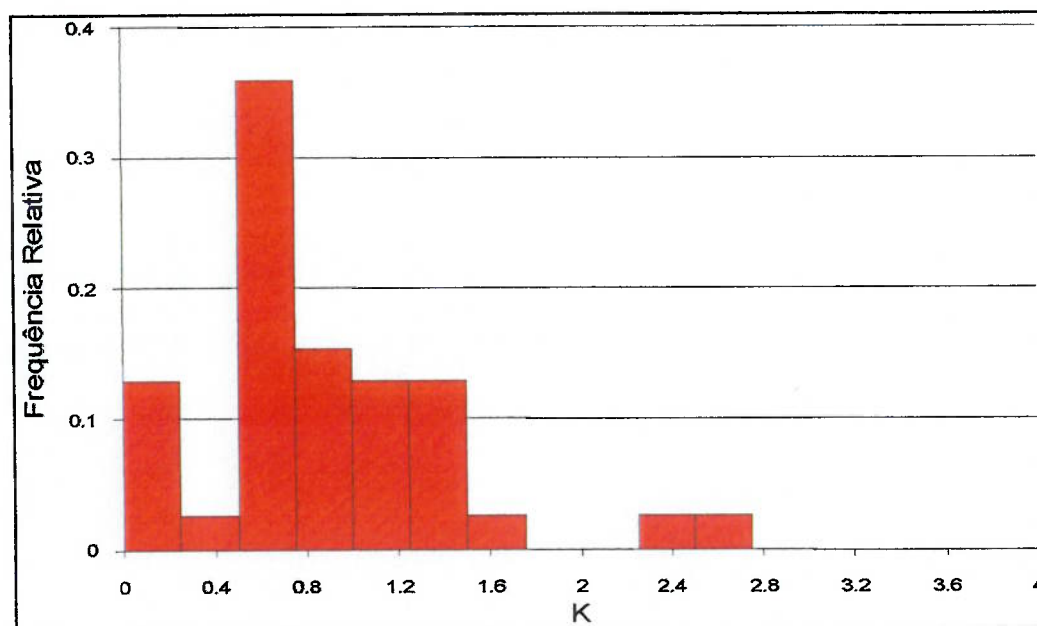


Figura 5.8 – Distribuição de K – Método RLM – Gomes e Velloso – valor médio

As tabelas abaixo resumem os dados apresentados acima e aqueles para os casos considerando a ponta da estaca 1 m acima ou abaixo da cota real.

Tabela 5.3 – K - Considerando 1 m acima da cota real

	A&V	D&Q	G&V inf	G&V med	G&V sup
Média	0.805	0.918	0.521	0.696	0.930
Desvio padrão	0.540	0.470	0.405	0.541	0.723
Coef. Variação	0.671	0.511	0.777	0.777	0.777

Tabela 5.4 – K - Considerando na cota real

	A&V	D&Q	G&V inf	G&V med	G&V sup
Média	1.053	1.071	0.664	0.888	1.186
Desvio padrão	0.773	0.532	0.421	0.563	0.752
Coef. Variação	0.734	0.497	0.634	0.634	0.634

Tabela 5.5 – K - Considerando 1 m abaixo da cota real

	A&V	D&Q	G&V inf	G&V med	G&V sup
Média	1.084	1.211	0.822	1.099	1.469
Desvio padrão	0.505	0.473	0.454	0.607	0.811
Coef. Variação	0.466	0.390	0.552	0.552	0.552

Analogamente, utilizando-se ao invés da variável K (P_{prev}/P_{obs}), a variável R ($\log(P_{prev}/P_{obs})$), resultam os seguintes valores:

Tabela 5.6 – R - Considerando 1 m acima da cota real

	A&V	D&Q	G&V inf	G&V med	G&V sup
Média	-0.21	-0.092	-0.60	-0.48	-0.35
Desvio padrão	0.35	0.23	0.81	0.81	0.81

Tabela 5.7 – R - Considerando na cota real

	A&V	D&Q	G&V inf	G&V med	G&V sup
Média	-0.078	-0.024	-0.32	-0.19	-0.066
Desvio padrão	0.32	0.232	0.47	0.47	0.47

Tabela 5.8 – R - Considerando 1 m abaixo da cota real

	A&V	D&Q	G&V inf	G&V med	G&V sup
Média	-0.016	0.050	-0.17	-0.045	0.081
Desvio padrão	0.22	0.18	0.32	0.32	0.32

É interessante notar que, considerando um comprimento adicional de 1 m, a dispersão de valores diminui, em relação a uma previsão potencialmente melhor, na cota teoricamente exata. Este fato não deve ser generalizado, *a priori*. Entretanto, desde que comprovada por número mais significativo de dados, poderia vir a indicar uma forma de “melhorar” as previsões, entendendo-se por melhorar, diminuir as variabilidades associadas a ela. Esta melhora seria a utilização da previsão de capacidade de carga, sempre considerando a cota real do topo da estaca 1 m acima da cota de cálculo. Utilizando-se um fator multiplicativo constante, no caso do método Aoki e Velloso da tabela 5.8 acima, $1/1.084$, corrigir-se-ia o valor obtido, mantendo-se a variabilidade (coeficiente de variação) menor do que aquela associada ao método quando se calcula a capacidade de carga na cota exata.

Os dados publicados por Rosa (2000) permitem que se efetue uma avaliação da capacidade de carga pelo método de Décourt e Quaresma, comparando-se previsões com provas de carga dinâmicas pelo método CASE. Desta forma é possível aumentar significativamente o número de dados / universo estatístico (36 provas de carga estáticas e 189 provas de carga dinâmicas tipo CASE).

A comparação destes dados encontra-se apresentada na figura abaixo. Para permitir uma comparação direta com os dados das provas de carga estáticas, ao invés das provas de carga dinâmicas tipo CASE, é necessário aplicar às provas de carga estáticas o critério de Davisson e, para as provas de carga dinâmicas CASE, a transformação para provas de carga estáticas, conforme descrito no item 5.1.1.

Os dados apresentados por Rosa (2000) levam a um valor médio de 1.184 e desvio padrão de 0.539 da variável $P_{\text{Previsão}} / P_{\text{CASE}}$.

O adimensional $P_{\text{Estático}} / P_{\text{CASE}}$ já foi avaliado no capítulo 5.1.1 e apresenta os seguintes parâmetros: valor médio de 1.168 e desvio padrão de 0.427. Através da transformação conforme apresentado acima, é possível obter o valor médio e desvio padrão da variável $P_{\text{CASE}} / P_{\text{Estático}}$, respectivamente 0.856 e 0.313, resultando, para a variável $K (P_{\text{Previsão}} / P_{\text{Estático}})$ um valor médio de 1.014 e desvio padrão 0.626.

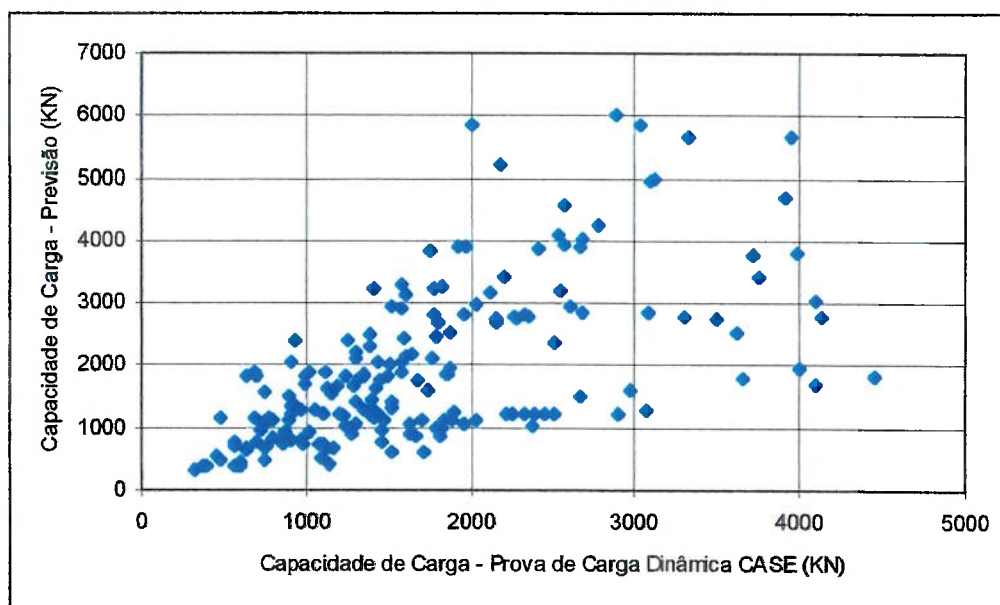


Figura 5.9 – Comparação entre provas de carga dinâmicas pelo método CASE e previsões de cargas de ruptura pelo método Décourt Quaresma – Dados publicados por Rosa (2000).

A tabela abaixo resume os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação para a variável K , utilizando-se os dados resultantes diretamente das provas de carga estáticas e para os dados apresentados por Rosa (2000) devidamente ajustados. Note-se que os valores apresentados para as Provas de Carga Estáticas é diferente da tabela 5.4 acima, pois ao invés de se aplicar o critério de Van der Veen para definição da carga de ruptura, foi aplicado o critério de Davisson, para manter a coerência com as deduções anteriores efetuadas para obtenção da variável K com os dados de Rosa (2000).

Tabela 5.9 – Valores de K

	D&Q / P estático (Provas de Carga Estáticas)	D&Q / P estático (Rosa (2000))
Média	1.160	1.014
Desvio Padrão	0.583	0.626
Coef. Variação	0.503	0.617
N _(número de dados)	33	188

Os resultados das duas formas de obter um valor médio da relação Previsão de Capacidade de Carga com Carga de Ruptura, *a priori*, deveriam levar aos mesmos resultados. Por um lado, a aplicação das previsões de capacidade de carga aos casos nos quais existem resultados de provas de carga estáticas, deveriam ser de melhor qualidade, com menor quantidade de fontes de erros. Para a comparação direta entre os dados publicados por Rosa (2000) e as provas de carga estáticas foi necessário utilizar-se de uma relação entre provas de carga estáticas e provas de carga dinâmicas pelo método CAPWAP, publicada na bibliografia, e, adicionalmente, foi necessário utilizar uma relação entre provas de carga dinâmicas pelos métodos CASE e CAPWAP, existindo 2 fontes de potenciais incertezas na transformação. Por outro lado, a quantidade de dados disponíveis no caso das provas de carga dinâmicas é significativamente maior, 188 contra 33. Como critério de decisão de engenharia, é prudente utilizar aquela relação que garanta segurança maior, ou seja, os resultados dos ensaios CASE mostram um ajuste potencialmente melhor com e uma dispersão maior.

Briaud e Tucker (1988) apresentam os resultados de 98 provas de carga, para as quais foram efetuadas previsões de capacidade de carga através dos seguintes métodos: Coyle, API, Briaud & Tucker, Meyerhof, Mississippi State Highway Department, Direct Cone, De Ruiters, LPC Cone, Schmertmann, Tumay and Fakhroo, Penpile e LPC PMT. Estes diversos métodos de previsão de capacidade de carga se baseiam em ensaios SPT, CPT, PMT, resistência ao cisalhamento obtida de ensaios

de cisalhamento direto e resistência ao cisalhamento não drenada. A tabela abaixo resume os coeficientes de variação obtidos para a variável $P_{\text{previsto}} / P_{\text{medido}}$ divididos para os diversos materiais atravessados e uma média geral de todas as provas de carga:

Tabela 5.10 – Valores de K (Briaud e Tucker, 1988)

Método	Todos os dados	Estacas em Areia	Estacas em Argila
Coyle	0,66	0,24	0,27
API	0,58	0,38	0,32
Briaud & Tucker	0,51	0,24	-
Meyerhof	0,72	0,24	-
Mississippi State Highway Department	0,70	0,70	0,22
Direct Cone	0,59	0,38	0,32
De Ruiter	0,42	0,39	0,28
LPC Cone	0,43	0,38	0,45
Schmertmann	0,74	0,40	0,40
Tumay & Fakhroo	0,43	-	0,50
Penpile	0,38	0,28	0,24
LPC PMT	0,44	0,81	0,34

Para a análise de todos os dados o coeficiente de variação varia de 0,38 a 0,74, indicando que os métodos semi-empíricos utilizados no Brasil (Aoki & Velloso e Décourt & Quaresma) tem precisão compatível com a prática internacional.

Além de uma comparação individual de cada método, entende-se que uma avaliação de combinações entre métodos, por exemplo a média da capacidade de carga calculada para cada um dos métodos, pode ser útil.

A figura abaixo apresenta comparação entre provas de carga estáticas e a média dos 3 métodos de previsão de capacidade de carga. A média foi calculada utilizando-se os valores calculados pelos 3 métodos para as 3 profundidades (na cota e 1 m acima e abaixo)

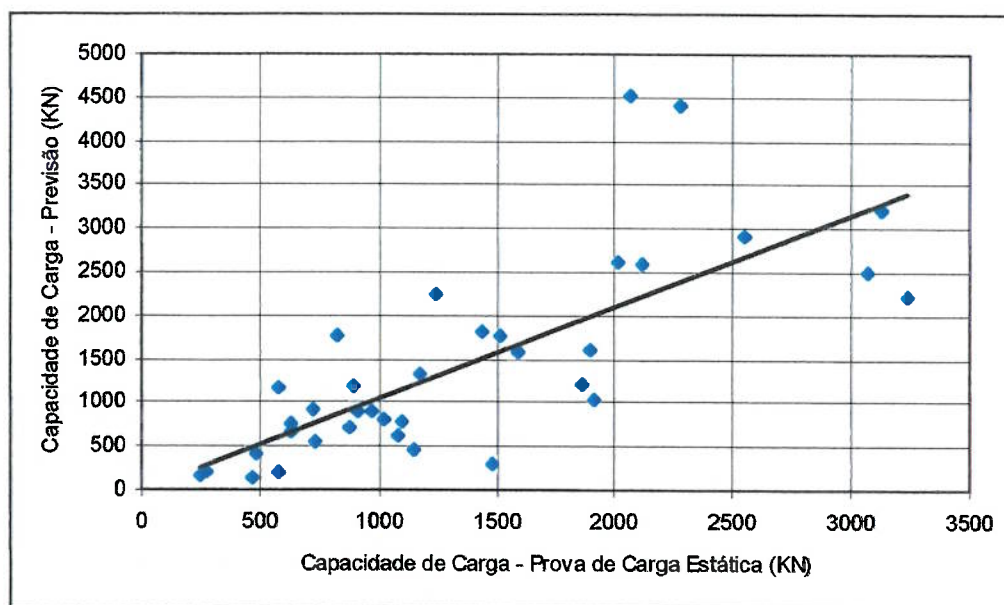


Figura 5.10 – Comparação entre previsões e provas de carga estáticas – utilização de valor médio dos métodos de previsão de capacidade de carga

O valor médio de K , para estes valores é 1.023, o desvio padrão é 0.500 e o coeficiente de variação é 0.489. Assumindo uma distribuição log-normal, a média é -0.014 e o desvio padrão é 0.204.

5.1.3 Análise da Variabilidade dentro da mesma Obra

Não poderá ser desprezado o fato de que, mesmo em condições geotécnicas aparentemente semelhantes, as capacidades de carga de estacas podem variar, conforme Gonçalves et al (1998), ou seja, em um mesmo universo geológico, pequenas variações de difícil detecção por investigações geotécnicas convencionais, podem provocar alterações na capacidade de carga de estacas.

Além disso, para casos práticos deverá ser avaliado quais as sondagens representativas do subsolo local. Existem engenheiros especialistas que embutem de forma indireta através da escolha da sondagem "representativa" segurança adicional no projeto. Diversas são as formas de consideração de investigações:

- divisão da área em sub-áreas de influência para cada sondagem;
- escolha de uma sondagem "média" como representativa;
- escolha de uma sondagem "ruim" como representativa;
- montagem de uma sondagem fictícia, baseada em valores médios para cada profundidade de todas as sondagens;
- montagem de uma sondagem fictícia, baseada em valores mínimos para cada profundidade de todas as sondagens;
- etc.

Não existe indicação de metodologia recomendada pela Norma Brasileira e o engenheiro de fundações tem grande liberdade de elaborar o "seu" procedimento de projeto, padronizado ou adaptável a cada obra diferente que enfrenta.

Décourt e Niyama (1991) apresentam em trabalho que trata do campo experimental da ABEF discussão que mostra que, em solos residuais, mesmo para sondagens próximas umas as outras, a variabilidade de resultados em termos de NSPT é relativamente alta. As sondagens apresentadas neste artigo distam menos de 3 m uma das outras e a variabilidade em termos de NSPT na mesma profundidade poder ser de até 100%. A variabilidade de NSPT médio até uma profundidade de 7 m mostrou diferenças de 26%. Décourt e Niyama sugerem para as condições ensaiadas um fator de segurança igual a 2 a ser aplicado em previsões de capacidade de carga baseadas em NSPT. Entretanto reconhecem que o tema é muito importante e teria que ser desenvolvido mais a fundo.

Décourt (1996) discute a quantidade de sondagens necessárias para uma obra, postulando que o mínimo necessário seriam 3 sondagens. Décourt também discute possíveis arranjos de sondagens e que cada um destes teria seus defensores. Conclui

que o comportamento da fundação e a representatividade de um perfil do subsolo são regidos muito mais pela média de uma série de sondagens do que por valores individuais de cada uma das sondagens.

Cunha et al (1998) apresenta estudos de uma obra na cidade de Fortaleza, no qual se fez uma divisão da obra em regiões, e aplicou-se um tratamento estatístico às sondagens SPT de cada região, criando perfis representativos médios, modais, inferiores e superiores. O estudo concluiu que o perfil típico de cada região que mais aproxima os métodos de cálculo de capacidade de carga semi-empíricos Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e P.P. Velloso à capacidade de carga real, obtida a partir de provas de carga estáticas, é o perfil que apresenta o limite superior de cada região. Já Abe et al (2000) mostrou em pesquisa com profissionais da área de fundações no Japão que a grande maioria utiliza, ao prever parâmetros de projeto, a média das sondagens SPT.

Intuitivamente, a variabilidade espacial da capacidade de carga dentro de uma mesma obra depende de uma série de fatores, tais como:

- tipo de solo – por exemplo, solos sedimentares geralmente são mais uniformes que solos residuais;
- tipo de distribuição da resistência ao longo da estaca – estacas nas quais a capacidade de carga é essencialmente devido ao atrito lateral tendem a gerar menor variabilidade do que estacas do tipo “ponta”;
- efeitos de instalação das estacas;
- dimensões e topografia da obra, etc.

Uma análise expedita dos dados publicados por Rosa (2000) permite elaborar um gráfico que demonstra uma relação bastante clara entre a variabilidade ao longo de uma mesma obra e o comprimento das estacas, conforme figura abaixo. Nota-se que, mesmo para um número relativamente reduzido de dados (foram utilizados somente casos nos quais existiam 5 ou mais provas de carga na mesma obra), existe uma tendência clara de que o coeficiente de variação da capacidade de carga tende a ser

menor no caso de estacas mais compridas. Já o valor proposto por Vrouwenvelder (1992), é constante e igual a 0,15. Eriksson (1991) apresenta valores do coeficiente de variação da capacidade de carga dentro da mesma obra, diferenciando 3 tipos de estacas: aquelas que resistem às solicitações essencialmente pelo atrito lateral, aquelas que dividem a carga entre ponta e atrito lateral e estacas de ponta, concluindo, baseado em ensaios de carregamento dinâmico executados em 41 obras, que a variabilidade em obras nas quais se utilizam estacas de ponta é maior do que em obras nas quais a carga é suportada essencialmente pelo atrito lateral, conforme a tabela abaixo:

Tabela 5.11 – coeficientes de variação para a capacidade de carga em função do tipo de estaca (Eriksson, 1991)

Tipo de Estaca	Coeficiente de Variação	
	mínimo	máximo
Atrito lateral	5%	12%
Ponta + atrito lateral	6%	18%
Ponta	8%	20%

Franke (1991) apresenta valores do coeficiente de variação determinados a partir de provas de carga estáticas, para estacas escavadas, diferenciando entre a variabilidade de ponta e do atrito lateral, respectivamente coeficientes de variação de 0,3 e 0,2.

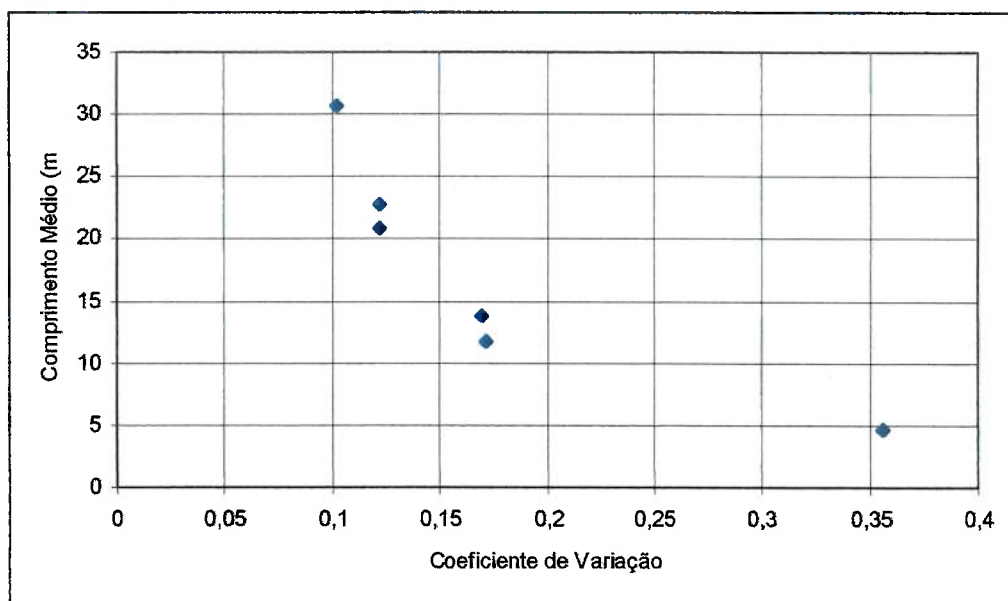


Figura 5.11 – Comprimento médio das estacas e função do coeficiente de variação da capacidade de carga medida nas mesmas obras – dados publicados por Rosa (2000)

À luz dos dados publicados por Eriksson (1991) e Franke (1991), a figura acima parece consistente, pois, de maneira geral, estacas mais compridas acabam por suportar parcela maior no atrito lateral do que estacas ditas de ponta. Como o atrito lateral acaba sendo uma somatória ao longo de toda a estaca, esta resistência tende a ser uma média ao longo de um perfil de subsolo, menos afetada por pequenas variações locais, ao contrário da resistência de ponta, que pode vir a ser afetada de forma significativa por variações locais.

Acrescentando aos dados de Rosa (2000), os dados publicados por Evangelista et al (1977), Vrouwenvelder (1992) e Eriksson (1991) resulta a seguinte figura:

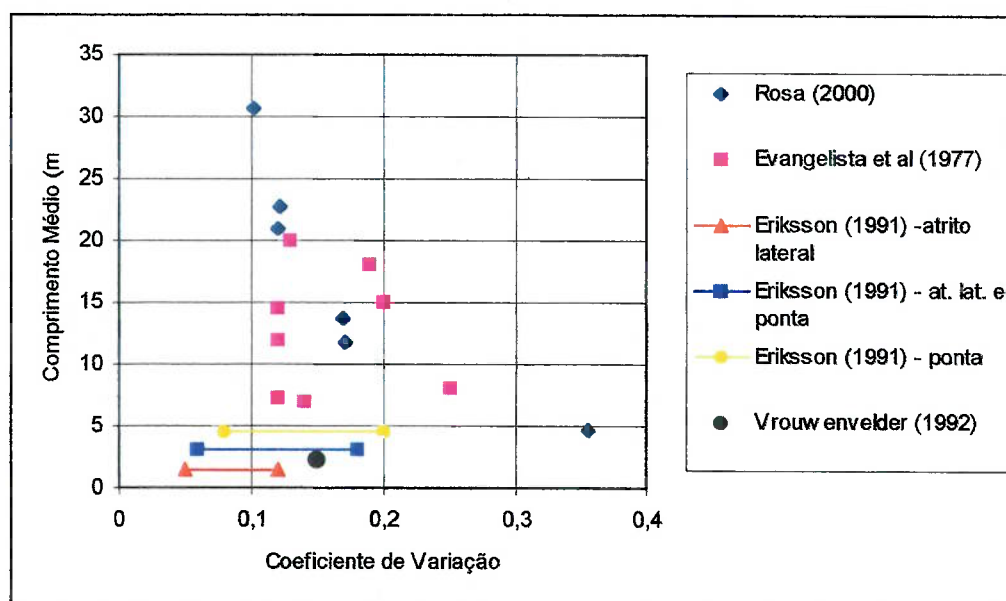


Figura 5.12 –coeficiente de variação da capacidade de carga na mesma obra em função do comprimento cravado

Os dados de Evangelista et al (1977) não apresentam tendência tão clara quanto aqueles resultantes de Rosa (2000). Eventualmente estas diferenças estão associadas ao fato de que nenhuma das provas de carga utilizadas por Evangelista foi levada à ruptura. Para determinação da variabilidade foram utilizadas considerações sobre a deformabilidade das estacas.

Certamente o assunto da definição da variabilidade dentro de uma mesma obra merece uma avaliação mais detalhada. Um caminho a ser seguido poderia ser o uso de investigações geotécnicas, por exemplo, o NSPT. Desta forma seria possível avaliar a variabilidade da capacidade de carga determinada através de métodos de previsão de capacidade de carga. Na condição ideal, esta avaliação ainda teria que ser validada pela execução de provas de carga. Pesquisa neste sentido em desenvolvimento da EPUSP poderá vir a trazer contribuição valiosa para este assunto.

No capítulo 4 são apresentados valores típicos do coeficiente de variação da resistência ao cisalhamento, c' e ϕ' : para c' , o valor médio é de 0,22 e para ϕ' 0,09. Estes valores não podem ser relacionados diretamente com a capacidade de carga,

pois além da resistência ao cisalhamento, o estado de tensões, efeitos da cravação sobre as propriedades de resistência, além da forma da estaca afetam a capacidade de carga. Entretanto, ao menos de forma qualitativa, é possível concluir que existe uma correlação relativamente boa. Além disso, também de forma puramente qualitativa, um coeficiente de variação maior para a coesão e menor para o ângulo de atrito poderiam explicar variabilidades maiores em estacas mais curtas: em profundidades o efeito da coesão é maior; já em profundidades maiores e, portanto, estacas mais longas, as tensões verticais e horizontais são maiores e, portanto, o ângulo de atrito tem, proporcionalmente, importância cada vez maior em relação ao ângulo de atrito.

Baecher e Rackwitz (1982), ao invés de avaliar um valor determinado para a consideração da variabilidade em uma mesma obra, assumem a variabilidade como sendo uma variável aleatória, com uma determinada distribuição de probabilidades.

5.1.4 Métodos de Controle de Campo das Estacas

Conforme já descrito no capítulo 4.4, a execução de obras de fundações em estacas cravadas, com raras exceções, está sempre vinculada aos chamados controles de campo, nega repique, comprimento cravado e diagrama de cravação.

Os dois primeiros, nega e repique, podem ser relacionados à capacidade de carga, sendo que o comprimento cravado e o diagrama de cravação são dados que servem basicamente como verificação por comparação com as previsões e sondagens, respectivamente.

Nega

Existe, para o caso da nega, um grande número de formulações, relacionando a nega, dados da estaca e do equipamento de cravação, com a capacidade de carga. Estas fórmulas, quando simplesmente aplicadas, podem levar a valores bastante diferentes, muitas vezes até irreais.

Comparações diretas de nega com capacidade de carga somente fazem sentido quando subdivididos em grupos para estacas e equipamentos de cravação com características semelhantes. Outra alternativa seria a aplicação das acima citadas fórmulas e avaliar, para diversas delas, qual a relação entre a previsão de capacidade de carga a partir da nega com a capacidade de carga medida.

Finalmente, uma comparação de combinações entre capacidades de carga calculadas por diversas formulações baseadas na nega também pode vir a apresentar resultados interessantes.

É interessante citar que a nega como parâmetro de controle em algumas obras se mostra bastante eficiente e em outras não. Casos de obra vividos pelo autor mostram que a nega, no caso de estacas longas com parcela de carga de ponta reduzida, não guarda relação direta com a capacidade de carga, ao contrário de estacas curtas, com parcela significativa de ponta, nas quais é possível traçar uma relação relativamente boa entre a nega e a capacidade de carga. Portanto, em uma avaliação mais aprofundada, seria importante diferenciar os universos de estacas "de ponta" e estacas suportadas em grande parte pelo atrito lateral, além de outras diferenciações que podem vir a se mostrar relevantes. Uma possível explicação para este tipo de observação puramente empírica poderia ser a ocorrência de "set-up", ou seja, parte do atrito lateral da estaca se desenvolve somente após a cravação da estaca. Já a resistência de ponta não sofre este tipo de fenomenologia e, portanto, é muito menos afetada.

A aplicação das fórmulas dinâmicas apresentadas no capítulo 4 aos dados de nega de estacas de diversas obras publicados por Rosa (2000), comparados com os resultados de provas de cargas dinâmicas pelo método CASE, devidamente ajustadas para o critério de ruptura de Davisson, está apresentada na figura abaixo. Note-se que foram utilizados todos os dados publicados, mesmo sabendo-se que parte dos ensaios foi executada nas mesmas estacas, variando-se somente a energia do martelo. Como as formulações dinâmicas dependem da energia aplicada, assim como o resultado da prova de carga dinâmica CASE, todos os casos foram considerados.

Não existem dados precisos sobre o sistema de cravação adotado, portanto foram admitidos os seguintes critérios para aplicação da fórmula de Hiley:

- $e_f = 0,75$ – martelo de queda livre acionado por cabo, o tipo de martelo mais comum no Brasil;
- $C_1 = 1,91$ mm – cravação pesada e coxim com 1,5 a 2 cm. Optou-se por admitir cravação pesada como sendo típica, pois em muitos casos nos quais se efetuam análises tipo CAPWAP, as tensões máximas são da ordem de 10 MPa ou superiores;
- $C_3 = 2,54$ mm
- $n = 0,25$ – martelo de queda livre e coxim de madeira

Nota-se que existe uma relação entre os cálculos de capacidade de carga baseados na nega e os dados das provas de carga dinâmicas, porém com coeficiente de Determinação relativamente baixo. Visualmente, as fórmulas dinâmicas de Janbu e dos Dinamarqueses apresentam Determinação melhor com as provas de carga dinâmicas.

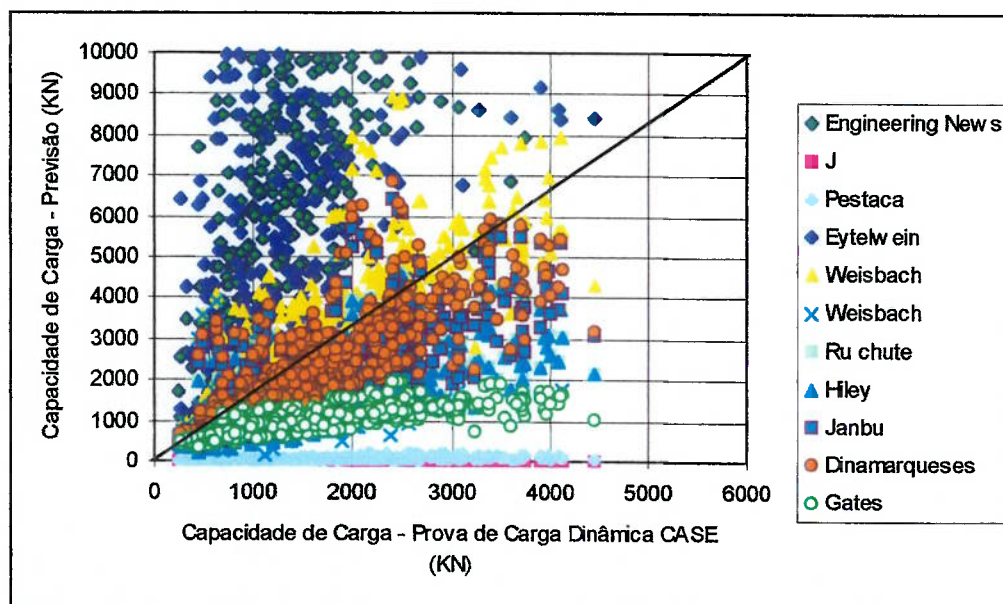


Figura 5.13 – Comparação de Capacidade de Carga observadas com capacidade de carga previstas por fórmulas dinâmicas

A tabela abaixo mostra as equações de retas resultantes de análises de regressão linear que correlacionam ($P_{prev} = a \times P_{obs} + b$) provas de carga dinâmicas com as fórmulas dinâmicas e os coeficientes de determinação, para cada uma das formulações apresentadas acima.

Tabela 5.12 – Parâmetros das regressões lineares

Fórmula	a	b	Coef. de determinação (r^2)
Engineering News	3.94	1490	0,494
Eytelwein	3.39	9945	0,043
Weisbach	1.31	402	0,626
Hiley	0.58	378	0,499
Janbu	0.88	384	0,588
Dinamarqueses	1.01	354	0,626
Gates	0.24	526	0,592

A condição ideal seria representada por um coeficiente de determinação igual a 1, um coeficiente angular da reta de regressão “a” igual a 1 e “b” igual a zero”.

Nota-se que, de maneira geral, os coeficientes de determinação são relativamente baixos e que as equações que adequam melhor são a fórmula de Janbu e dos Dinamarqueses.

Olson e Flaate (1967) fizeram estudos com 116 provas de carga em estacas de madeira, concreto pré-moldado e aço, cravadas em solos arenosos. Foram excluídos do universo dos dados avaliados as estacas de madeira com carga de ruptura superior a 1000 KN e as de concreto, com carga de ruptura acima de 2500 KN. As avaliações foram semelhantes àquelas efetuadas acima, sobre as seguintes fórmulas dinâmicas: Engineering News, Gow, Hiley, Pacific Coast, Janbu, Dinamarqueses e Gates. O critério de ruptura utilizado na determinação da capacidade de carga não é conhecido e os autores do artigo assumiram que a variabilidade devida a este fator deve ser de

aproximadamente 15%. Adicionalmente, sugerem que devem existir erros superiores a 10% devido a problemas executivos durante as provas de carga, tais como atrito interno dos macacos e equipamentos de medida descalibrados. Os resultados de Olson e Flaate, para as diversas fórmulas dinâmicas foram tabulados de forma similar à da tabela acima, porém a variável analisada foi o inverso daquela tabulada acima: utilizou-se ($P_{obs} = a \times P_{prev} + b$), ao invés de ($P_{prev} = a \times P_{obs} + b$). Para permitir comparações, os resultados apresentados acima foram recalculados da mesma forma. Note-se que os dados de Olson e Flaate utilizados foram aqueles correspondentes às estacas de concreto, totalizando 17 estacas:

Tabela 5.13 – Parâmetros das regressões lineares

Fórmula	a	a*	b	b*	r ²	r ^{2*}
Engineering News	0.13	0.20	756	720	0.494	0.012
Hiley	0.87	1.08	603	240	0.500	0.185
Janbu	0.67	0.66	512	230	0.588	0.410
Dinamarqueses	0.62	0.60	477	110	0.626	0.476
Gates	2.47	1.62	-513	-270	0.592	0.423

* - Dados de Olson e Flaate (1967)

Como pode ser visto, os resultados das regressões lineares não são iguais. Possível explicação para este fato seria que o número de provas de carga apresentadas por Olson e Flaate, em estacas de concreto, é relativamente reduzido (n=17). As figuras abaixo apresentam os dados de Rosa (2000), considerando o valor da capacidade de carga estática estimado a partir das provas de carga dinâmicas pelo método CASE. Nas mesmas figuras estão apresentados os resultados de Olson e Flaate e, ao menos do ponto de vista visual, os resultados são plenamente compatíveis com o banco de dados de Rosa, indicando a validade de se utilizar o referido banco de dados.

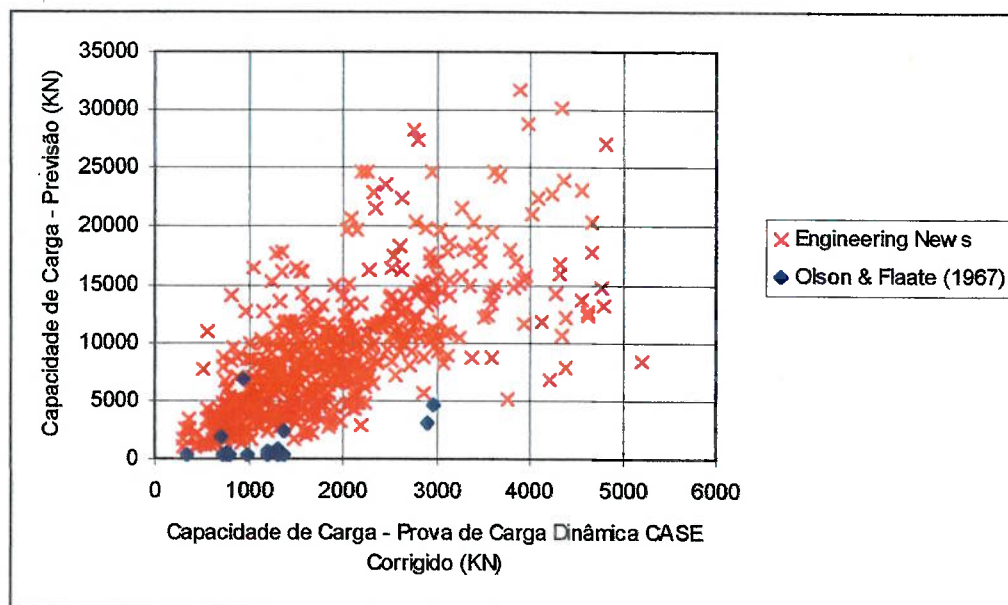


Figura 5.14 – Capacidade de Carga observada versus capacidade prevista pela fórmula Engineering News – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)

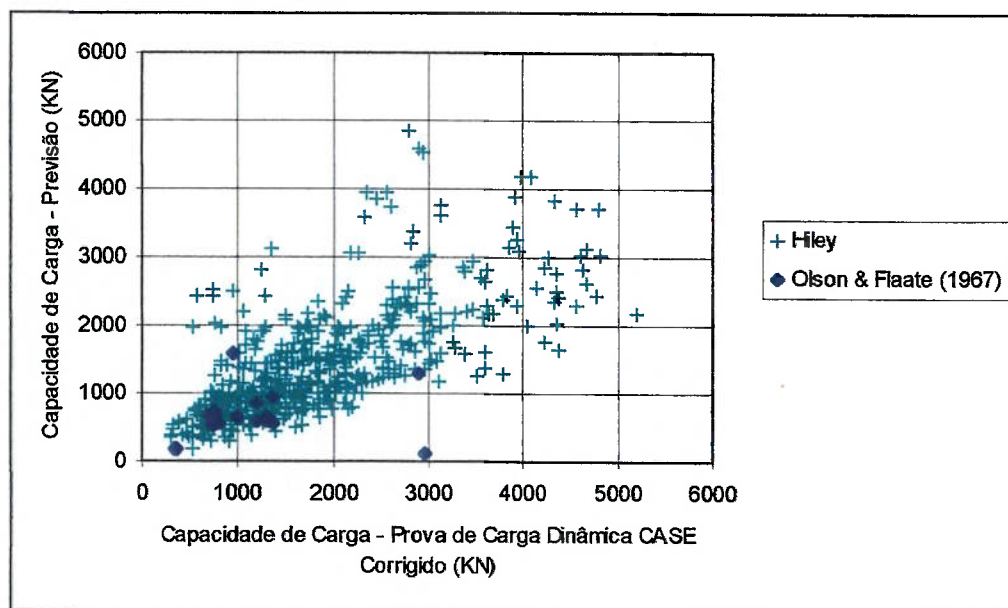


Figura 5.15 – Capacidade de Carga observada versus capacidade prevista pela fórmula de Hiley – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)

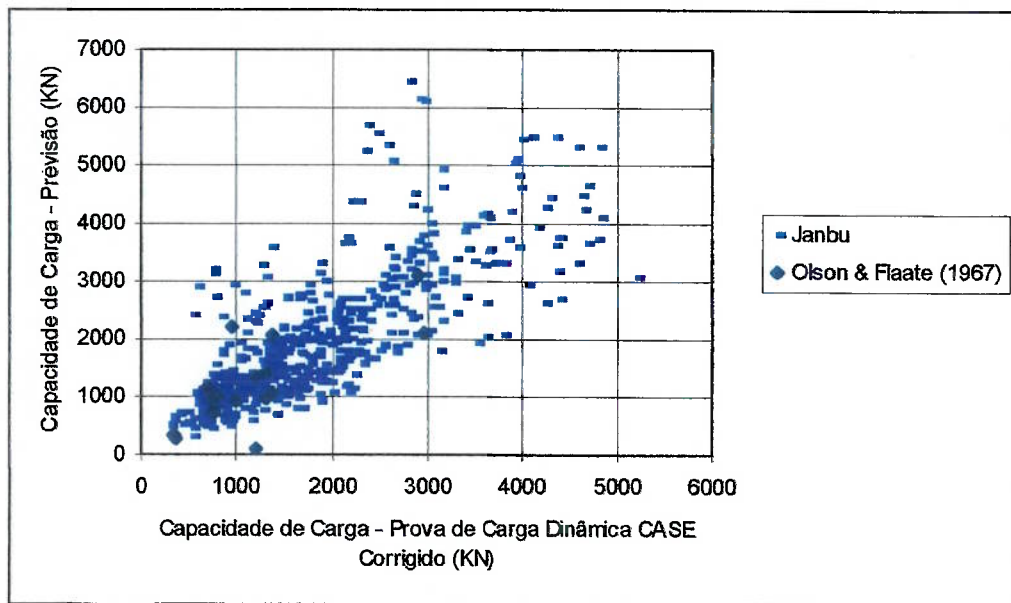


Figura 5.16 – Capacidade de Carga observada versus capacidade prevista pela fórmula de Janbu – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)

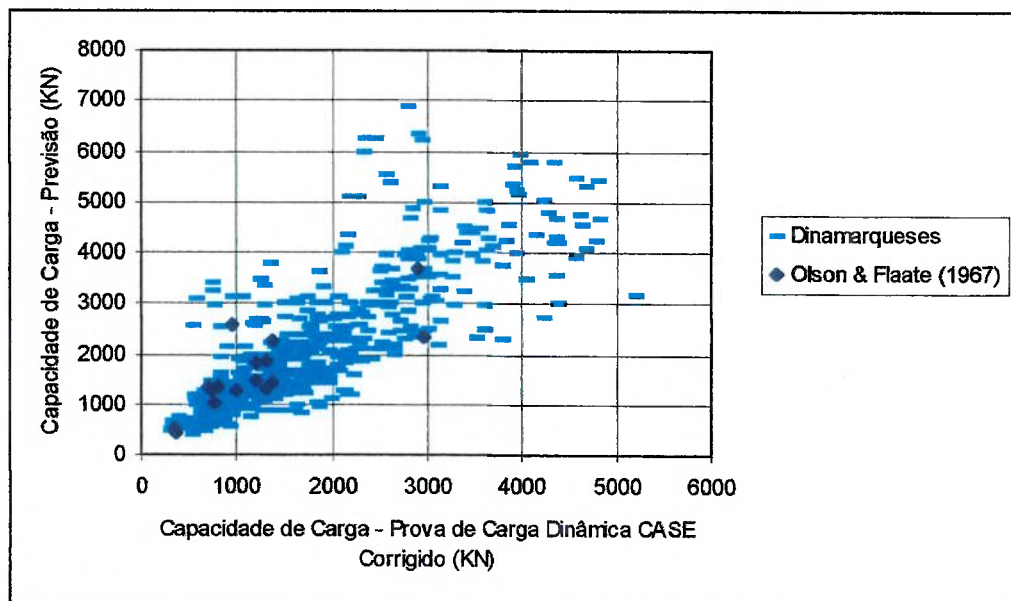


Figura 5.17 – Capacidade de Carga observada versus capacidade prevista pela fórmula dos Dinamarqueses – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)

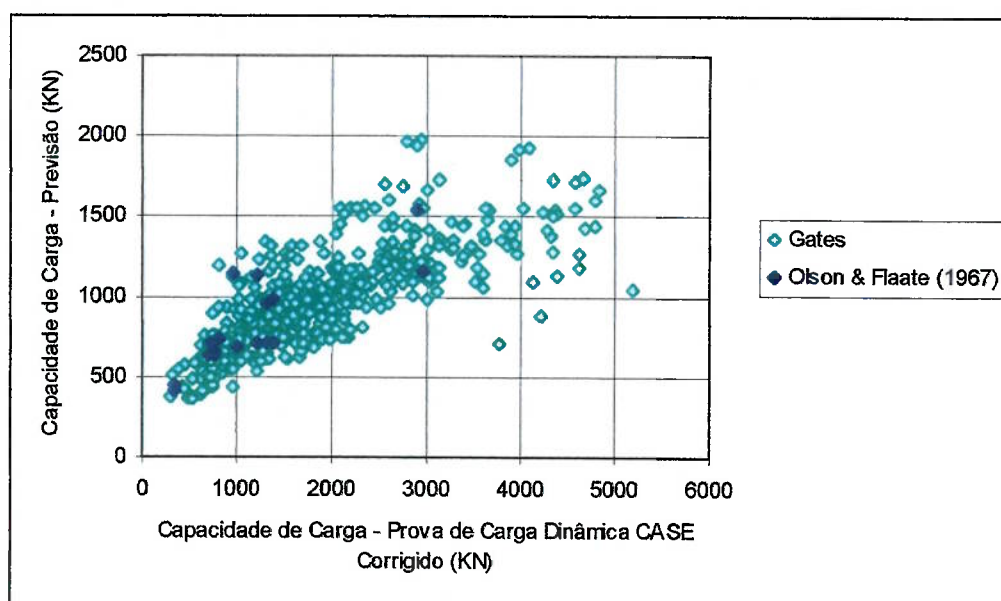


Figura 5.18 – Capacidade de Carga observada versus capacidade prevista pela fórmula de Gates – dados de Rosa (2000) e Olson e Flaate (1967)

Para avaliar de forma mais quantitativa as dispersões associadas a cada uma das formulações dinâmicas, foi adotada a variável K e avaliada a sua média e desvio padrão. As figuras abaixo apresentam as distribuições de frequências associadas a cada uma das formulações dinâmicas.

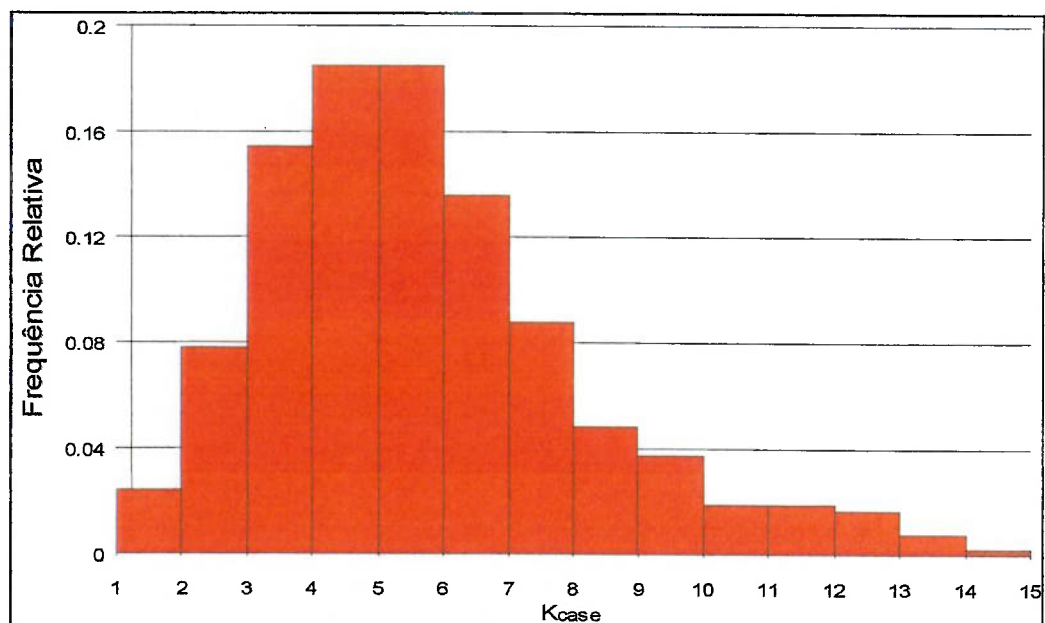


Figura 5.19 – Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} para a fórmula Engineering News

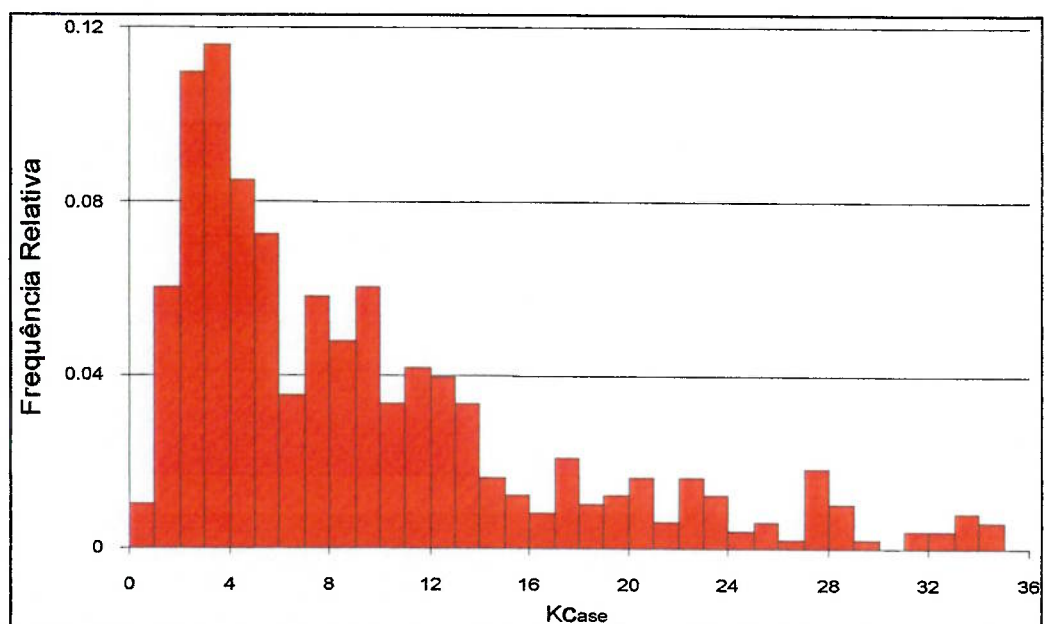


Figura 5.20 – Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} para a fórmula de Eytelwein

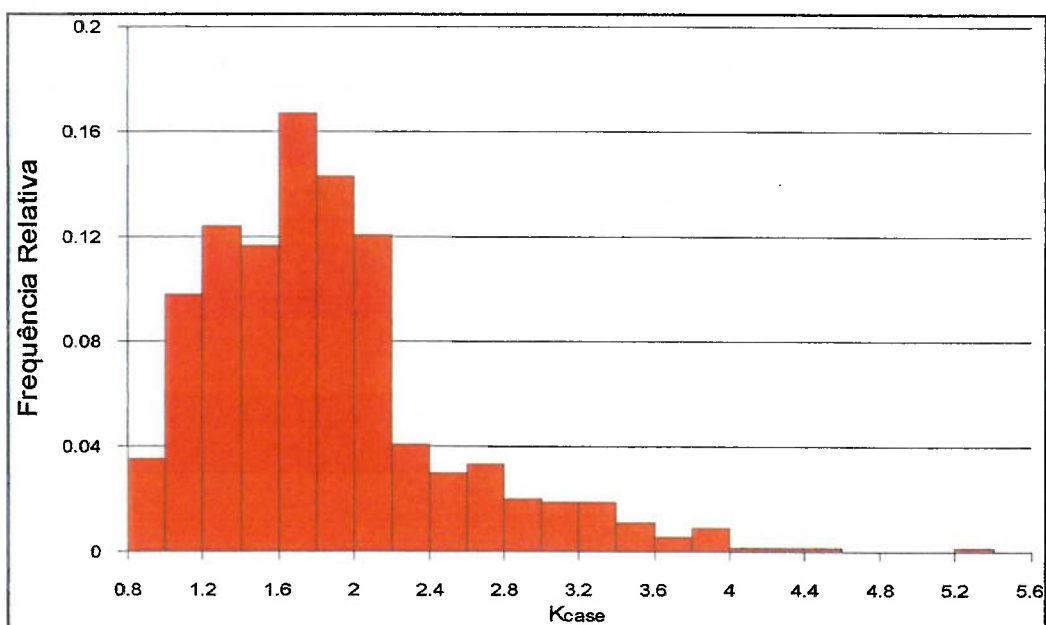


Figura 5.21 – Distribuição de frequências da variável K_{CASE} para a fórmula de Weisbach

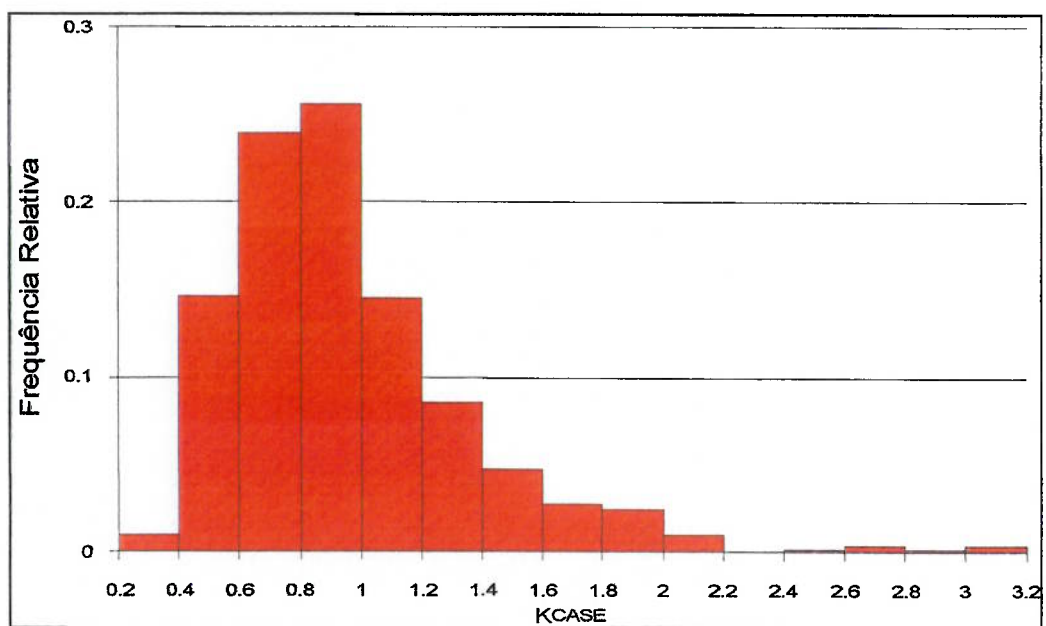


Figura 5.22 – Distribuição de frequências da variável K_{CASE} para a fórmula de Hiley

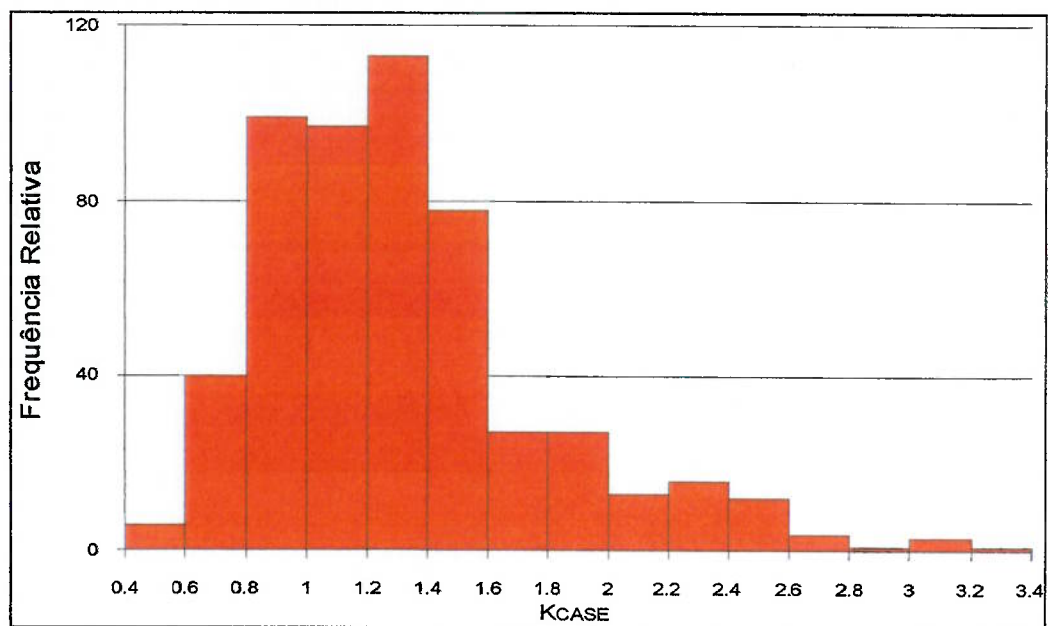


Figura 5.23 – Distribuição de frequências da variável K_{CASE} para a fórmula de Janbu

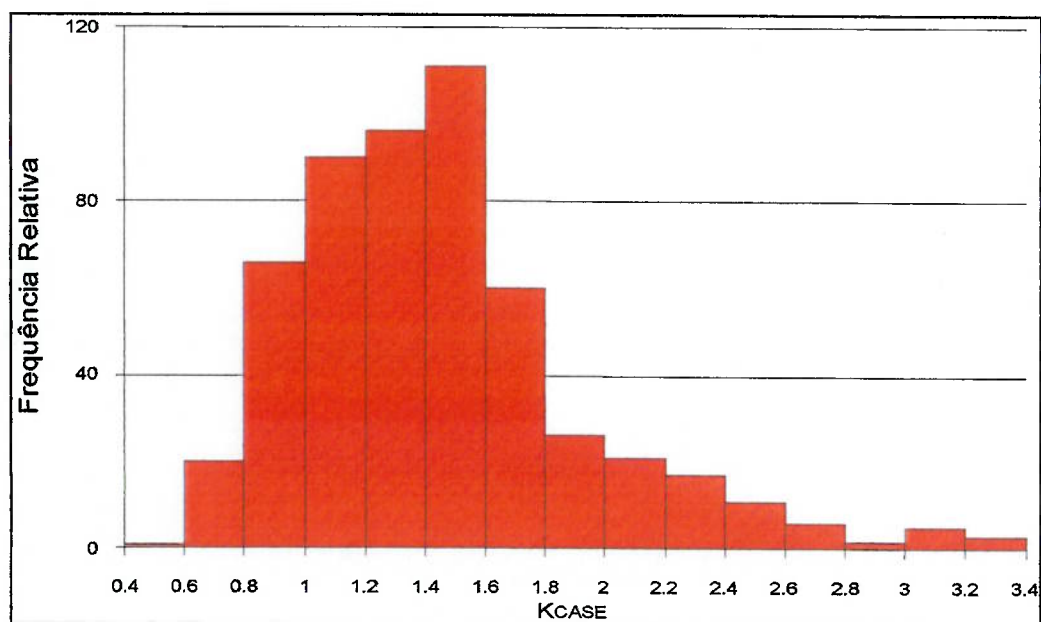


Figura 5.24 – Distribuição de frequências da variável K_{CASE} para a fórmula dos Dinmarqueses

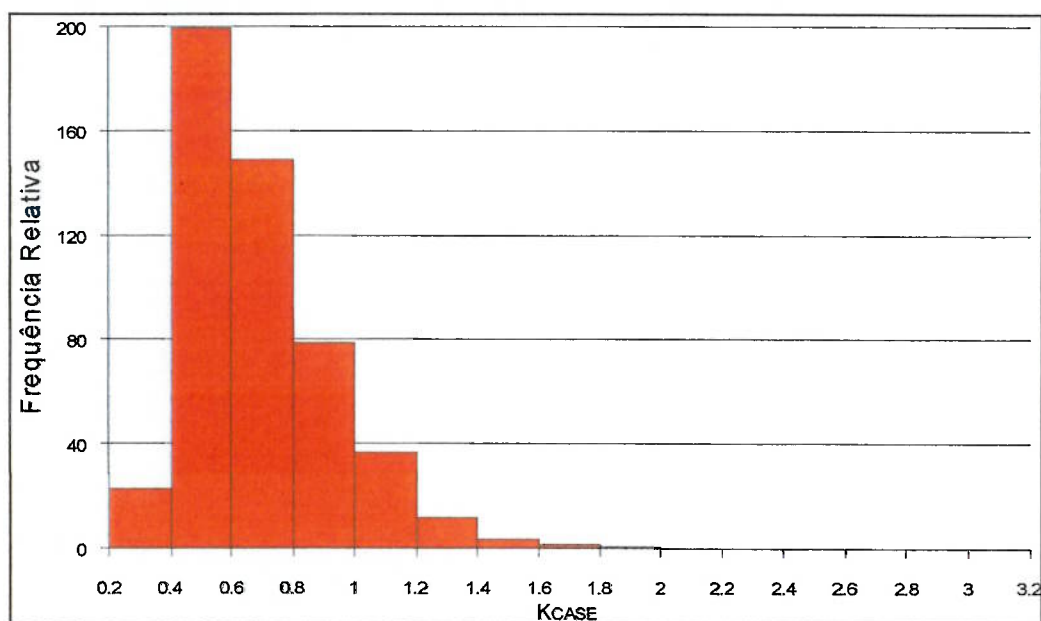


Figura 5.25 – Distribuição de frequências da variável K_{CASE} para a fórmula de Gates

A tabela abaixo resume os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação da variável K_{CASE} de cada uma das distribuições apresentadas graficamente acima.

Tabela 5.14 – K_{CASE} para diversas fórmulas dinâmicas

Fórmula	Valor médio	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação	Desvio padrão da regressão
Engineering News	5,83	2,80	0,48	3978
Eytelwein	11,37	12,42	1,09	15789
Weisbach	1,89	0,78	0,41	1008
Hiley	0,98	0,50	0,50	574
Janbu	1,36	0,60	0,44	736
Dinamarqueses	1,50	0,63	0,42	779
Gates	0,69	0,24	0,35	275

É interessante notar que, com exceção da fórmula de Eytelwein, os valores do coeficiente de variação de todas as fórmulas analisadas resultaram bastante parecidos, entre 0,35 e 0,50. Isto significa que a introdução de um coeficiente de

“ajuste” nas fórmulas dinâmicas listadas levaria a valores médios iguais a 1 e desvios padrão muito parecidos. Este coeficiente de ajuste, puramente empírico e, a princípio, válido somente para o universo de dados publicados por Rosa (2000), poderia ser definido como sendo $1 / \text{valor médio da variável } K$. Outra forma, mais precisa, é utilizar os dados da regressão e recalculá-los o conjunto completo de dados.

A figura abaixo é semelhante à figura 5.13 acima, com a diferença de que as fórmulas dinâmicas foram corrigidas pelos coeficientes de ajuste empírico, conforme proposto acima.

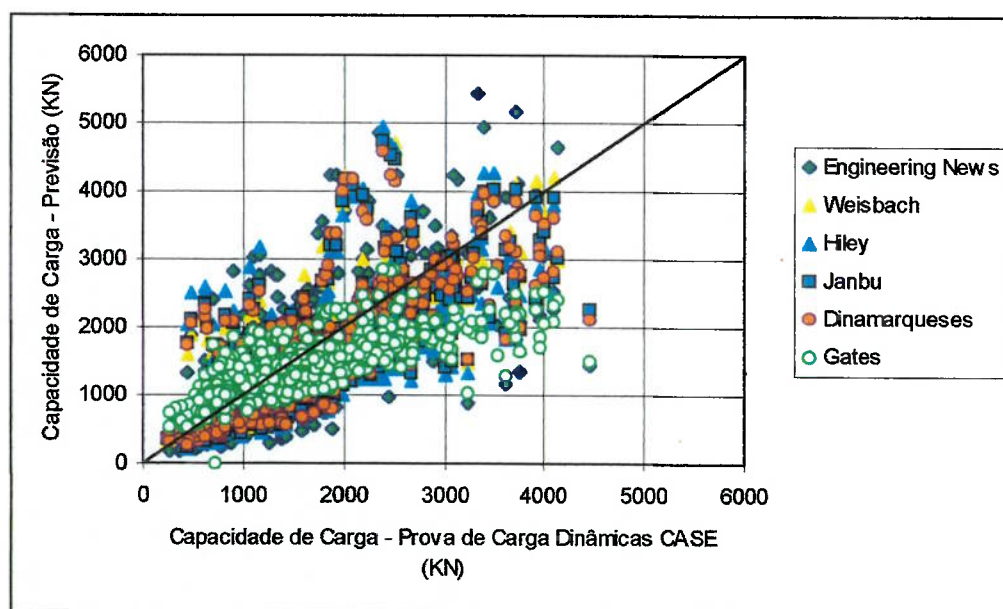


Figura 5.26 – Comparação entre provas de carga dinâmicas – CASE e fórmulas dinâmicas corrigidas

A partir da figura acima e dos dados de dispersão apresentados na tabela 5.14 acima, é possível afirmar que, ao menos para os dados apresentados por Rosa (2000), as fórmulas dinâmicas Engineering News, Weisbach, Hiley, Janbu, Dinamarqueses e Gates, devidamente adequadas por um coeficiente empírico de ajuste, levam a resultados com precisão bastante semelhante, ou seja, as dispersões associadas a cada uma das fórmulas são bastante semelhantes.

A partir deste ponto, todos os estudos serão concentrados nas fórmulas de Janbu e dos Dinamarqueses, formulações estas que, na literatura, são indicadas como sendo as mais precisas, embora a discussão acima mostre que outras formulações poderia ser utilizadas. Todas as considerações efetuadas são, a princípio, aplicáveis ao restante das formulações dinâmicas.

A fim de verificar a influência de diversos fatores sobre os resultados de cálculos de capacidade de carga baseadas nas fórmulas de Janbu e dos Dinamarqueses, foram efetuadas verificações destes valores em relação à capacidade de carga calculada por provas de carga dinâmicas, plotados em função de:

- tipo de solo sob a ponta da estaca;
- Comprimento cravado da estaca;
- NSPT do solo sob a ponta da estaca.

Os gráficos apresentados abaixo mostram estas comparações:

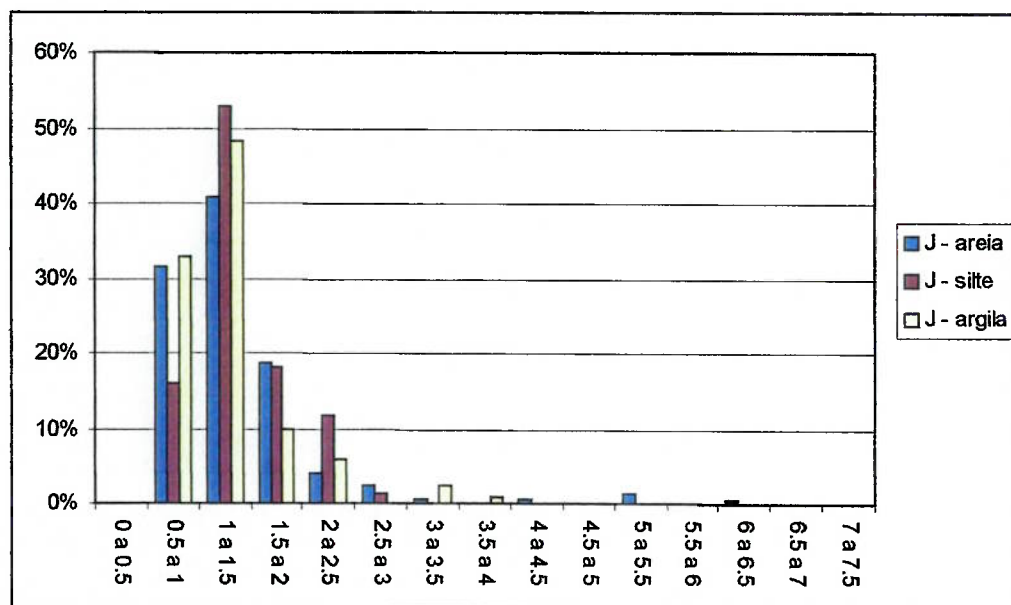


Figura 5.27 – Avaliação da Influência do solo sob a ponta da estaca – Fórmula de Janbu

É possível notar que existem diferenças nas distribuições de probabilidades para cada tipo de solo, seja em termos de valores médios, seja em termos de dispersões.

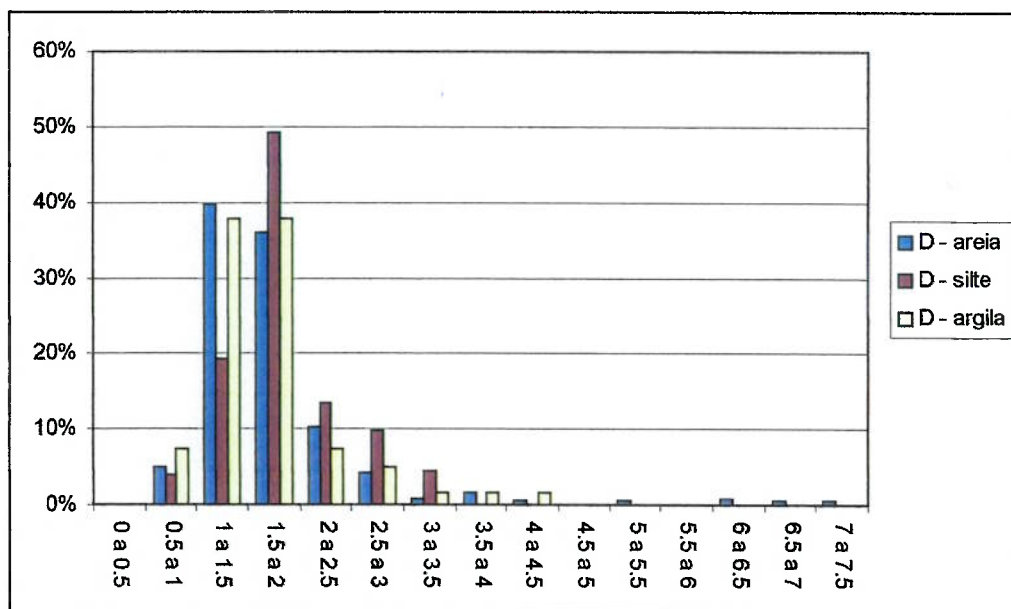


Figura 5.28 – Avaliação da Influência do solo sob a ponta da estaca – Fórmula dos Dinamarqueses

Assim como para a fórmula de Janbu, existem diferenças, tanto em termos de valores médios, quanto em termos de dispersões.

Em termos numéricos, estas diferenças estão resumidas na tabela abaixo:

Tabela 5.15 – Parâmetros estatísticos de formulações dinâmicas em função do tipo de solo

	Areia	Silte	Argila
Janbu – Média	1.359	1.411	1.291
Janbu – Desvio padrão	0.711	0.452	0.552
Dinamarqueses – Média	1.739	1.835	1.669
Dinamarqueses – Desvio padrão	0.861	0.560	0.676

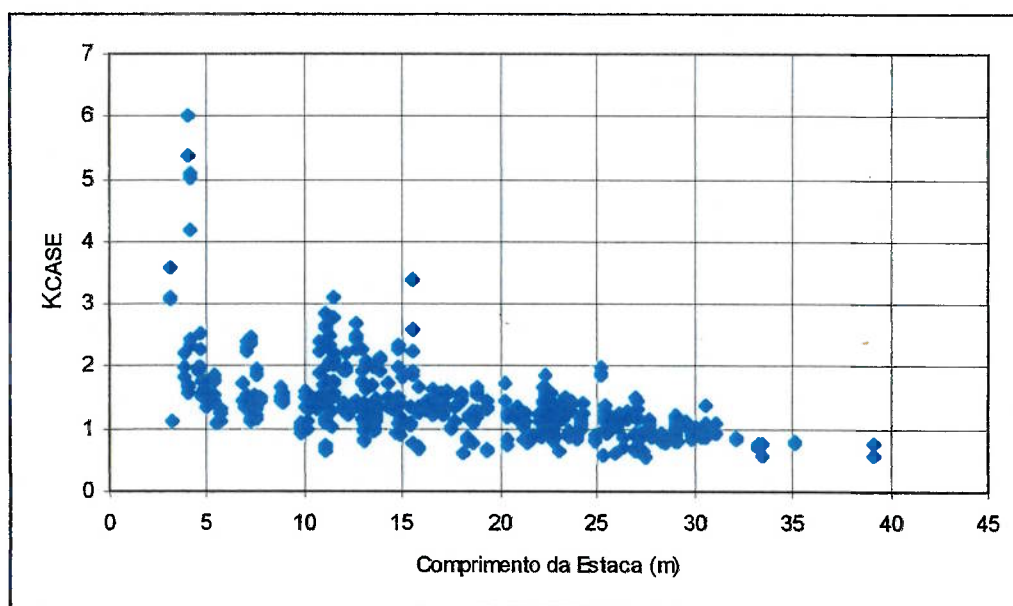


Figura 5.29 – Avaliação da Influência do comprimento da estaca – Fórmula de Janbu

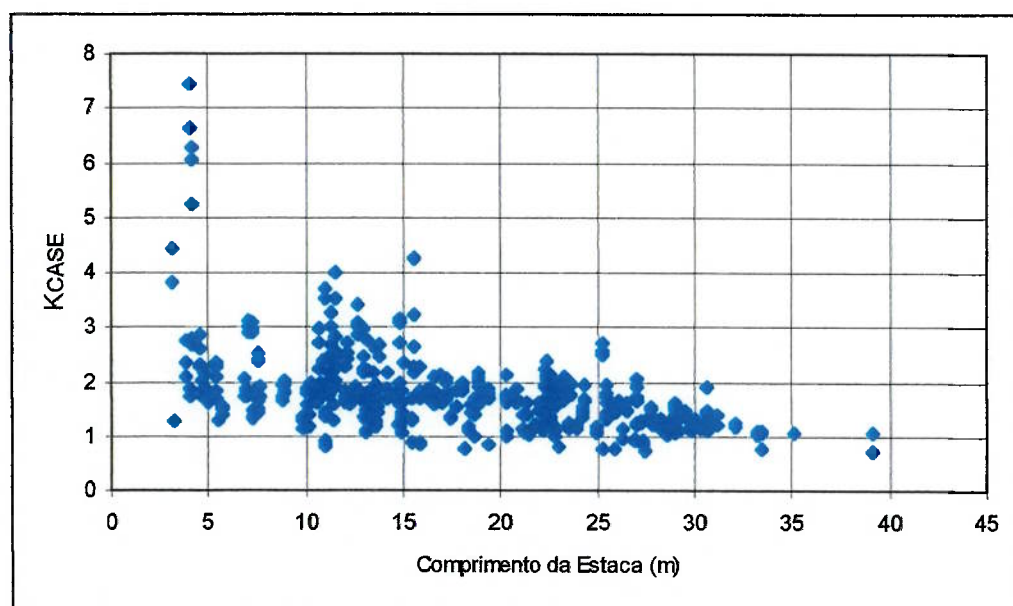


Figura 5.30 – Avaliação da Influência do comprimento da estaca – Fórmula dos Dinamarqueses

Tanto para o a fórmula e Janbu, quanto para a fórmula dos Dinamarqueses, existe uma tendência, de, para comprimentos maiores de estaca, subestimar a sua capacidade de carga.

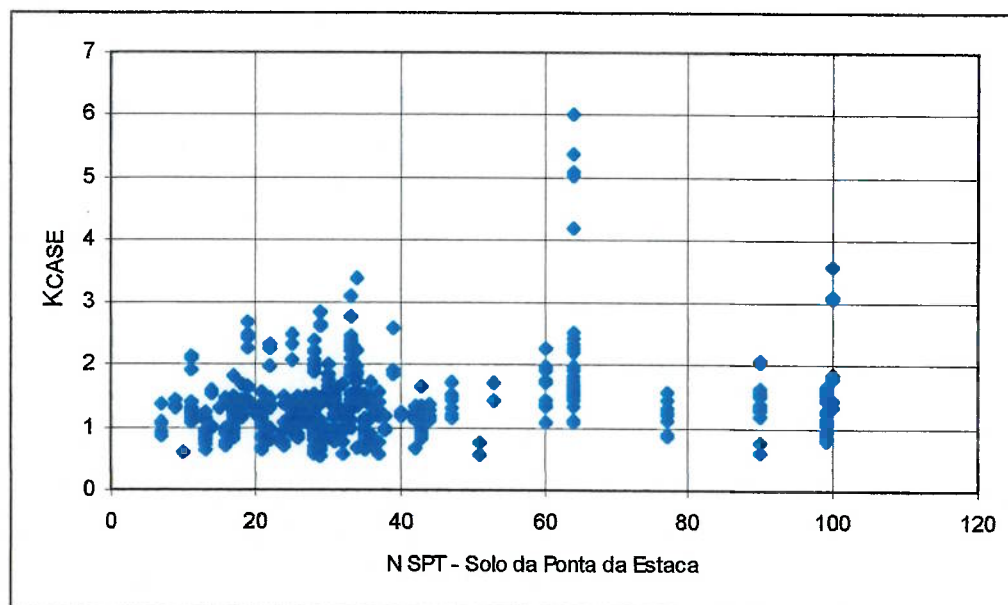


Figura 5.31 – Avaliação da Influência do NSPT sob a ponta da estaca – Fórmula de Janbu

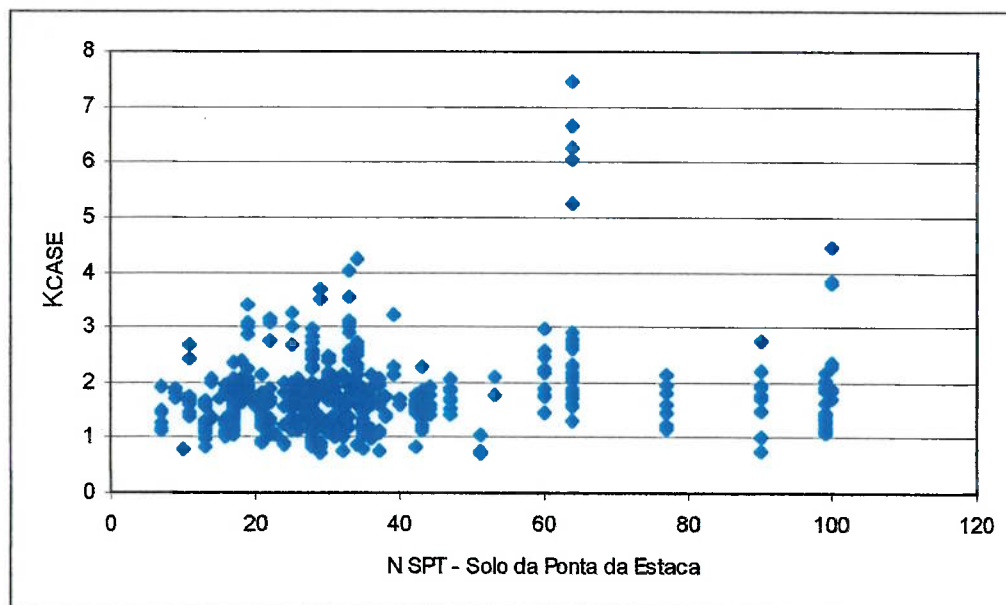


Figura 5.32 – Avaliação da Influência do NSPT sob a ponta da estaca – Fórmula dos Dinamarqueses

Os gráficos de avaliação da relação entre a capacidade carga calculada por fórmulas dinâmicas em relação à capacidade de carga medida por prova de carga dinâmica, em função do NSPT do solo sob a ponta da estaca não são conclusivos sobre alguma interrelação entre os valores.

Das figuras acima é possível deduzir que tanto o solo sob a ponta da estaca, quanto o comprimento desta resultam em variações nos cálculos da capacidade de carga pelas fórmulas de Janbu e Dinamarqueses. O valor do NSPT sob a ponta da estaca parece não afetar de maneira significativa a relação entre capacidade de carga calculada a partir da nega e provas de carga dinâmicas.

Tendo em vista a variação explicitada nas figuras 5.29 e 5.30, ou seja, variação da relação entre capacidades de carga calculadas e medidas em função do comprimento da estaca, uma forma de incrementar a precisão da previsão de capacidade de carga a partir da nega, seria a introdução de coeficientes de ajuste (“fatores de correção”) que levem em conta o comprimento das estacas. Uma forma de criar estes “fatores de

correção” seria o uso de, por exemplo, uma regressão linear aplicada ao gráfico que mostra Capacidade de Carga Calculada / Capacidade de Carga Medida em função do comprimento das estacas. Esta regressão linear vai levar a um resultado do tipo:

$$y = a x + b.$$

O fator de ajuste para aproximar a relação entre capacidade de carga calculada / capacidade de carga medida a 1, pode ser definido como sendo $1/y$.

Aplicando-se esta metodologia a todos os dados apresentados nas figuras 5.29 e 5.30, resultam as figuras 5.33 e 5.34, nas quais a tendência de variação da relação entre a capacidade de carga calculada a partir de fórmulas dinâmicas e as provas de carga dinâmicas CASE com o comprimento da estaca foi corrigida. O fator de correção obtido, para os dados publicados por Rosa (2000) foi:

- Fórmula de Janbu: $1 / (-0.0428 \times L_{\text{estaca}} + 2.1243)$
- Fórmula dos Dinamarqueses: $1 / (-0.0469 \times L_{\text{estaca}} + 2.5912)$

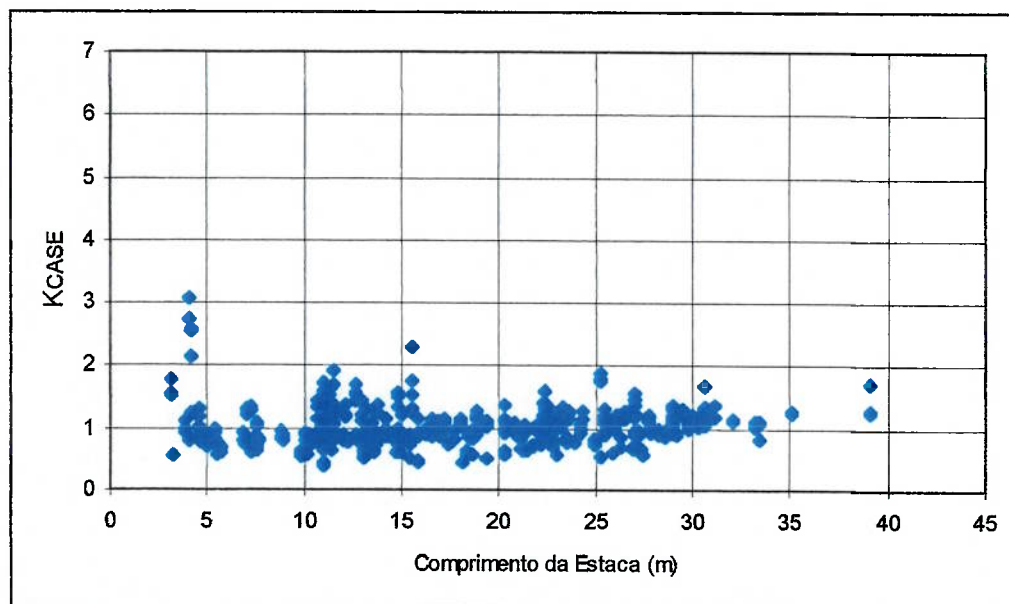


Figura 5.33 – Fórmula de Janbu corrigida. Note-se que não existe mais tendência de variação com o comprimento cravado da estaca

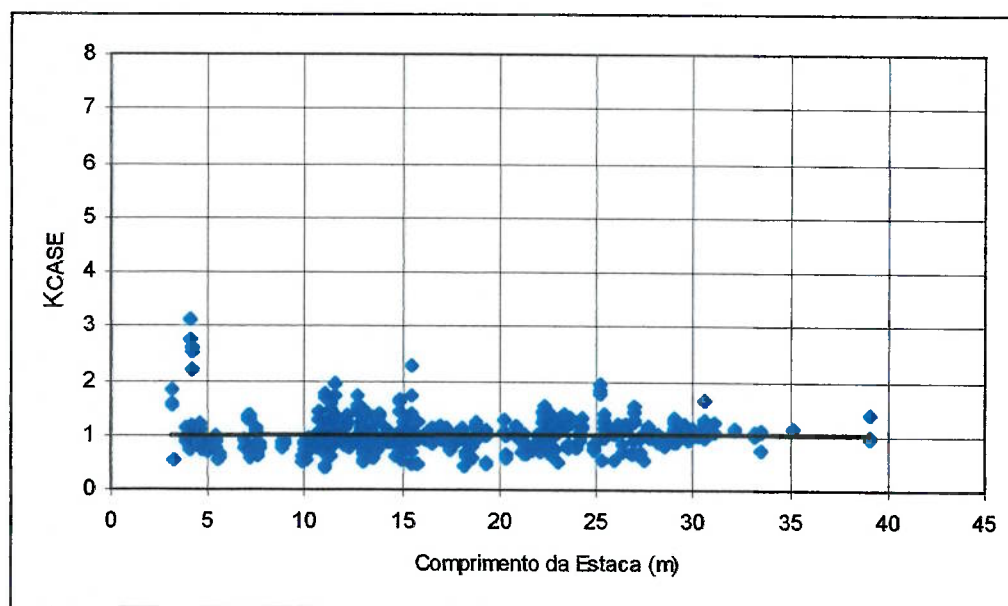


Figura 5.34 – Fórmula dos Dinamarqueses corrigida. Note-se que não existe mais tendência de variação com o comprimento cravado da estaca

O mesmo procedimento pode ser adotado para os dados divididos em função do tipo de solo sob a ponta da estaca, resultando os seguintes coeficientes de ajuste:

Tabela 5.16 – Coeficientes de ajuste para as fórmulas de Janbu e Dinamarqueses

	Janbu	Dinamarqueses
Areia	$1 / (-0.0486 L_{estaca} + 2.262)$	$1 / (-0.0532 L_{estaca} + 2.729)$
Silte	$1 / (-0.0344 L_{estaca} + 2.022)$	$1 / (-0.0356 L_{estaca} + 2.466)$
Argila	$1 / (-0.0407 L_{estaca} + 1.970)$	$1 / (-0.0471 L_{estaca} + 2.455)$

As figuras 5.35 e 5.36 apresentam as distribuições de probabilidade da variável K_{CASE} calculada a partir da nega pela fórmula de Janbu, sem correção e corrigidas de acordo com o proposto acima.

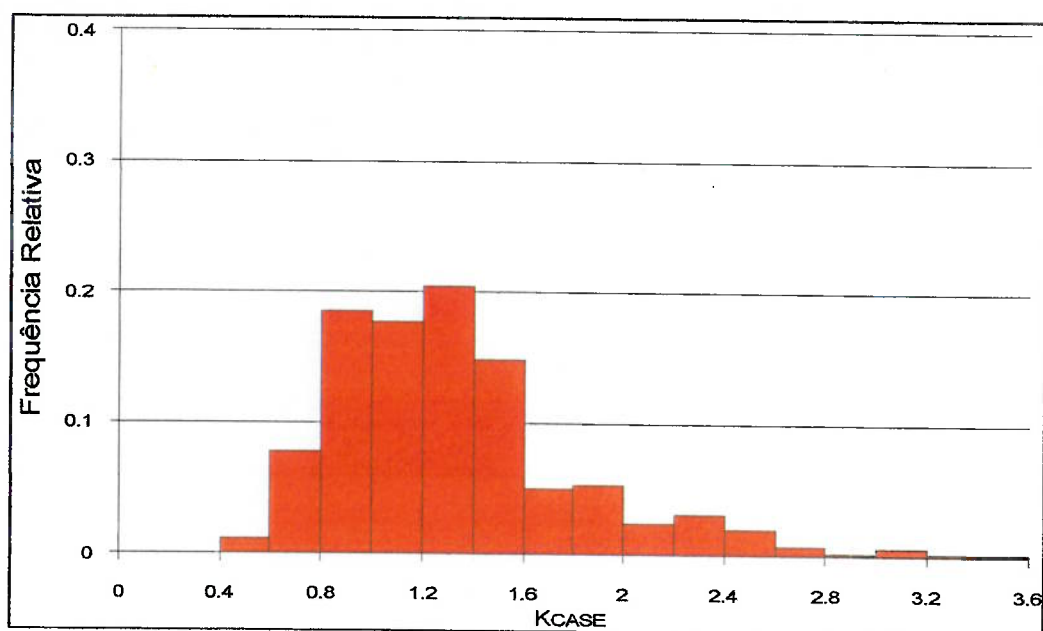


Figura 5.35 – Distribuição de frequências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Janbu, sem correção.

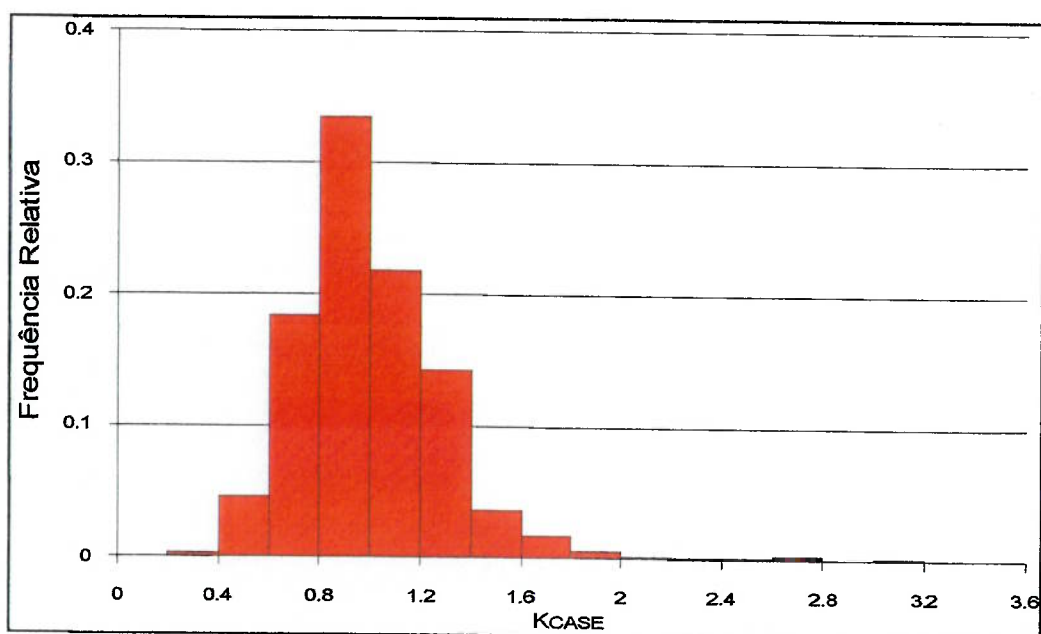


Figura 5.36 – Distribuição de frequências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Janbu, com correção.

É interessante notar que a correção proposta não somente desloca a distribuição de frequência, mas também diminui a sua dispersão. O mesmo ocorre para as outras

análises, ou seja, fórmulas de Janbu e dos Dinamarqueses aplicadas aos dados separados pelo tipo de solo sob a ponta da estaca. A tabela abaixo mostra, para as diversas soluções analisadas, a média e o desvio padrão da variável K_{CASE} .

Tabela 5.17 – Parâmetros estatísticos das fórmulas de Janbu e Dinamarqueses sem e com correção

Caso	Sem correção		Com correção	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Fórmula de Janbu	1.358	0.608	1,00	0.314
Fórmula de Janbu – areias	1.359	0.711	1,00	0.325
Fórmula de Janbu – silte	1.411	0.452	1,00	0.258
Fórmula de Janbu – Argila	1.291	0.552	1,00	0.329
Fórmula dos Dinamarqueses	1.751	0.742	1.00	0.315
Fórmula dos Dinamarqueses – areias	1.739	0.861	1,00	0.318
Fórmula dos Dinamarqueses – siltes	1.835	0.560	1.00	0.266
Fórmula dos Dinamarqueses – argila	1.669	0.676	1.00	0.321

É importante lembrar que todos os cálculos de calibração apresentados foram efetuados para os resultados de provas de carga dinâmicas tipo CASE. É, portanto, fundamental que, para permitir uma comparação com provas de carga estáticas, seja considerada a variabilidade associada à relação provas de carga dinâmicas CASE com as provas de carga estáticas.

$$E[XY] = E[X] \times E[Y]$$

$$VAR[XY] = m_X^2 \sigma_Y^2 + m_Y^2 \sigma_X^2 + \sigma_X^2 \sigma_Y^2$$

Onde XY seria a relação K, $X = P_{CASE} / P_{Estático}$ e $Y = K_{CASE}$.

O adimensional $P_{CASE} / P_{Estático}$ tem valor médio e desvio padrão de, respectivamente 0.856 e 0.313.

Resultando, para a variável K os seguintes valores:

Tabela 5.18 – Parâmetros estatísticos das fórmulas de Janbu e Dinamarqueses sem e com correção

Caso	Sem correção		Com correção	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Fórmula de Janbu	1.162	0.698	0.856	0.424
Fórmula dos Dinamarqueses	1.499	0.871	0.856	0.425

Repique

O trabalho apresentado por Rosa (2000) teve como objetivo principal a avaliação das fórmulas dinâmicas de cravação de Chellis e Uto et al. A figura abaixo mostra a comparação entre as provas de carga dinâmicas CASE e os resultados da aplicação das fórmulas de Chellis, Uto et al e Chellis modificada, conforme proposto por Rosa.

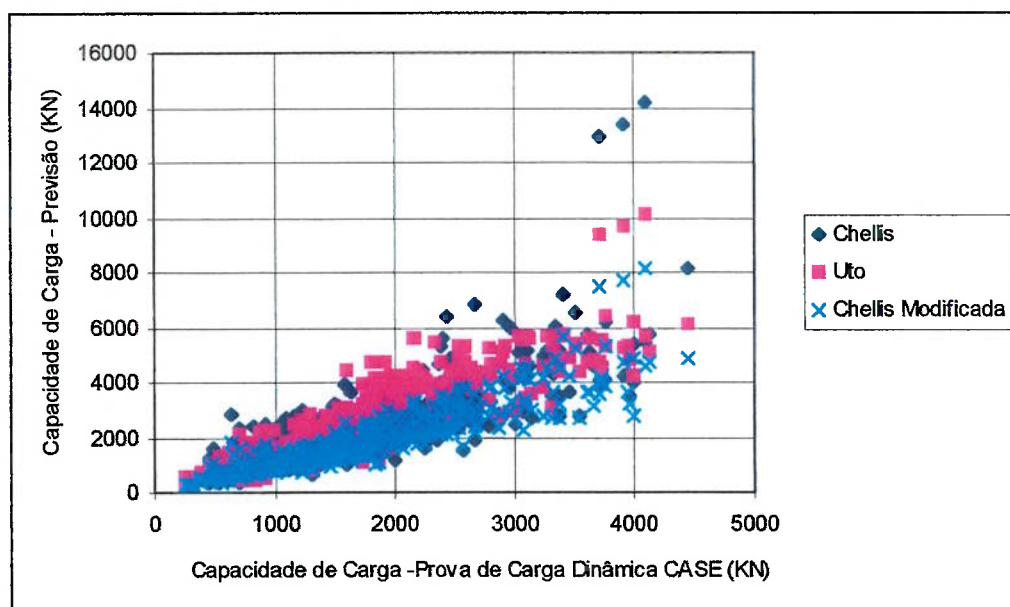


Figura 5.37 – Comparação entre Provas de Carga Dinâmicas CASE e fórmulas de Chellis, Uto et al e Chellis modificada.

As figuras abaixo mostram a distribuição da variável adimensional R fórmula dinâmicas / R CASE, e a tabela abaixo mostra os valores de médio, desvio padrão e coeficiente de variação.

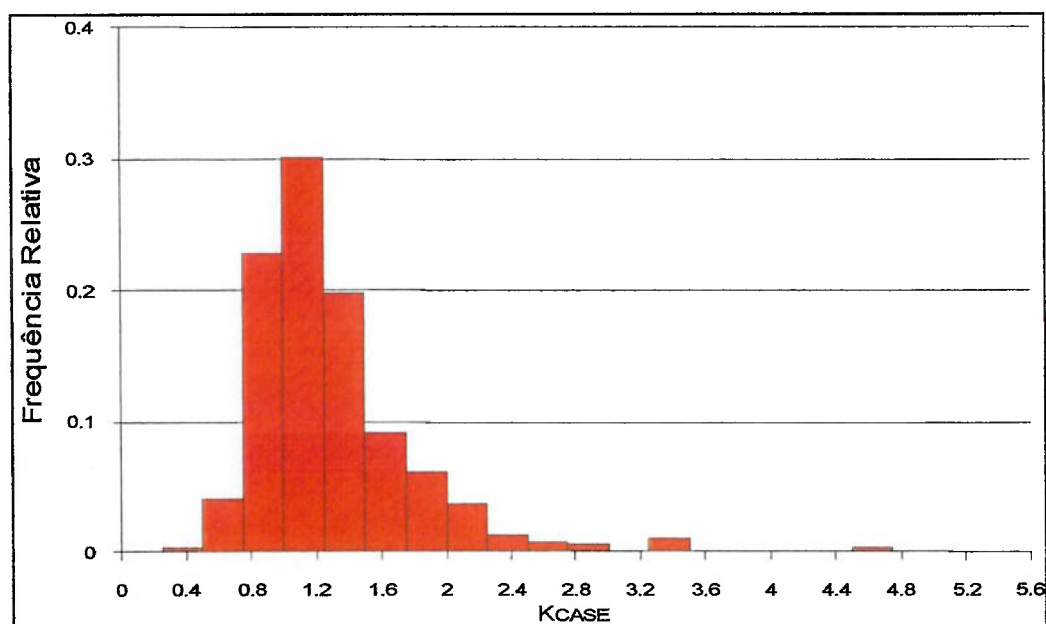


Figura 5.38 – Distribuição de freqüências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Chellis

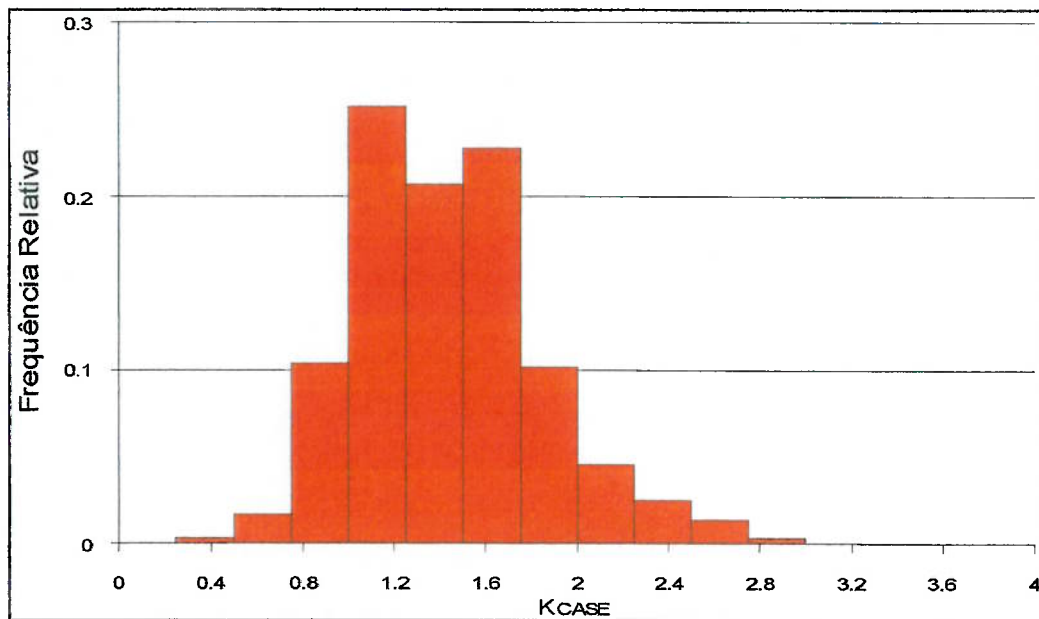


Figura 5.39 – Distribuição de frequências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Uto et al

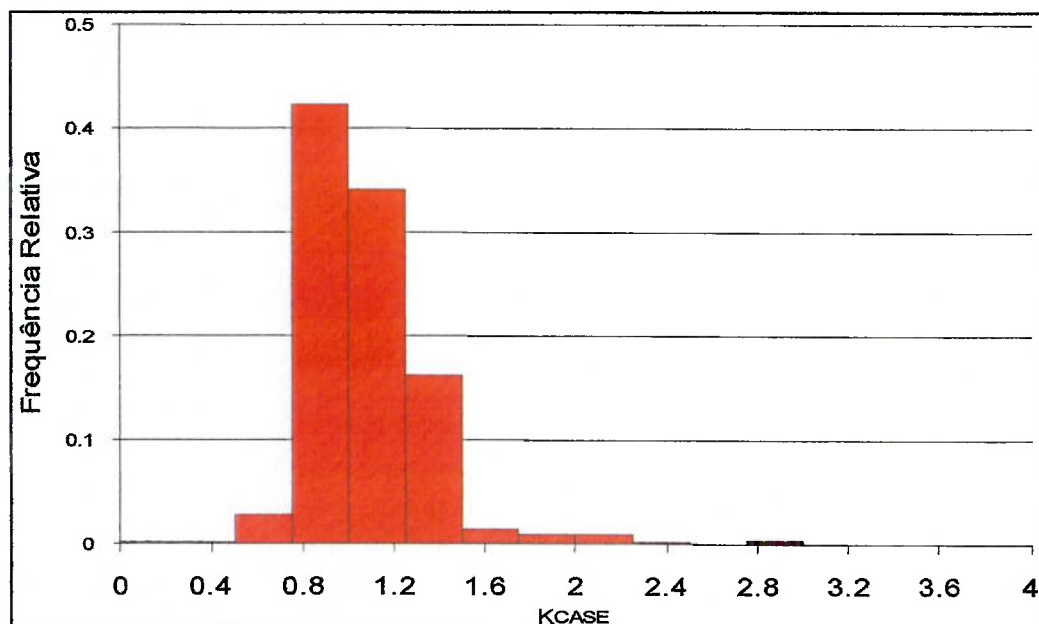


Figura 5.40 – Distribuição de frequências da variável K_{CASE} , calculada pela fórmula de Chellis Modificada

Tabela 5.19 – Parâmetros da variável K_{CASE}

Fórmula	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Chellis	1.298	0.497	0.383
Uto et al	1.440	0.399	0.277
Chellis Modificada	1.081	0.266	0.246

Transformando estes valores para a variável K, resultam:

Tabela 5.20 – Parâmetros de K

Fórmula	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Chellis	1.111	0.609	0.548
Uto et al	1.233	0.579	0.470
Chellis Modificada	0.925	0.416	0.450

5.2 Análise Conjunta dos Dados publicados por Rosa (2000)

Os dados obtidos por Rosa (2000) permitem uma análise direta de 189 casos para os quais é possível avaliar a capacidade de carga pelo método Décourt e Quaresma, pela nega, pelo repique e, ao mesmo tempo, existem provas de carga dinâmicas pelo método CASE. A única transformação direta necessária é a correlação entre as provas de carga dinâmicas e as provas de carga estáticas. Outro fator não considerado explicitamente é a representatividade dos dados de provas de carga dentro da obra. Variações das previsões da capacidade de carga dentro da obra não foram consideradas.

A limitação da quantidade de casos analisados em relação ao banco de dados completo decorre do fato de que parte dos resultados consiste em ensaios na mesma

estaca, somente com energias diferentes. Os casos utilizados na presente análise foram aqueles de maior energia e maior capacidade de carga mobilizada. Os valores utilizados podem ser considerados conservadores, pois não existe garantia de que toda a carga tenha sido mobilizada, mesmo no golpe de maior energia.

Em um primeiro conjunto de análises todos os valores de cálculo de capacidade de carga foram adimensionalizados pelo resultado da prova de carga dinâmica correspondente, sem aplicação da correlação entre as provas de carga CASE e as provas de carga estáticas. A figura abaixo mostra as distribuições das três variáveis analisadas (Previsão pela sondagem, previsão pela nega e previsão pelo repique). Note-se que as fórmulas de previsão de capacidade de carga por nega e repique foram utilizadas em sua forma original, sem as modificações propostas por Rosa (2000), fórmula de Chellis modificada, ou sugeridas neste trabalho (ajuste empírico na fórmula de Janbu para comprimentos de estaca variáveis).

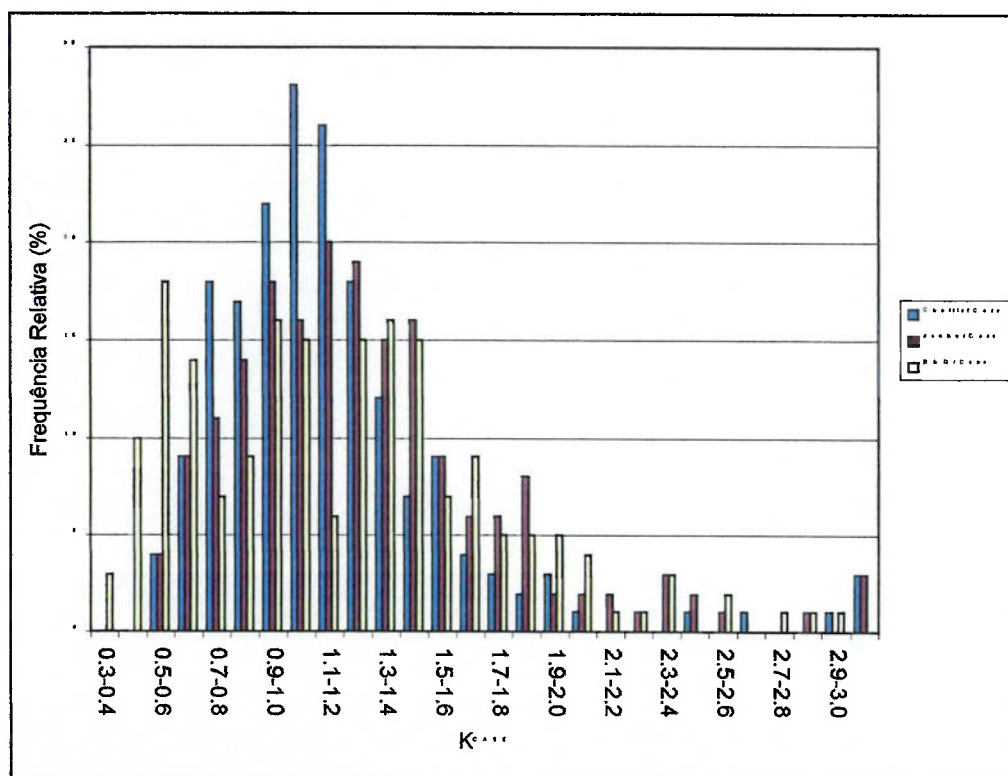


Figura 5.41 – distribuições de frequências das variáveis K_{CASE} para as fórmulas de Janbu, Chellis e o método Décourt & Quaresma.

Caso as variáveis fossem independentes, a probabilidade de ocorrência conjunta de valores menores que determinado valor seria calculada simplesmente pela multiplicação das probabilidades individuais. Entretanto, como existe um número significativo de dados, é possível determinar estas probabilidades diretamente. A representação gráfica, dado à quantidade de variáveis envolvidas, não é possível, ao menos de forma direta.

A figura 5.42 abaixo mostra, para os mesmos dados, a distribuição da variável K_{CASE} calculada pelo método Décourt e Quaresma para o universo de todos os dados e, para as condições de K_{CASE} calculada pelo método de Janbu maiores que 1, 1.2, 1.4, 1.8 e 2.0, ou seja, dado que K_{CASE} calculada pelo método Decourt e Quaresma assuma determinado valor, quantos casos do total assumem também valores de K_{CASE} calculado pela fórmula de Janbu maiores que 1, 1.2, etc.

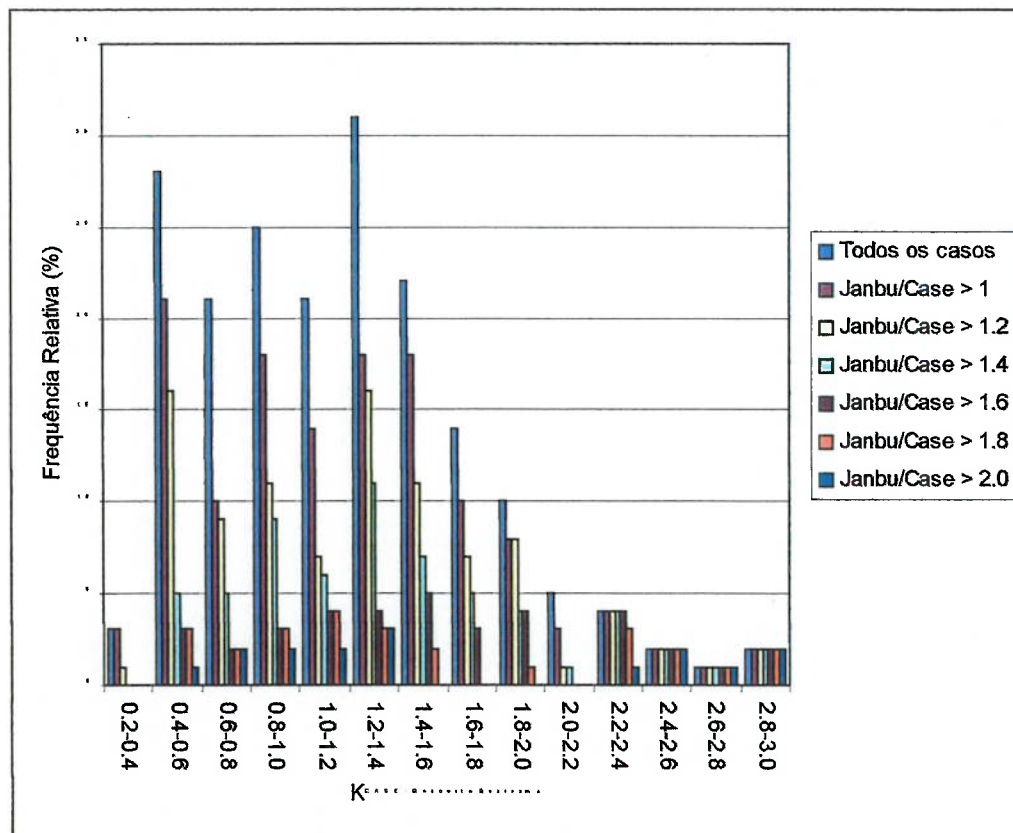


Figura 5.42 – Distribuições condicionais, para diversas hipóteses de K_{CASE} calculado pela fórmula método Décourt e Quaresma e pela fórmula de Janbu.

Na figura acima, por exemplo, é possível visualizar que existem 31 casos nos quais a previsão por Décourt e Quaresma resultou 1.2 a 1.4 vezes a carga de ruptura pelo método CASE, porém destes somente em 16 casos a previsão de capacidade de carga pelo método de Janbu leva a cargas superiores a 1.2 vezes a carga de ruptura pelo método CASE. Esta informação, *a priori*, não é de muita valia, mas representando-a da seguinte forma é possível visualizar diretamente no gráfico quantos casos assumem valores maiores que determinado limite. Em outras palavras, para determinado “fator de segurança”, ou seja, se K_{CASE} calculado pelo método de Décourt e Quaresma assume um valor de 1.6, significa que a carga calculada é 1.6 vezes a resistência disponível medida pelo método CASE e, portanto, é necessário que seja aplicado um fator de segurança de no mínimo 1.6 no dimensionamento para que se garanta equilíbrio.

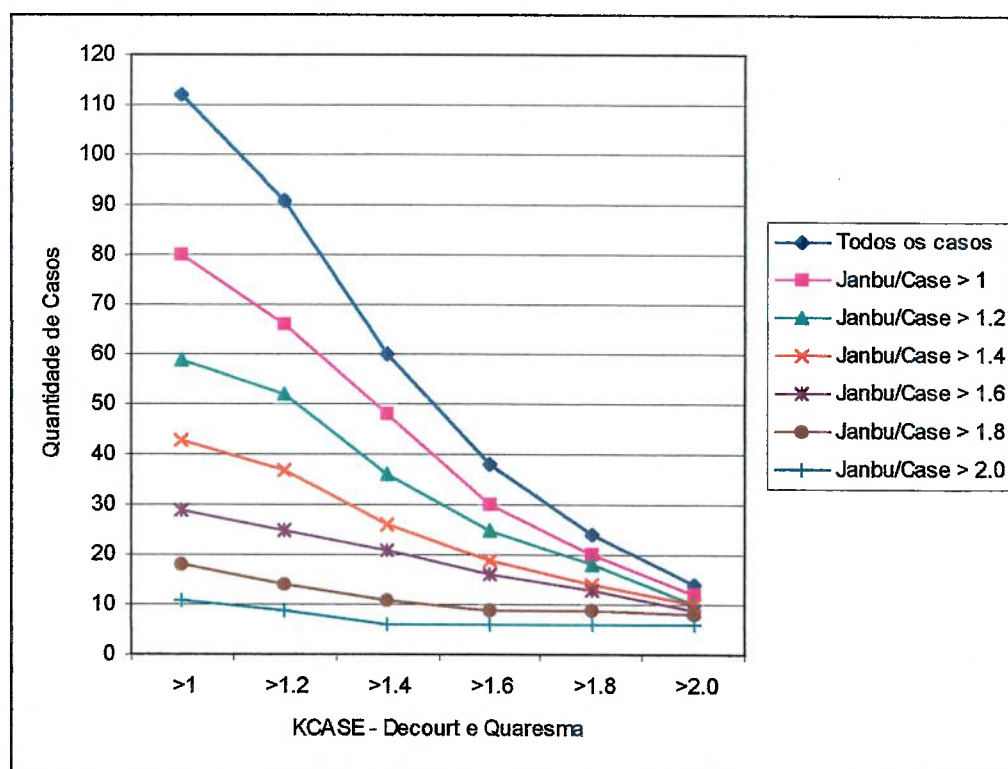


Figura 5.43 – Avaliação da quantidade de casos que assumem valores superiores a determinados limites da variável K_{CASE} calculada pelo método Décourt e Quaresma em função da variável K_{CASE} calculada pela fórmula de Janbu

Em palavras, a figura acima significa que, utilizando todos os dados, em 14 casos dos 189 analisados, um fator de segurança de 2 não seria suficiente para garantir estabilidade. Porém, impondo-se que seja obtida uma nega tal que o método de Janbu também leve a um fator de segurança 2, o número de casos se reduz a 6, ou seja, a probabilidade de ruína para um fator de segurança igual a 2 caiu de $14/189 = 7,4\%$ para $6/189 = 3,2\%$. A figura também permite avaliações do seguinte tipo. Dado que seria aceitável uma probabilidade de ruína de $14/189$, o que representaria uma obra na qual somente é efetuada uma previsão pelo método de Décourt e Quaresma e não existe nenhum tipo de controle, quais seriam as combinações de “fatores de segurança” que levariam à mesma probabilidade de ruína. Por exemplo, no caso de uma obra com controle pela nega, um fator de segurança igual a 1, calculado pelo método Décourt e Quaresma poderia ser considerado aceitável, desde que o controle pela nega levasse a um fator de segurança de 2 (11 casos nos quais a carga de ruptura

pelos métodos Case superaria aquelas calculadas e majoradas por um fator de segurança).

Analogamente às figuras acima, é possível fazer o mesmo tipo de consideração considerando também o repique, utilizando-se a fórmula de Chellis:

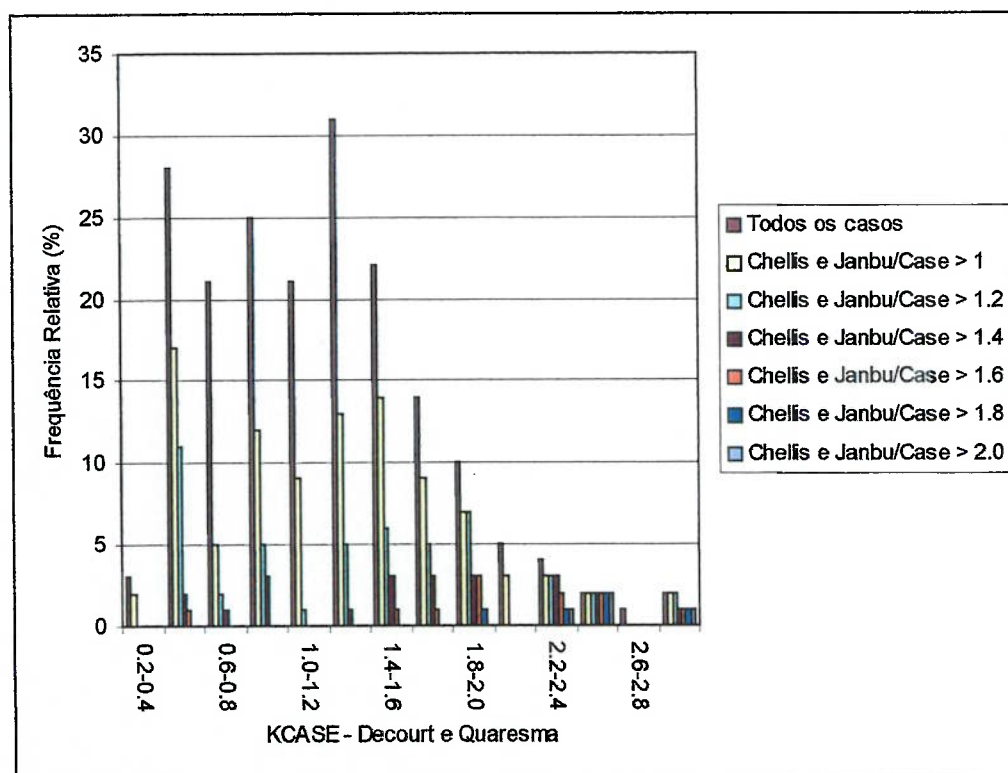


Figura 5.44 – Distribuições condicionais, para diversas hipóteses de K_{CASE} calculado pelo método Décourt e Quaresma, função de valores limite de K_{CASE} calculado pelas fórmulas de Janbu e Chellis

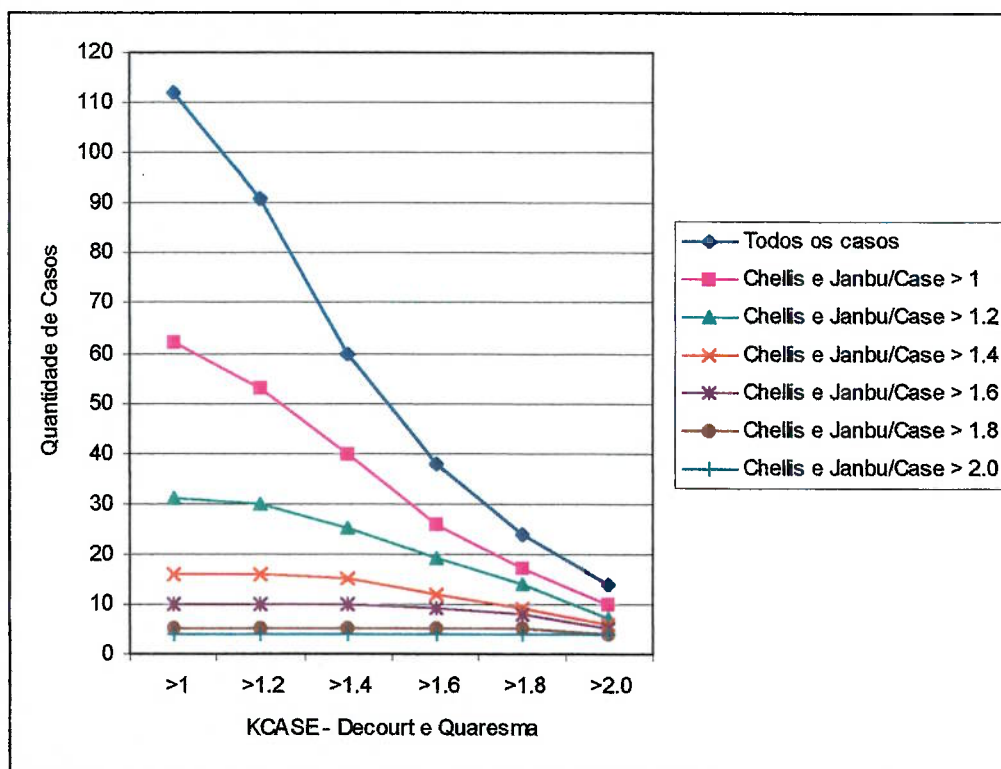


Figura 5.45 – Avaliação da quantidade de casos que assumem valores superiores a determinados limites das variáveis K_{CASE} calculadas pelas fórmulas de Chellis e Janbu

Da mesma forma que na figura 5.45 acima, é possível concluir que, para a mesma probabilidade de ruptura de 14 casos em 189, é possível utilizar um fator de segurança de 1.4 tanto nas previsões pelo método Décourt e Quaresma, quanto pelas previsões por nega (Janbu) e repique (Chellis). Impondo-se um fator de segurança de 2, a probabilidade de ruína passa de 14/189, sem controle executivo, para 6/189, somente com controle por nega, para 4/189 (2.1%), controlando por nega e repique.

A tabela abaixo resume as probabilidades de ruína associadas a diversos fatores de segurança, aplicados igualmente à previsão de capacidade de carga pelo método de Décourt e Quaresma, Janbu e Chellis:

Tabela 5.21 – Probabilidades de ruína associadas a diversos fatores de segurança

Fator de Segurança	D&Q	D&Q + Janbu	D&Q + Janbu + Chellis
1.0	112/189 = 59 %	80/189 = 42 %	62/189 = 33 %
1.2	91/189 = 48 %	52/189 = 28 %	30/189 = 16 %
1.4	60/189 = 32 %	26/189 = 14 %	15/189 = 8%
1.6	38/189 = 20 %	16/189 = 8 %	9/189 = 5%
1.8	24/189 = 13 %	9/189 = 5 %	5/189 = 3%
2.0	14/189 = 7 %	6/189 = 3 %	4/189 = 2 %

A tabela acima evidencia e quantifica o ganho que se obtém com controle de cravação das estacas.

Da mesma forma como apresentado acima, aplicando-se o fator de correção entre as provas de carga dinâmicas CASE e as provas de carga estáticas e, adicionalmente, utilizando a formulação de Chellis, modificada por Rosa (2000), é possível elaborar a figura abaixo, que contém os dados da tabela abaixo. Note-se que na tabela foi adicionada uma coluna com os cálculos pelo método Décourt e Quaresma e pelo repique, através da fórmula de Chellis modificada:

Tabela 5.22 – Probabilidades de ruína associadas a diversos fatores de segurança

Fator de Segurança	D&Q	D&Q + Janbu	D&Q + Chellis	D&Q + Janbu + Chellis
1.0	94/189 = 50 %	55/189 = 29 %	44/189 = 23 %	30/189 = 16 %
1.2	57/189 = 30 %	25/189 = 13 %	13/189 = 7 %	9/189 = 4.8 %
1.4	34/189 = 18 %	15/189 = 7.9 %	5/189 = 2.7 %	5/189 = 2.7 %
1.6	20/189 = 11 %	7/189 = 3.7 %	4/189 = 2.1 %	3/189 = 1.6 %
1.8	10/189 = 5.3 %	5/189 = 2.7 %	3/189 = 1.6 %	3/189 = 1.6 %
2.0	8/189 = 4.2 %	5/189 = 2.7 %	1/189 = 0.5 %	1/189 = 0.5 %

A tabela acima e a figura abaixo permitem afirmar que a probabilidade de ruína é aproximadamente igual para um Fator de Segurança de 2, no caso de uma previsão pelo método Decourt e Quaresma, 1.6, quando se utiliza a nega através da fórmula de Janbu como ferramenta de controle ou 1.2, quando se controla com o repique, através da fórmula de Chellis modificada, além da nega.

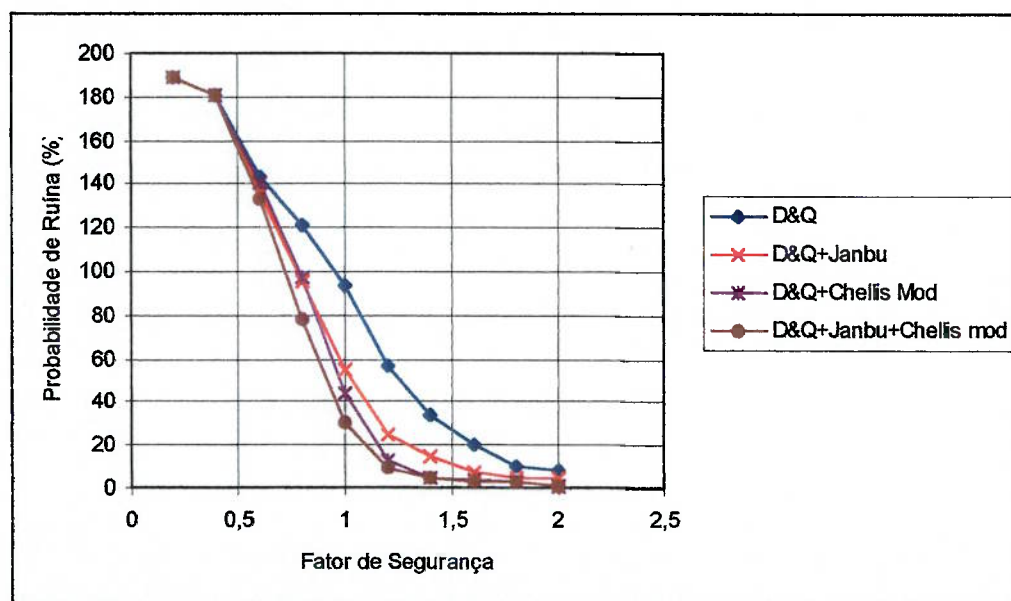


Figura 5.46 – Avaliação da Probabilidade de ocorrência de valores superiores às variáveis K.

Não se pode deixar de mencionar que para a transformação das provas de carga dinâmicas CASE para provas de carga estáticas, foi necessário utilizar dados estatísticos e que ao valor médio adotado está associada uma variabilidade, na forma de um coeficiente de variação de 0.366 (média da variável $P_{CASE} / P_{Estático} = 1.168$ e desvio padrão de 0.427). Esta transformação provavelmente leva a coeficientes de variação maiores do que reais, por não ser direta.

É ainda importante citar que a probabilidade de ruína indicada acima está associada à carga real aplicada. Na realidade, a probabilidade de ruína é menor, tendo em vista que às cargas características utilizadas para a determinação das ações no cálculo das estruturas está associada uma probabilidade de que somente em 5% dos casos ocorrem cargas superiores àquelas (Fusco, 1975). Já na norma de “Ações e Segurança nas Estruturas”, NBR 8681 (ABNT, 1984), “... os valores característicos das ações variáveis, estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, correspondem a valores que tem de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos;...”. Mais adiante, na mesma norma, “... para as ações permanentes que produzam efeitos desfavoráveis na estrutura, o valor característico corresponde ao quantil de 95% da respectiva distribuição da probabilidade (valor característico superior)...”. De qualquer forma, a probabilidade de ruína é menor do que aquela indicada na figura 5.46 acima.

5.3 Avaliação das Probabilidades de Ruína, tomando como base as distribuições estatísticas obtidas

Resultados teoricamente similares aos apresentados no item 5.2 poderiam ser obtidos da seguinte forma: conhecendo-se as distribuições de probabilidades das variáveis K calculadas pelo método de Décourt e Quaresma, pela fórmula de Janbu e pela fórmula de Chellis modifica, assumindo-se estas variáveis como sendo independentes, e assumindo distribuições normais, é possível calcular quais os

“fatores de segurança” a serem aplicados nos valores previstos, desde que se imponha uma probabilidade de ruína como sendo aceitável.

Os parâmetros média e desvio padrão das 3 variáveis acima, obtidos no capítulo 5.1 são:

Tabela 5.23 – parâmetros estatísticos das variáveis K calculadas pelo método de Décourt e Quaresma, pela fórmula de Janbu e pela fórmula de Chellis modificada

	Média	Desvio Padrão
Método Décourt e Quaresma	1.014	0.626
Fórmula de Janbu	1.162	0.698
Fórmula de Chellis modificada	0.925	0.416

A probabilidade de ocorrência de valores maiores que aqueles associados a um determinado fator de segurança é definida como sendo:

$$P [F.S.] = P_{D\&Q}[F.S. D\&Q] \times P_{Janbu}[F.S. Janbu] \times P_{Chellis\ mod}[F.S.Chellis\ mod]$$

Tabela 5.24 – Probabilidades de ruína associadas a diversos fatores de segurança – calculadas e experimentais

F.S.	$P_{D\&Q}[F.S. D\&Q]$	$P_{Janbu}[F.S. Janbu]$	$P_{Chellis}[F.S.Chellismod]$	Probabilidade de ruína	Probabilidade de ruína (dados reais)
1	51 %	59 %	43 %	13 %	16 %
1.2	38 %	48 %	25 %	4.6 %	4.8 %
1.4	27 %	37 %	13 %	1.3 %	2.7 %
1.6	17 %	26 %	5 %	0.22 %	1.6 %
1.8	10%	18 %	2 %	0,04 %	1.6 %
2.0	6 %	12 %	0.5 %	0,004 %	0.5 %

Nota-se que os dados obtidos através dos parâmetros probabilistas determinados no item 5.1, assumindo distribuições do tipo normais, levam a resultados consistentes, com exceção dos valores extremos, como seria de se esperar, pois a imposição de um modelo do tipo normal, ou qualquer outro, sempre esbarra nas limitações associadas a qualquer modelo.

Infelizmente existe somente um número muito limitado de dados que permitiriam a comparação direta entre a carga de ruptura determinada através de uma prova de carga estática e a carga de ruptura determinada através de formulações de Janbu e Chellis, por exemplo.

Dos dados utilizados, as provas de carga números 22 e 23, referentes a provas de carga executadas em estacas pré-moldadas cravadas e ensaiadas no campo experimental da USP /ABEF, permitem a comparação direta.

A tabela abaixo resume os principais dados relativos a estas duas estacas:

Tabela 5.25 – dados das estacas das provas de carga números 22 e 23

	Prova de Carga 22	Prova de Carga 23
Comprimento (m)	9,03	7.50
Diâmetro (m)	0,5	0.5
Peso da Estaca (KN)	26,2	21.7
Peso do Martelo (KN)	51	51
Altura de Queda do Martelo (m)	1.6	2.0
Nega (mm/golpe)	12	11
Repique (mm)	9	10
Carga de Ruptura – Davisson (KN)	3400	3400
Carga de Ruptura – Janbu (KN)	3072	3838
Carga de Ruptura – Chellis modificada (KN)	2627	3305
Previsão Décourt e Quaresma (KN)	2615	2809

Como pode ser visto, as variáveis K assumem valores que podem ser considerados razoáveis, se comparados a, por exemplo, figura do item 5.2 acima.

Tabela 5.26 – valores das variáveis K

	Prova de Carga 22	Prova de Carga 23
K D&Q	0.77	0.83
K Janbu	0.90	1.13
K Chellis mod.	0.77	0.97

A tabela acima mostra que seria necessário um fator de segurança de 0.9 e 1.13, respectivamente provas de carga 22 e 23, para que houvesse garantia de que a carga de ruptura não fosse ultrapassada. De acordo com a figura do item 5.2, isto significa que 50 em 189 e 20 em 189, respectivamente, estacas apresentam necessidade de fatores de segurança maiores, ou seja, as estacas das provas de carga 22 e 23 não são representativas de grandes anomalias.

Portanto, caso se utilizasse as sondagens para determinação da capacidade de carga pelo método Décourt e Quaresma, impondo-se uma nega tal que a carga de ruptura calculada pelo método de Janbu assumisse valores iguais aos determinados pelo método de Décourt e Quaresma e impondo-se também um repique que levasse a uma carga de ruptura calculada pela fórmula de Chellis modificada, poder-se-ia utilizar um fator de segurança de 1.2.

6. RESUMO DOS PRINCIPAIS RESULTADOS

Os resultados das análises efetuadas no capítulo 5 podem ser divididas em 4 grandes grupos:

- Provas de carga estáticas e dinâmicas;
- Métodos de previsão de capacidade de carga;
- Métodos de controle de execução;
- Análise conjunta de dados.

6.1 Provas de Carga Estáticas e Dinâmicas

As análises apresentadas no capítulo 5 permitem afirmar, para os dados utilizados, que:

A relação entre as cargas de ruptura determinadas através de provas de carga estáticas e provas de carga utilizando o método CAPWAP pode ser definida em termos de valor médio e desvio padrão da variável $P_{\text{prova de carga estática}} / P_{\text{prova de carga dinâmica}}$. Note-se que as diversas bases de dados utilizadas levam a valores diferentes. Acredita-se que o banco de dados PD/LT 2000 seja o mais representativo dos 3, pois os resultados publicados em artigos podem ser considerados tendenciosos, por se tratarem de resultados selecionados para publicação. Já o banco de dados GRL tem origem nos profissionais que desenvolveram o método CAPWAP e, portanto, seriam detentores de experiência superior ao da média dos usuários do programa.

Tabela 6.1 – Parâmetros Estatísticos da variável $P_{\text{prova de carga estática}} / P_{\text{prova de carga dinâmica}}$

Fonte	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
PD/LT 2000	1.158	0.393	0.339
GRL	1.138	0.236	0.207
Artigos diversos	1.056	0.218	0.206

Note-se que os resultados utilizados são aqueles associados a provas de carga dinâmicas de recravação, após atuação de “set-up” ou relaxação.

À relação entre provas de carga dinâmicas pelos métodos CASE e CAPWAP, relacionados pela variável P_{CAPWAP} / P_{CASE} , é definida por um valor médio de 1,009 e desvio padrão de 0,142, baseado em diversos dados da bibliografia e no banco de dados publicados por Rosa (2000).

Combinando os valores acima com aqueles entre provas de carga estáticas e provas de carga dinâmicas CAPWAP, tabela 6.1, é possível obter um valor médio e um desvio padrão para a variável $P_{Estático} / P_{CASE}$, que tem valor médio de 1.168 e desvio padrão de 0.427.

Resumindo:

Tabela 6.2 – Resumo de Parâmetros estatísticos das variáveis $P_{prova\ de\ carga\ estática} / P_{prova\ de\ carga\ dinâmica\ CAPWAP}$, $P_{prova\ de\ carga\ dinâmica\ CAPWAP} / P_{prova\ de\ carga\ dinâmica\ CASE}$ e $P_{prova\ de\ carga\ estática} / P_{prova\ de\ carga\ dinâmica\ CASE}$.

Relação	Valor médio	Desvio padrão
$P_{prova\ de\ carga\ estática} / P_{prova\ de\ carga\ dinâmica\ CAPWAP}$	1.158	0.393
$P_{prova\ de\ carga\ dinâmica\ CAPWAP} / P_{prova\ de\ carga\ dinâmica\ CASE}$	1.009	0.142
$P_{prova\ de\ carga\ estática} / P_{prova\ de\ carga\ dinâmica\ CASE}$	1.168	0.427

Chama atenção o desvio padrão relativamente alto para a relação $P_{prova\ de\ carga\ estática} / P_{prova\ de\ carga\ dinâmica\ CASE}$. Este valor é fruto da combinação de diversas incertezas, pois não existe nos dados utilizados volume de dados confiáveis para a determinação direta da relação acima. Provavelmente, no caso de medidas reais diretas, o desvio padrão tenderia para valores menores.

6.2 Métodos de Previsão de Capacidade de Carga

A avaliação de 36 provas de carga estáticas permitiu avaliar 3 formulações semi-empíricas de previsão de capacidade de carga, através da variável K, utilizando o critério de Van de Veen para definição da carga de ruptura.

Tabela 6.3 – Parâmetros estatísticos de métodos de previsão de capacidade de carga

	A&V	D&Q	G&V inf	G&V med	G&V sup
Média	1.053	1.071	0.664	0.888	1.186
Desvio padrão	0.773	0.532	0.421	0.563	0.752
Coef. Variação	0.734	0.497	0.634	0.634	0.634

É interessante notar que, considerando um comprimento adicional de 1 m, a dispersão de valores diminui, em relação a uma previsão potencialmente melhor, na cota teoricamente exata.

A título de ilustração, a média e o desvio padrão da variável K para os métodos Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma, nos trabalhos originais são:

Tabela 6.4 – Parâmetros estatísticos de métodos de previsão de capacidade de carga nos trabalhos originais

	Aoki & Velloso	Décourt & Quaresma
Média	1.017	1.024
Desvio Padrão	0.234	0.287
Coefficiente de Variação	0.230	0.280

Utilizando os dados de Rosa (2000) para efetuar a previsão de capacidade de carga pelo método de Décourt & Quaresma e o critério de Davisson para definição da carga de ruptura, nota-se que tanto o valor médio quanto o desvio padrão da variável K são diferentes.

Tabela 6.5 – Valores da variável K

	K D&Q (Provas de Carga Estáticas)	K D&Q (Rosa (2000))
Média	1.160	1.014
Desvio Padrão	0.583	0.626
Coef. Variação	0.503	0.617

Conforme já descrito no item 5.1, acredita-se que, como decisão de engenharia, a variável $K_{D\&Q}$ que melhor define a média e a variabilidade associado a este método é aquela obtida do número maior de provas de carga, que mostra um ajuste melhor e uma dispersão maior.

Neste ponto também cabe a discussão acerca da variabilidade que existe em uma mesma obra. Diversos autores, baseados em dados experimentais, propõem coeficientes de variação para a capacidade de carga de estacas. A figura abaixo resume os principais resultados propostos, acrescidos dos dados obtidos a partir do banco de dados de Rosa (2000).

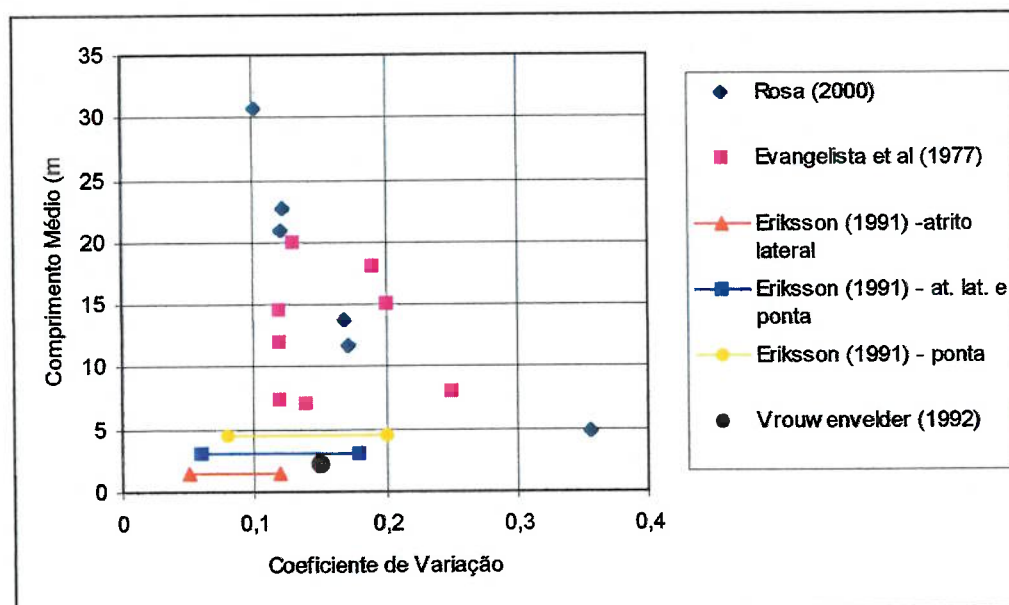


Figura 6.1 – Avaliação do coeficiente de variação da capacidade de carga dentro de uma obra em relação ao comprimento da estaca

A figura acima permite afirmar que, com exceção para estacas curtas (comprimento menor que 10 m), que um coeficiente de variação da capacidade de carga na mesma obra de 0,2 parece um valor adequado, com tendência conservadora.

6.3 Métodos de Controle de Capacidade de Carga

Foram avaliados uma série de métodos de controle de capacidade de carga, baseados tanto na nega, quanto do repique.

No caso das negas, as formulações avaliadas foram a fórmula de Janbu e a fórmula dos Dinamarqueses. Em adição à formulação original, foi introduzido um coeficiente de ajuste empírico que considera o comprimento da estaca, “corrigindo” as formulações originais. A tabela abaixo apresenta os valores de média e desvio padrão obtidos para a variável K.

Tabela 6.6 – Parâmetros estatísticos de K calculado pelas fórmulas dinâmicas

	Sem correção		Com correção	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Fórmula de Janbu	1.162	0.698	0.856	0.424
Fórmula dos Dinamarqueses	1.499	0.871	0.856	0.425

No caso dos repiques, foram avaliadas as formulações de Chellis, Uto et al e Chellis modificada por Rosa (2000). A tabela abaixo resume os valores de média e desvio padrão da variável K.

Tabela 6.7 – Parâmetros estatísticos de K para as formulações baseadas no repique

Fórmula	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
Chellis	1.111	0.609	0.548
Uto et al	1.233	0.579	0.470
Chellis Modificada	0.925	0.416	0.450

6.4 Análise Conjunta de Dados

A análise conjunta de dados de previsão, controle e provas de carga permitiu conhecer melhor o inter-relacionamento destas 3 variáveis. As variabilidades associadas aos métodos de previsão e controle são relativamente altas, conforme apresentado nos itens 6.2 e 6.3 acima. Entretanto, a análise em conjunto dos dados individuais de cada estaca permitiu avaliar de forma quantitativa a variabilidade.

Ao contrário da forma de apresentação da variável K utilizada nos itens 6.1 a 6.3 acima, por se tratar de uma distribuição com mais de uma variável K, optou-se por

uma representação gráfica relacionando fatores de segurança com probabilidades de ruína.

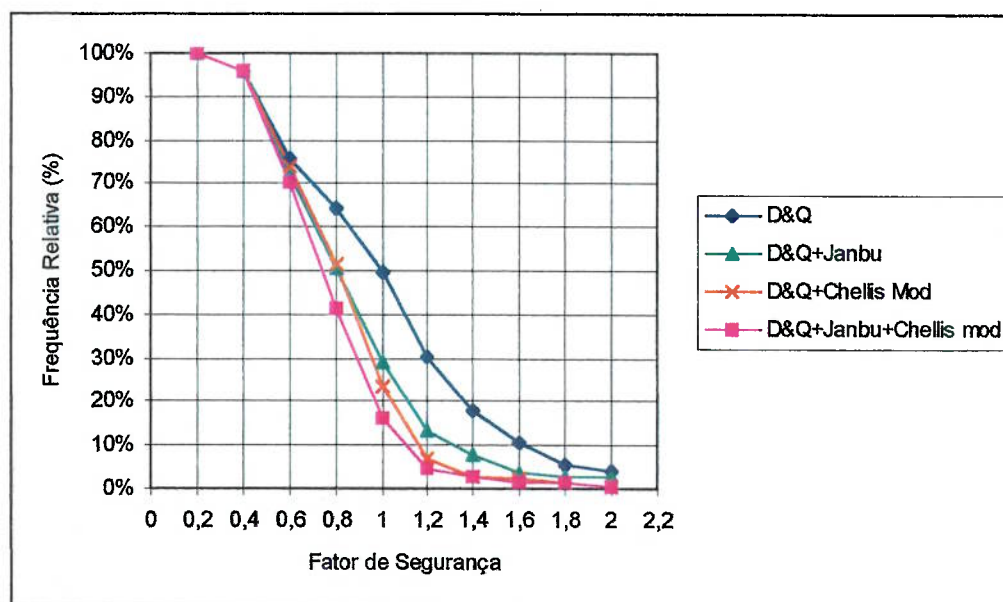


Figura 6.2 – Variação do fator de segurança em função dos tipos de previsão e controle empregados

A figura acima permite determinar qual a porcentagem de casos para os quais determinado fator de segurança não seria adequado. Por exemplo, utilizando somente a previsão pelo método de Décourt e Quaresma, em aproximadamente 18% dos casos um fator de segurança de 1,4 não seria adequado. Utilizando um controle pela nega, através da fórmula de Janbu, esta porcentagem, para o mesmo fator de segurança cai para, aproximadamente, 9%. E, finalmente, utilizando-se também o repique para controle, esta porcentagem cai para menos de 5%.

6.5 Reavaliação de Alguns Conceitos de Segurança da NBR 6122 / 96

Conforme já citado em 3.3, a norma NBR 6122/96 permite duas abordagens para a segurança das fundações: coeficiente de segurança globais e parciais.

Para o caso em questão, estacas cravadas e, portanto, fundações profundas, o fator de segurança global normalmente é 2, sendo que, caso se executem provas de carga, este fator de segurança pode ser reduzido para 1.6.

Assumindo que as distribuições de probabilidades são do tipo normais e independentes, pode-se definir:

$$M = Z_R - Z_S \sim N(m_R - m_S, (\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2})$$

Ou seja, valores de M negativos significam a ruína da estrutura e, portanto, pode-se facilmente calcular a probabilidade de ruína de uma estrutura.

Por outro lado, define-se o fator de segurança F como sendo:

$$F = m_R / m_S$$

Note-se que F na realidade é um fator de segurança médio.

portanto:

$$M \sim N(m_R (F-1)/F, (\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2})$$

No caso da realização de provas de carga estáticas, a princípio, a única variabilidade de R seria aquela associada à variação de capacidade no interior de uma mesma obra. No item 6.2 acima, definiu-se um valor razoável para representar esta variabilidade como sendo um coeficiente de variação de 0.2. Resultaria, portanto:

$$M \sim N(0.375 \times m_R, ((0.2 \times m_R)^2 + \sigma_S^2)^{1/2})$$

Já no caso de previsões de capacidade de carga, o fator de segurança global seria 2, resultando:

$$M \sim N(0.5 \times m_R, (\sigma_R^2 + \sigma_S^2))^{1/2}$$

Assumindo-se para a variabilidade das ações, σ_S , coeficientes de variação entre 0.2 e 0.4 vezes m_R , para existir equivalência entre as probabilidades de ruína dos casos com e sem provas de carga, o valor de σ_R teria que ser de 0.32 e 0.44 vezes m_R , respectivamente.

Os estudos apresentados no capítulo 5 foram todos baseados em comparações entre as capacidades de carga previstas e observadas:

$$K = P_{\text{prev}} / P_{\text{obs}}$$

R, conforme definido anteriormente, é a resistência, ou seja, capacidade de carga. Em função do tipo de previsão utilizada, a dispersão de R será maior ou menor, limitada ao mínimo, que é a variabilidade no interior da obra. A forma mais direta de definir R para os estudos apresentados é fazer a transformação:

$$R = P_{\text{obs}} = P_{\text{prev}} / K$$

Qualitativamente, quando K assume valores altos, isto significa que o método de previsão está superestimando a capacidade de carga, aumentando a probabilidade de ruína, para uma mesma solicitação. Portanto, para permitir uma abordagem mais tradicional, seria necessário avaliar não a variável K, mas a variável 1/K.

Na prática, faria-se uma previsão por algum método, por exemplo, o método Décourt e Quaresma, e, em seguida, este valor seria multiplicado pela variável 1/K. Este produto teria uma média, m_R , e um desvio padrão, σ_R .

No caso, por exemplo, de uma previsão pelo método Décourt e Quaresma, de acordo com a tabela 6.5, a média da variável K é 1.014 e o desvio padrão é 0.626. De acordo com as aproximações propostas por Benjamin e Cornell (1975), também conhecidas como FOSM ("First Order Second Moment"), 1/K tem valor médio de 1.362 e

desvio padrão de 0.643. Note-se que este valor é significativamente mais elevado do que aquele indicado acima como sendo aceitável para um Fator de Segurança igual a 2. R, portanto, tem valor médio:

$$m_R = 1.362 \times P_{\text{prev}}$$

e desvio padrão

$$\sigma_R = 0.643 \times P_{\text{prev}}$$

Substituindo, resulta:

$$M \sim N(P_{\text{prev}} \times 0.681, ((0.643 \times P_{\text{prev}})^2 + \sigma_S^2))^{1/2}$$

A distribuição acima indica que valores com β maior que = 1.06 são negativos, desprezando-se a variabilidade de S. A este valor de β está associada uma probabilidade de, aproximadamente, 14%. Este valor é diferente daquele apresentado no gráfico do item 6.4, no qual um Fator de Segurança de 2 não é suficiente para evitar a ruína em somente 4,2 % dos casos experimentais. Esta diferença tem como origem principal as aproximações efetuadas ao transformar a variável aleatória K em 1/K e na hipótese de que as distribuições são normais.

Para o caso da análise conjunta de valores previstos pelo método Décourt e Quaresma e, adicionalmente, utilizando-se a nega como parâmetro de controle, ajustando-se uma distribuição normal à variável K, resulta, um valor médio de 0.854 e um desvio padrão de 0.367. Fazendo-se a mesma transformação para a variável 1/K, resulta:

$$m_R = 1.387 \times P_{\text{prev}}$$

e desvio padrão

$$\sigma_R = 0.503 \times P_{\text{prev}}$$

Em uma abordagem similar àquela dada acima, para valores de β maiores que = 1.39 ultrapassa-se a carga última, ou seja, em aproximadamente 8% dos casos. Este valor novamente é diferente daquele apresentado no gráfico do item 6.4, no qual um Fator de Segurança de 2 não é suficiente para evitar a ruína em somente 2,7 % dos casos experimentais.

Para o caso da análise conjunta com 3 diferentes metodologias de previsão (baseada no NSPT, na nega e no repique), ajustou-se uma distribuição normal, cuja média resultou em 0.769 e desvio padrão em 0.283.

Fazendo-se as transformações indicadas acima, resulta:

$$m_R = 1.477 \times P_{\text{prev}}$$

$$\sigma_R = 0.479 \times P_{\text{prev}}$$

$$M \sim N(P_{\text{prev}} \times 0.65, ((0.167 \times P_{\text{prev}})^2 + \sigma_S^2))^{1/2}$$

Em uma abordagem similar àquela dada acima, para valores de β maiores que = 1.54 ultrapassa-se a carga última, ou seja, em aproximadamente 6% dos casos. Este valor novamente é diferente daquele apresentado no gráfico do item 6.4, no qual um Fator de Segurança de 2 não é suficiente para evitar a ruína em somente 0.5 % dos casos experimentais.

A análise das duas situações acima é relevante do ponto de vista qualitativo, pois existem uma série de aspectos quantitativos que seriam discutíveis. Mostrou-se, entretanto, que o uso de mais do que uma metodologia de controle / previsão traz benefícios significativos, não considerados na NBR 6122 ou alguma das outras normas avaliadas.

Para uma análise mais direta de fatores de segurança globais, a melhor forma de avaliação da segurança, ou do fator de segurança, é a inspeção visual da figura 6.2 acima, na qual está apresentado no eixo das abcissas o valor de K , que pode também ser descrito como sendo o fator de segurança necessário. Nesta figura é possível comparar diretamente qual seria o número de casos para os quais determinado fator de segurança não seria suficiente para evitar a ruína.

Para o caso de uso de coeficientes de segurança parciais, a tabela abaixo resume as proposições da Norma Brasileira NBR 6122. Nota-se que a diferença nos coeficientes de ponderação entre casos nos quais se utilizam previsões e casos nos quais se utilizam provas de carga são relativamente pequenas. Assumindo que a carga característica obtida pela aplicação dos coeficientes de ponderação apresentados abaixo equivale àquela a qual está associada uma probabilidade de ocorrência de valores inferiores de 5%, ou seja, no caso de distribuições normais, um β de aproximadamente 1.65.

Tabela 6.8 – Coeficientes de ponderação das resistências apresentados na NBR 6122 para o caso de uso de coeficiente de segurança parciais (ABNT, 1996)

Condição	Coeficiente
Fundação superficial (sem prova de carga) (A)	2,2
Fundação profunda (sem prova de carga) (A)	1,5
Fundação profunda com prova de carga	1,2

(A) Capacidade de carga obtida por método empírico ou semi-empírico

Segundo os dados apresentados, para o caso de provas de carga a única variabilidade seria aquela associada às variações no interior da obra. Já para o caso de previsões obtidas por métodos empíricos ou semi-empíricos, a variabilidade seria aquela obtida nas análises estatísticas do capítulo 5.

Somente a título de ilustração, para o caso de provas de carga e assumindo um coeficiente de variação de 0.2 para a variabilidade no interior da obra, o coeficiente de ponderação deveria ser:

$$\text{Coeficiente de Ponderação} = 1/(1-0.2 \times 1.65) = 1.49$$

Já para o caso de previsões por métodos semi-empíricos, por exemplo, o método Décourt e Quaresma, resultaria:

$$\text{Coeficiente de Ponderação} = 1/(1-0.5 \text{ a } 0.6 \times 1.65) = 5.7 \text{ a } 100$$

Face ao exposto acima, é recomendável que os valores propostos na norma NBR 6122 para projeto através de uso de coeficientes de segurança parciais sejam revistos, á luz de dados reais sobre as variabilidades associadas aos diversos métodos e processos de obtenção de parâmetros.

7. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos das análises permitem uma série de conclusões:

- a) Os métodos de previsão de capacidade de carga Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma e Gomes e Velloso apresentam, para o universo de dados analisados, dispersão relativamente elevada, superior àquela obtida nos trabalhos originais, quando propostos inicialmente. Entretanto, as dispersões observadas são compatíveis com outras metodologias de previsão de capacidade de carga baseadas no NSPT, conforme apresentado em 5.1.2.
- b) Os métodos de controle executivo através de nega, fórmula de Janbu, e repique, fórmula de Chellis modificada, levam a precisões (coeficientes de variação) não muito diferentes daquelas dos métodos de previsão de capacidade de carga baseados no NSPT.
- c) Utilizando-se metodologias de previsão de capacidade de carga, por exemplo, o método Décourt e Quaresma, a análise dos dados disponíveis mostrou que a probabilidade de ocorrerem valores para os quais um fator de segurança de 2 seria inadequado/insuficiente é de 4.2 %. Este valor, a priori, é incompatível com a prática de fundações, que assume como aceitável probabilidades de ruína da ordem de 1/10.000, embora seja necessário incorporar ao cálculo da probabilidade de ruína da estrutura as variabilidades dos carregamentos. Por esta razão, fica evidente que na prática de projeto de fundações existem considerações que aumentam a segurança de forma implícita. Estas considerações são provavelmente muito subjetivas e cada profissional utiliza os seus mecanismos, intuitivos e baseados na experiência, de incrementar a segurança. A nega, muitas vezes utilizada como parâmetro de controle de uniformidade, acaba sendo uma ferramenta de projeto importante, mesmo que inconscientemente.

- d) Utilizando-se a nega, através da fórmula de Janbu, como controle executivo, além de uma previsão pelo método Décourt e Quaresma, a porcentagem de casos nos quais o fator de segurança 2 não seria adequado cai para 2.7%, e utilizando-se nega e repique, através da fórmula de Chellis modificada, em conjunto, 0,5%
- e) A partir da figura 6.2 é possível obter, para diversos níveis de previsão e controle, fatores de segurança equivalentes, ou seja, assumindo-se um fator de segurança de determinado método, é possível determinar qual o fator de segurança para outro método, dada a mesma probabilidade de ruína.
- f) Assumindo-se probabilidades do fator de segurança ser insuficiente semelhantes àquelas associadas à aplicação de somente do método de Décourt e Quaresma e ao fator de segurança global da norma de fundações NBR 6122, FS=2, é possível calcular novos fatores de segurança. Utilizando-se a nega, como ferramenta de controle, um fator de segurança entre 1.4 e 1.5 estaria adequado. Utilizando-se nega e repique, o fator de segurança que levaria a uma probabilidade ruína equivalente, seria 1.2.
- g) A adoção de um Fator de Segurança de 1.2 para fundações parece inadequado, em função, principalmente, da proximidade da carga de ruptura das estacas: nesta condição, os deslocamentos começam a ser significativos e, portanto, outros tipos de estado limite da estrutura precisam ser avaliados. Entretanto, o uso de um fator de segurança de 1.5 já geraria reduções significativas para projetos futuros e, além disso, possivelmente segurança adicional.
- h) Os fatores de segurança parciais da norma de fundações NBR 6122 mostraram algumas inconsistências com os resultados experimentais apresentados. Estes valores precisam ser revistos à luz de estudos mais aprofundados sobre as variabilidades associadas a cada um dos parâmetros de projeto.

- i) O uso de metodologias bayesianas para utilizar controles de execução vem sendo propostas de diversas formas. Entretanto a única forma viável de utilizar este tipo de abordagem, seria a execução de provas de carga prévias à execução da obra propriamente dita, visando possibilitar adequações e adaptações durante o projeto. Este tipo de abordagem teria um paralelo com a NBR 6122, que permite a utilização de fatores de segurança mais baixos, quando se executam provas de carga prévias. Não se tem notícia de aplicações práticas deste tipo de metodologia, provavelmente em função das dificuldades de implementação para a rotina de projetos e execução de obras.
- j) A seqüência para a execução de uma obra mais otimizada seria:
- Previsão de cargas resistentes através de uma metodologia de previsão de capacidade de carga, por exemplo, o método Décourt e Quaresma;
 - Imposição de valores de nega e repique, adequados para aquelas cargas calculadas pelo método de previsão, sempre se considerando o sistema de cravação que será utilizado e um fator de segurança compatível, por exemplo, conforme proposto na figura 6.2.
- k) Para pesquisas futuras sugere-se:
- Estudos para elaboração de um modelo bayesiano que permita incluir as ferramentas de controle e previsão de capacidade de carga. Este modelo poderia ser aferido com os dados experimentais apresentados, além de combinar ainda a possibilidade de atualização com provas de carga executadas durante a obra.
 - Avaliação experimental da variabilidade no interior da mesma obra.
 - Aumentar o número de provas de carga estáticas utilizadas para aferição dos métodos de previsão de capacidade de carga.
 - Obtenção de dados que evitem a necessidade de utilizar transformações seguidas para poder obter, por exemplo, a relação entre provas de carga estáticas e provas de carga dinâmicas pelo método CASE.

- A utilização de probabilidades de ruína, referenciadas na forma do parâmetro β , ao invés de fatores de segurança, parece caminho mais racional de definir segurança de fundações, e tem sido a tendência internacional. Entretanto, para uma implementação prática, as variabilidades das resistências e ações precisam ser melhor avaliadas e consolidadas.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABE, T., HONDA, S, TANI, K. Questionnaire survey to Japanese geotechnical engineers on design of pile foundations: How to deal with uncertainties of geotechnical information?, In: INTERNATIONAL WORKSHOP LIMIT STATE DESIGN IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. **Anais**. Melbourne, 2000, pp. 9-30. 1 CD-ROM.

ABEF. **ABEF Research on Foundation Engineering**. São Paulo: ABMS, 1989.

ABNT. **NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas**. ABNT, 1984.

ABNT. **NBR 12131 - Estacas - Prova de carga estática**. ABNT, 1991.

ABNT. **NBR 13208 - Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico**. ABNT, 1994.

ABNT. **NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações**. ABNT 1996.

ABOU-MATAR, H., RAUSCHE, F., THENDEAN, G., LIKINS, G., GOBLE, G. Wave Equation Soil Constants from Dynamic Measurements on SPT. In: 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES. **Anais**. 1996. p. 163-75.

AGERSCHOU, H. A. Analysis of the Engineering News Pile Formula. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE**, v. 88, n. SM5, p. 1-11, 1962.

ALBUQUERQUE, P. J. R., CARVALHO, D. Previsão de Capacidade de Carga de Estaca Pré-Moldada Através de Prova de Carga Dinâmica e Controle pelo Repique. In: **XI COBRAMSEG**, Brasília, 1998. **Anais**. Brasília, 1998. p. 1345-9

ALBUQUERQUE, P. J. R., CARVALHO, D. Análise de Transferência de Carga de Estaca Pré-Moldada em Solo Residual de Diabásio, **Solos e Rochas**, v. 22, n.2, p. 125-36, 1999.

ALONSO, U. R. Estacas Hélice Contínua com Monitoração Eletrônica – Previsão da Capacidade de Carga Através do Ensaio SPTT. In: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1996. **Anais**, São Paulo, 1996. p. 141-51.

AMARAL, A. B. T., VIEZZER, M. E., AMARAL, J. C. Uma Formulação Geral sobre a Capacidade de Carga em Estacas Pré-Moldadas de Concreto. In: SEFE IV – 4^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 2000. **Anais**. São Paulo, 2000. p. 79-91

AMIR, J. M., FELLENIUS, B. H. Pile Testing competitions – A Critical Review. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, São Paulo, 2000. **Anais**. Rotterdam, 2000. p. 313-8.

ANDREO, C. S., GONÇALVES, C., BERNARDES, G. P. Ensaio Dinâmico para Avaliação da Carga Admissível em Estacas Pré-Fabricadas de Concreto, Sujeitas a Ação do Atrito Negativo. In: SEFE IV- 4^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, , São Paulo, 2000. **Anais**. São Paulo, 2000. p. 156-66.

ANTORENA, J. M. Increase of Skin Friction Resistance on Single Piles Due to Pile Group Effect in Sandy Soils. In: 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 1996. **Anais**. p. 89-97.

ANTUNES, W. R., CABRAL, D. A. Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua. In: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1996. **Anais**. São Paulo, 2000. p. 105-9.

AOKI, N. Carga Admissível de Estacas através de Ensaio Dinâmicos. In: SEFE II – 2º SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo 1991. p. 269-91.

AOKI, N. **Determinação da Capacidade de Carga Última de Estaca Cravada em Ensaio de Carregamento Dinâmico de Energia Crescente**. 1997. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

AOKI, N. Reflexões Sobre o Comportamento de Sistema Isolado de Fundação. In: SEFE IV- 4º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, , São Paulo, 2000. **Anais**. São Paulo, 2000. p. 24-39.

AOKI, N. Confiabilidade e Segurança em Fundações. In: WORKSHOP: PRÁTICA ATUAL DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS. São Paulo, 2001. **Anais**. São Paulo, 2001

AOKI, N., ALONSO, U. R. Correlation between different evaluation procedures of static and dynamic load tests and rebound. In: XII ICSMFE – 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, 1989. **Anais**, Rotterdam, 1989. p.1115-6.

AOKI, N., ALONSO, U. R. Avaliação da Segurança em Obras de Estacas Cravadas. In: 6º CBGE e IX COBRAMSEF – CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, 1990. **Anais**, Salvador, 1990. p. 321-4

AOKI, N., ALONSO, U. R., TRINDADE, O. A. Aplicação do Registrador Dinâmico (RDD) na Avaliação da Carga Mobilizada em Estacas Cravadas. In: SINGEO – SIMPÓSIO DE INFORMÁTICA EM GEOTECNIA, Rio de Janeiro, 1990. **Anais**, Rio de Janeiro, 1990. p. 45-51.

AOKI, N., ANGELINO NETO, C. Fundações Profundas na Baixada Santista. In: **Solos do Litoral de São Paulo**, ABMS / NRSP, 1994

AOKI, N., CINTRA, J. C. A. Influência da Variabilidade do Maciço de Solos no Comprimento de Estacas. In: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1996. **Anais**, São Paulo, 1996. p. 173-83.

AOKI, N., CINTRA, J. C. A. New Interpretation of the Dynamic Loading Curves for Drive Piles Based on the Energy Approach. In: RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, Rio de Janeiro, 1997. **Anais**, Rotterdam, 1997.

AOKI, N., CINTRA, J. C. A. Carga Admissível e Carga Característica de Fundações por Estacas. **Solos e Rochas**, v. 23, n.2, p. 137-42, 2000.

AOKI, N., DE MELLO, V. F. B. Dynamic Loading Test Curves. In: APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 1992. **Anais**, Rotterdam, 1992

AOKI, N., VELLOSO, D. A. An Approximate Method to Estimate The Bearing Capacity of Piles. In: V PanAmCSMFE – 5TH PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Buenos Aires 1975. **Anais**, Buenos Aires, 1975. p. 367-75.

AZEVEDO JR., N., NIYAMA, S., VALVERDE, S., MÜLLER, M, YASSUDA, A. J. Provas de Carga Estáticas e Dinâmicas em Estacas Metálicas Cravadas. In: SEFE – SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1985. **Anais**, São Paulo, 1985. p.173-83.

BAECHER, G. B., RACKWITZ, R. Factors of Safety and Pile Load Tests. **Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 6, p. 409-24, 1982.

BAIKIE, L. D. Safety factors and limit states analysis in geotechnical engineering: Discussion. **Canadian Geotechnical Engineering**, v. 22, p. 143, 1985.

BAIKIE, L. D. Total and partial factors of safety in geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Engineering**, v. 22, pp. 477-82, 1985.

BALECH, J. **Análise da Transferência de Carga de Estacas Cravadas em Argila Mole à partir de Provas de Carga Dinâmica de Energia Crescente**, 2000, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

BALECH, J., AOKI, N. Medidas de Quake da Ponta em Estacas Cravadas em Argila Mole com Ponta em Solo Residual de Gnaisse. In: SEFE IV- 4^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, , São Paulo, 2000. **Anais**. São Paulo, 2000. p. 238-47.

BECKER, D. E. Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit States Design For Foundations. Part I. An Overview of the foundation design process **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, p. 956-983, 1996.

BECKER, D. E. Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit States Design For Foundations. Part II. Development for the National Building Code of Canada. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, p. 984-1007, 1996.

BEIM, J., AOKI, N. Dynamic Load Test Method with Variable Energy. In: 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 1996. **Anais**, 1996. p. 274-81.

BEIM, J., GRÄVARE, C. J., KLINGMÜLLER, O., DE-QING, L., RAUSCHE, F. Standardization and Codification of Dynamic Pile Testing: In: DFI 98 – SEVENTH

INTERNATIONAL CONFERENCE AND EXHIBITION ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, Viena, 1998. **Anais**, Viena, 1998. p.2.2.1-8.

BENJAMIN, J. R., CORNELL, C. A. **Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers**. New York: Mc. Graw Hill, 1970

BERNARDES, G. P., NORDAL, S. Estudo da Capacidade de Carga de Estacas Modelo Através de Ensaios Estáticos e Dinâmicos. In: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 17-29.

BERNARDES, G. P., GONÇALVES, C., ANDREO, C. S., FORTUNATO, S. G. S. Prova de Carga Dinâmica em uma Estaca Pré-Fabricada Apoiada em Areia Argilosa Densa. In: XI COBRAMSEG – 11^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, 1998. **Anais**, Brasília, 1998. p. 1535-41.

BERNARDES, G. P., GONÇALVES, C., ANDREO, C. S., FORTUNATO, S. G. S. Evaluation of Bearing Capacity of Precast Concrete Piles in Shale from Dynamic Load Test (DLT). In: XI PACSMGE – PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, Foz do Iguaçu, 1999. **Anais**, Foz do Iguaçu, 1999. p. 1491-6.

BERNARDI, E., CAMPOS, G. C., MACHADO, J. R. A. O Método CAPWAPC e sua Aplicação no Caso do Campo Experimental da EPUSP / ABEF. In: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 31-9.

BERNARDI, E., MACHADO, J. R. A., DIONISI, A., TANAKA, E. T., MERICHELLI, M. P. Uma Avaliação do Sistema IPTCASE/PC para Aquisição e Análise de Dados de Estacas Cravadas. In SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE

ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 40-5.

BERZI, P. Conditions of reliable predictions from dynamic pile load tests. In: 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 1996. **Anais**, 1996. p. 495-505.

BRIAUD, J. L., TUCKER, L. M. Measured and Predicted Axial Response of 98 Piles. **Journal of Geotechnical Engineering – ASCE**, v. 114, n. 9, p. 984-1001, 1988.

BRIAUD, J. L., TUCKER, L. M., NG, E. Axially loaded 5 pile group and single pile in sand. In: XII ICSMFE – 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, 1989. **Anais**, Rotterdam, 1989. p. 1121-4.

BURLAND, J.B., TWINE, D. The shaft friction of bored piles in terms of effective strength. In: INT. CONF. ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, Ghent, 1988. **Anais**, Ghent, 1988. p. 411-20.

BUSTAMANTE, M., FRANK, R. Design of axially loaded piles - French Practice. In: De Cock & Legrand. **Design of Axially loaded Piles - European Practice**, Rotterdam, 1997.

CABRAL, D. A. O uso de Estaca Raiz como Fundações. In: VIII COBRAMSEF – CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, 1986. **Anais**, Porto Alegre, 1986. pp. 71-82.

CAMPOS, G. C. **Previsão do fator de “set-up” para avaliação da capacidade de carga de estacas cravadas em ensaios de carregamento dinâmico**, 1997, Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

CAMPOS, G. C. A Importância da Previsão do Fator de “Set-up” na Interpretação de Ensaios de Carregamento Dinâmico. In: XI COBRAMSEG – 11^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, 1998. **Anais**, Brasília, 1998. p. 799-803.

CHAPMAN, G. A., WAGSTAFF, J. P. Prediction of pile performance using dynamic testing. In: BARENDS, F. B. J. **Application of Stress-Wave Theory to Piles**, Rotterdam, 1992

CHOW, F. C., JARDINE, R. J., BRUCY, F., NAUROY, J. F. Effects of Time on Capacity of Pipe Piles in Dense Marine Sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE**, v. 124, n. 3, p. 254-63, 1998.

CINTRA, J. C. A., ALBIERO, J. H. Distribuição de Cargas em Modelos de Grupos de Estacas Cravadas em Areia. **Solos e Rochas**, v. 10, n. 3, p. 3-9, 1987.

CUNHA, R. P., MIRANDA, A. N., MOURA, A. S. Análise Comparativa de Metodologias de Previsão de Capacidade de Carga de Fundações Profundas em Fortaleza – CE. In: XI COBRAMSEG – 11^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, 1998. **Anais**, Brasília, 1998.p. 1583-9

CHERUBINI, C., CUCCHIARARO, L., GIASI, C. I. Probabilistic Analysis of Shallow Foundations Bearing Capacity. In: IX PCSMFE – PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Viña del Mar, 1991. **Anais**, Viña de Mar, 1991. p. 971-80.

DANZIGER, B. R. Provas de Carga em Estacas Tubadas. **Solos e Rochas**, v. 3, n.1, p. 29-38, 1980.

Danziger, B. R., Ferreira, J. S. Back-analyses of Steel Pile Driving Records for Quality Assurance. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE

APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, São Paulo, 2000. **Anais**. Rotterdam, 2000. p. 657-63.

DÉCOURT, L. Prediction of the Bearing Capacity of Piles based exclusively on N values of the SPT. In: 2ND EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, Amsterdam, 1982. **Anais**, Amsterdam, 1982. p. 29-34.

DÉCOURT, L. Thoughts Concerning the Interpretation of Successive Load Tests on the Same Pile. In: IX PCSMFE - PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Viña del Mar, 1991. **Anais**, Viña del Mar, 1991. p. 585-97.

DÉCOURT, L. Bearing Capacity of displacement piles in residual soils on basis of SPT. In: SEFE II – 2^O SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991.p. 111-9.

DÉCOURT, L. Relato Geral da 1^a Sessão Técnica: Fundações e Interação Solo-Estrutura. In: X COBRAMSEF – CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**, Doz do Iguaçu, 1994. p. 179-205.

DÉCOURT, L. A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. In: SEFE III – 3^O SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo. 1996. **Anais**, São Paulo, 1996. p. 215-24.

DÉCOURT, L. Investigação, Comportamento e Instrumentação. In: SEFE III – 3^O SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1996. **Anais**, São Paulo, 1996. p. 21-32.

DÉCOURT, L. Ruptura de Fudações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito de Rigidez. In: XI COBRAMSEG – 11^O CONGRESSO BRASILEIRO DE

MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, 1998. **Anais**, Brasília, 1998. p. 1599-1606.

DÉCOURT, L. Behavior of Foundations Under Working Load Conditions. In: XI PCSMGE – PANAMERICAM CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, Foz do Iguaçu, 1999. **Anais**, Foz do Iguaçu, 1999. p. 453-87.

DÉCOURT, L., ALBIERO, J.H., CINTRA, J.C.A. Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: HACHICH et al. **Fundações – Teoria e Prática**, 2 ed., São Paulo, 1998.

DÉCOURT, L., NIYAMA, S. Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soil. In: XIII ICSMFE – 13th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, New Delhi, 1994. **Anais**, Rotterdam, 1994. p. 477-486.

DÉCOURT, L., QUARESMA, A. R. Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. In: VI COBRAMSEF – 6^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Rio de Janeiro, 1978. **Anais**, Rio de Janeiro, 1978. p. 45-53.

DGGT. **Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen**. Braunschweig, 1998.

DUNCAN, J. M. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - ASCE**, v. 126, n. 4, p. 307-16, 2000.

ERIKSSON, H. E. Design values for bearing capacities of piles derived by use of statistical methods. In: 4TH INTERNATIONAL DFI CONFERENCE. **Anais**, Rotterdam, 1991. p. 9-12

EVANGELISTA, A., PELLEGRINO, A., VIGGIANI, C. Variability among Piles of the Same Foundation. In: VII ICSMFE – 7th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Tokyo, 1977. **Anais**, Rotterdam, 1977. p. 493-500.

FELLENIOUS, B. H. The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests. **Ground Engineering**, v.13, n. 6, 19-31, 1980.

FELLENIOUS, B. H. Variation of CAPWAP results as a function of the operator. In: 3RD INT CONF. ON APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY ON PILES, Ottawa, 1988. **Anais**, Ottawa, 1988.

FERREIRA, A. C., LOPES, F. R. Contribuição ao Estudo do Efeito do Tempo de Carregamento no Comportamento de Estacas de Prova. In: SEFE – SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1985. **Anais**, São Paulo, 1985. p. 185-92.

FOREHAND, P. W., REESE, J. L. Prediction of Pile Capacity by the Wave Equation. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE**, v. 90, n. SM2, p. 1-25, 1964.

FRANK, R. Some comparisons of safety for axially loaded piles. In: De Cock & Legrand. **Design of Axially loaded Piles - European Practice**, Rotterdam, 1997.

FRANKE, E. EUROCODE safety approach as applied to single piles. In: 4TH INTERNATIONAL DFI CONFERENCE, 1991. **Anais**, Rotterdam, 1991. p. 13-8.

FUSCO, P. B. **Conceitos Estatísticos Associados à Segurança das Estruturas**, Editora do Grêmio Politécnico, São Paulo, 1975.

GARCIA, M. R., TOWNSEND, F. C. Axial Pile Capacity Evaluation Using SPT 97, PDA and CAPWAP in Puerto Rico. In: XI PCSMGE – 11th PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Foz do Iguaçu, 1999. **Anais**, Foz do Iguaçu, 1999. p. 1415-8.

GENEVOIS, B. B. P. Settlements in Piles and Soil Variability. In: IX PCSMFE – PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Viña del Mar, 1991. **Anais**, Viña del Mar, 1991, p. 599-606.

GOBLE, G.G. LRFD design codes for pile foundations - A review. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, São Paulo, 2000. **Anais**. Rotterdam, 2000. p. 657-63.

GOBLE, G. G., RAUSCHE, F., LIKINS JR., G. E. The Analysis of Pile Driving – A State-of-the-Art. In: INTL SEMINAR ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY ON PILES, Stockholm, 1980. **Anais**, Stockholm, 1980. pp. 131-52.

GOLOMBEK, S. Divagações de um Engenheiro Veterano. In: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 1-8.

GOMES, R. C., LOPES, F. R. Uma avaliação de Métodos de Controle da Cravação de Estacas. In: VIII COBRAMSEF – 7^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Porto Alegre, 1986. **Anais**, Porto Alegre, 1986. p. 23-34.

GONÇALVES, C. Tensões de Tração em Estacas Pré-Moldadas de Concreto Protendido Durante a Cravação. In: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 153-60.

GONÇALVES, C., ANDREO, C. S., BERNARDES, G. P. **Ensaio de Carregamento Dinâmico**, ed. 1, São Paulo, 1996.

GONÇALVES, C., ANDREO, C. S., BERNARDES, G. P. Como obter Economia na Execução de Fundações com Estacas Pré-Fabricadas de Concreto, através da Execução de Ensaios de Campo. In: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 1996. **Anais**, São Paulo, 1996. p. 25-34.

GONÇALVES, C., ANDREO, C. S., BERNARDES, G. P., FORTUNATO, S. G. S. Estudo da Redução do Comprimento de Estacas Pré-Fabricadas através da Análise do “Set-up”, com base na Instrumentação Dinâmica com o PDA – “Pile Driving Analyzer. In: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 1996. **Anais**, São Paulo, 1996., p. 35-46.

GONÇALVES, C., ANDREO, C. S., BERNARDES, G. P., FORTUNATO, S. G. S. Estimativa da Carga de Ruptura de uma Estaca, através da Execução de Prova de Carga Dinâmica com Auxílio do PDA – “Pile Driving Analyzer. In: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 1996. **Anais**, São Paulo, 1996. p. 63-72.

GONÇALVES, C., BERNARDES, G. P., ANDREO, C. S., FORTUNATO, S. G. S. Medição de Deformações Elásticas Elevadas Durante a Cravação de Estacas em Areia Medianamente Compacta. In: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 1996. **Anais**, São Paulo, 1996. p. 15-23.

GONÇALVES, C., ANDREO, C. S., BERNARDES, G. P., FORTUNATO, S. G. S. Controle da Cravação de Estacas Pré-Fabricadas de Concreto através do Repique Elástico Aferido. **Solos e Rochas**, v.21, n.2, p. 103-116, 1998.

GONÇALVES, C., ANDREO, C. S., BERNARDES, G. P., FORTUNATO, S. G. S. Estudo da Relaxação em uma Estaca Pré-Fabricada através de Ensaios de Carregamentos Dinâmicos. In: XI COBRAMSEG – 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, 1998. **Anais**, Brasília, 1998. p. 1543-8.

GRECO, V. R., POLITI, F. Risk model for pile capacity analysis. In: 4TH INTERNATIONAL DFI CONFERENCE, 1991. **Anais**, Rotterdam, 1991. p. 19-28.

GUORAN, Z., JIADUO, W. Comparative analysis of dynamic and static test of foundation pile. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, São Paulo, 2000. **Anais**. Rotterdam, 2000.

HACHICH, W. C. **Sobre a Segurança nos Projetos de Geotecnia**. 1978. Dissertação (Mestrado) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

HACHICH, W. C. Segurança das Fundações e Escavações. In: HACHICH et al. **Fundações – Teoria e Prática**, 2 ed., São Paulo, 1998.

HEINONEN, J., HARTIKAINEN, J., KIISKILÄ, A. Design of axially loaded piles – Finnish Practice In: DE COCK & LEGRAND. **Design of Axially loaded Piles - European Practice**, Rotterdam, 1997.

HOLEYMAN, A. E. Keynote Lecture: Technology of Pile Dynamic Testing. In: BARENDS, F. B. J. **Application of Stress Wave Theory to Piles**. Rotterdam, 1992

HOLEYMAN, A. Pile Dynamic Testing, driving formulae, monitoring and quality control: Background for discussion. In: DE COCK & LEGRAND. **Design of Axially loaded Piles - European Practice**, Rotterdam, 1997.

HOLEYMAN, A., BAUDUIN, C., BOTTIAU, M., DEBACKER, P., DE COCK, F., DUPONT, E., HILDE, J.L., LEGRAND, C., HUYBRECHTS, N., MENGÉ, P., MILLER, J.P., SIMON, G. Design of axially loaded piles - Belgian Practice. In: DE COCK & LEGRAND. **Design of Axially loaded Piles - European Practice**, Rotterdam, 1997.

HOLM, G., JANSSON, M., MÖLLER, B. Dynamic and static load testing of friction piles in a loose sand. In: 2ND INT CONF. ON APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY ON PILES, Stockholm, 1985. **Anais**, Stockhom, 1985.

HUYBRECHTS, N., LEGRAND, C. Static and dynamic pile loading tests on different types of driven piles in Limelette (B). In: DFI 98 – SEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE AND EXHIBITION ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, Viena, 1998. **Anais**, Viena, 1998. p.1.20.1-10.

HWANG, J. H., LIANG, N., CHEN, C. H. Ground Response during Pile Driving. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE**, v. 127, n. 11, 2001.

KATZENBACH, R., MOORMANN, C. Design of axially loaded piles and pile groups - German Practice. In: DE COCK & LEGRAND. **Design of Axially loaded Piles - European Practice**, Rotterdam, 1997.

KAY, J. N. Safety Factor Evaluation for Single Piles in Sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE**, v. 102, n. GT10, 1976.

KAY, J. N. Factor of Safety for Piles in Cohesive Soils. In VII ICSMFE – 7th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, Tokyo, 1977. **Anais**, Rotterdam, 1977.p. 587-92.

KÉZDI, A. Pile Foundations. In: WITERKORN & FANG. **Foundation Engineering Handbook**, New York. 1975.

LACASSE, S., GOULOIS, A. Reliability analysis of axial pile capacity. In: XII ICSMFE – 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro, 1989. **Anais**, Rotterdam, 1989. p.845-8.

LANCELLOTTA, R., CALAVERA, J. **Fondazioni**, Milão, 1999.

LANGEJAN, A. Some Aspects of the Safety Factor in Soil Mechanics, Considered as a Problem of Probability. In: VI ICSMFE – 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Montreal, 1965. **Anais**, Rotterdam, 1965. p.500-2.

LAZO, G., MASSAD, F. Estacas Cravadas Rígidas em Compressão axial: Método de Análise Considerando as Cargas Residuais. In: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 1996. **Anais**, São Paulo, 1996. p. 1-13.

LI, Z., ZHANG, Y., ZHU, L, LI, X. Study on CASE damping coefficient. In: XI ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, Seoul, 1999. **Anais**, Rotterdam, 1999.

LIKINS, G., RAUSCHE, F., THENDEAN, G., SVINKIN, M. (Capwap Correlation Studies. In: 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 1996. **Anais**, 1996. p. 447-64.

LOFTUS, W. F. Some comments about United States practice of design of axially loaded piles. In: DE COCK & LEGRAND. **Design of Axially loaded Piles - European Practice**, Rotterdam, 1997.

LUMB, P. The Variability of Natural Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 3, n. 2, p. 74-97, 1966.

LUMB, P. Safety factors and the probability distribution of soil strength. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 7, n. 3, p. 225-42, 1970.

MACHADO, J. R. A. **A Avaliação da Capacidade de Carga de Estacas, com Base no Repique Elástico Médio no Final da Cravação**, 1995. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

MACHADO, J. R. A., DIONISI, A. Repicometro: Um sistema para Medição do Repique Elástico de Estacas. In: SEFE II, 2^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 227-234.

MABSOUT, M. E., REESE, L. C., TASSOULAS, J. L. Study of Pile Driving by Finite Element Method. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - ASCE**, v. 121, n. 7, p. 535-543, 1995.

MARANHA DAS NEVES, E. Estados Limites e Segurança em Geotecnia. **Geotecnia**, n. 72, p. 5-62, 1994.

MASSAD, E. Provas de Carga e Acompanhamento de Recalques. In: SEFE – SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, São Paulo, 1985. **Anais**, São Paulo, 1985. p. 9-72.

MASSAD, F. Notes on the Interpretation of Failure Load From Routine Pile Load Tests. **Solos e Rochas**, v. 9, n. 1, p. 33-6, 1986.

MASSAD, F. Análise da Transferência de Carga em duas Estacas Instrumentadas, quando submetidas a Compressão Axial. In: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 235-44.

MASSAD, F. Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte I: Solos Relativamente Homogêneos. **Solos e Rochas**, v. 15, n. 2, p. 103-15, 1992.

MASSAD, F. Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II: Estaca Embutida em Camada mais Resistente. **Solos e Rochas**, v. 16, n. 2, p. 93-112, 1993.

MASSAD, F. Limites das Extrapolações em Provas de Carga Verticais, Interrompidas Prematuramente. In: X COBRAMSEF – 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**, Foz do Iguaçu, 1994. p. 247-54.

MASSAD, F. Sobre Algumas Representações Matemáticas da Curva Carga-Recalque de Estacas Solicitadas Axialmente”, In: X COBRAMSEF – 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**, Foz do Iguaçu, 1994. p. 287-94.

MASSAD, F. The Analysis of Piles Considering Soil Stiffness and Residual Stress. In: X PCSMFE – 10th PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Guadalajara, 1995. **Anais**, Guadalajara, 1995. p. 1199-210.

MASSAD, F., LAZO, G. Método Gráfico para interpretar a Curva Carga-Recalque de Provas de Carga Verticais em estacas Rígidas ou Curtas. In XI COBRAMSEG – 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, 1998. **Anais**, Brasília, 1998. p. 1407-14.

MASSAD, F., WINZ, H. C. Capacidade de Carga em Estacas Verticais: Influência da Velocidade de Carregamento em Provas de Carga. In: SEFE IV – 4º

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 2000. **Anais**, São Paulo, 2000. p. 177-90.

MELLO, L. G., NIYAMA, S., COELHO, J., SKAF, K. Dynamic and Static Load Tests on the Longest Prestressed Concrete Piles of Brazil. In: DFI 98 – SEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE AND EXHIBITION ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, Viena. **Anais**, Viena, 1998. p. 1.10.1-12.

MELLO, V. F. B. Problems and Challenges of Geomechanics Revisited. In: X COBRAMSEF – 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais**, Foz do Iguaçu. p. 115-42.

MENEZES, S. M., CARVALHO, D., SOUZA, T. M. Controle *in situ* da Capacidade de Carga – Parte 1. In: SEFE IV – 4º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 2000. **Anais**, São Paulo, 2000. p. 373-8.

MENEZES, S. M., CARVALHO, D., SOUZA, T. M. Medição de Cargas Residuais em Estacas Cravadas em Solo Arenoso de Alta Porosidade. In: SEFE IV – 4º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 2000. **Anais**, São Paulo, 2000. p. 379-86.

MENEZES, S. M., CARVALHO, D., SOUZA, T. M. Controle *in situ* da Capacidade de Carga – Parte 2. In: SEFE IV – 4º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 2000. **Anais**, São Paulo, 2000. p. 387-92.

MEYERHOF, G. G. Penetration Tests and bearing capacity of cohesionless soils. **J. Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE**, v. 82, n. SM1, p.1-19, 1956.

MEYERHOF, G. G. Safety factors in soil Mechanics. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 7, n. 4, p. 349-55, 1970.

MEYERHOF, G. G. Safety factors and limit states analysis in geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 21, n. 1, p. 1-7, 1984.

MEYERHOF, G. G. Safety factors and limit states analysis in geotechnical engineering: Reply. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 22, p. 145, 1985.

MEYERHOF, G. G. Development of geotechnical limit state design. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 32, p. 128-36, 1995

MILITITSKY, J. Provas de Carga Estáticas. In: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 203-27.

MILITITSKY, J., SCHNAID, F. Avaliação Crítica do Uso de SPT em Fundações. IN: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 1996. **Anais**, São Paulo, 1996. p. 169-81.

NASCIMENTO, U., FALCÃO, C. B. Segurança e Coeficiente de Segurança em Geotecnia. **Geotecnia**, v. 1, pp. 31-46, 1971.

NGUYEN, V. U. Safety factors and limit states analysis in geotechnical engineering: Discussion. **Canadian Geotechnical Engineering**, v. 22, p. 144-5, 1985.

NIYAMA, S. **Medições Dinâmicas na Cravação de Estacas – Fundamentos, Instrumentação e Aplicações Práticas**, 1983. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

NIYAMA, S. Provas de Carga Dinâmicas. In: SEFE – SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1985. **Anais**, São Paulo, 1985. p. 103-36.

NIYAMA, S. Provas de Carga Dinâmicas em Estacas. In: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 229-67.

NIYAMA, S. O Efeito do Embuchamento na Distribuição de Resistências em Estacas Cravadas de Ponta Aberta. In: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 295-303.

NIYAMA, S. Study on Open Toe Pile Driving Instrumentation Considering Soil Plug Effect in Sand. In: BARENDT, F. B. J. **Application of Stress Wave Theory to Piles**. Rotterdam, 1992

NIYAMA, S., AOKI, N. Correlação entre Provas de Carga Dinâmica e Estática. IN: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo, 1991. p. 285-93.

NIYAMA, S., AOKI, N., CHAMECKI, P. R. Verificação de Desempenho In: HACHICH et al. **Fundações – Teoria e Prática**, 2 ed., São Paulo, 1998.

NIYAMA, S., SILVA, A. B., BARLETTA, S. C. Monitoração Dinâmica da Cravação de Estacas da Ampliação do Terminal Marítimo da COSIPA. In: VIII COBRAMSEF – 8^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, 1986. **Anais**, Porto Alegre, 1986. p. 169-79.

NORLUND, R. Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE**, v. 89, n. SM3, pp 1-35, 1963.

OLIVEIRA, S. K. F. **Contribuição ao Estudo da Verificação da Segurança das Fundações Profundas**, 1998, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

OLIVEIRA, S. K. F., AOKI, N. **Análise da Segurança no Projeto de Fundações por Estacas: Método dos Estados Limites**. IN: XI COBRAMSEG- 10^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, 1998. **Anais**, Brasília, 1998. p. 1399-406.

OLSON, R. E., FLAATE, K. S. **Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand**. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE**, v. 93, n. SM6, p. 279-96, 1964.

O'NEILL, M. W. **Side Resistance In Piles and Drilled Shafts**. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE**, v. 127, n. 1, p. 3-16, 2001.

ORR, T. L. L., FARRELL, E. R. **Different Approaches for Ultimate Limit State Geotechnical Designs**. In: INTERNATIONAL WORKSHOP LIMIT STATE DESIGN IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. **Anais**. Melbourne, 2000, 1 CD-ROM.

PAIKOWSKY, S. G., CHERNAUSKAS, L. R. **Energy approach for capacity evaluation of driven piles**. In: BARENDS, F. B. J. **Application of Stress Wave Theory to Piles**. Rotterdam, 1992

PAIKOWSKY, S. G., STENERSEN, K. L. **Keynote Lecture: The performance of the dynamic methods, their controlling parameters and deep foundation specifications**. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, São Paulo, 2000. **Anais**. Rotterdam, 2000. p. 281-304.

PENNA, A. S. P. D. **Estudo do Comportamento Carga x Recalque de Estacas Pré-Moldadas de Concreto, na Região da Grande São Paulo**, 1985. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**, New York, 1980.

POULOS, H. G. Pile behaviour – theory and application. **Géotechnique**, v.39, n. 3 p. 365-415, 1989.

POULOS, H. G. Pile Testing - from the designer's viewpoint. In: CONGRESSO STATNAMIC Tokio, 1998.

POULOS, H. G., CARTER, J. P., SMALL, J. C. Foundations and retaining structures – research and practice, XII IXSMGE – 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, Istambul, 2001. **Anais**, Istambul, 2001.

PUMP, W., KORISTA, S., SCOTT, J. Installation and loading test of deep piles in Shanghai alluvium. In: DFI 98 – SEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE AND EXHIBITION ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, Viena, 1998. **Anais**, Viena, 1998. p. 1.3.1-7.

RAUSCHE, F., THENDEAN, G., ABOU-MATAR, H., LIKINS, G., GOBLE, G. Investigation of Dynamic and Static Pile Behavior from Modified Standard Penetration Test. In: X COBRAMSEF – 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, 1994, **Anais**, Foz do Iguaçu, 1994. p. 3-32.

REDDY, E. S., CHAPMAN, D. N., SASTRY, V. V. R. N. Direct Shear Interface Test for Shaft Capacity of Piles in Sand. **Geotechnical Testing Journal - ASTM**, v. 13, p. 199-205, 2000.

ROBERTSON, E. Locking pile behaviour. **Ground Engineering**, v. 34, n.1, p. 30-3, 2001.

ROCHA FILHO, P. Interpretação de Provas de Carga Utilizando-se de Formulação Tipo Meio Homogêneo Equivalente. In: SEFE – SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1985. **Anais**, São Paulo, 1985.,p. 133-45.

RODRIGUES, A. A., CARVALHO, J. C., CORTOPASSI, R. S., SILVA, C. M. Avaliação da Adaptabilidade de Métodos de Previsão de Capacidade de Carga a Diferentes Tipos de Estacas. In: XI COBRAMSEG – 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, 1998. **Anais**, Brasília, 1998. p. 1591-7.

ROSA, R. L. **Proposição de Modificação das Fórmulas de Cravação de Chellis e de Uto et al. a partir de Resultados do Método CASE**”, 2000. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

SAKAI, T., SAWAI, H., SHIOI, Y. Theoretical Analysis of the Pile Driving Formula. In: 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 1996. **Anais**, 1996. p. 81-8.

SAKIMOTO, J., HAGA, T., KONDO, J. The Penetration Behavior of Driven Piles Measured by Electro-Optical Displacement Meter. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRABILITY AND DRIVABILITY OF PILES, São Francisco, 1985. **Anais**, São Francisco, 1985. p. 193-6.

SCHELLINGERHOUT, A. J. G., REVOORT, E. Pseudo Static Pile Load Tester. In: 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 1996. **Anais**, 1996. p. 1031-7.

SEIDEL, J. P. The Need for Quality Assurance in the Dynamic Pile Testing Industry”, In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, São Paulo, 2000. **Anais**. Rotterdam, 2000. p. 319-326.

SILVA, A. B., MARTINS, J. A. A., VALVERDE, S. Provas de Carga Estática “Versus” Dinâmica: Confrontação de Alguns Resultados. In: VIII COBRAMSEF – 8^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, 1986. **Anais**, Porto Alegre, 1986. p. 123-30.

SKOV, R. Pile Foundation - Danish design methods and piling practice. In: DE COCK & LEGRAND. **Design of Axially loaded Piles - European Practice**, Rotterdam, 1997.

SMITH, E. A. L. Pile Driving Analysis by the Wave Equation Program. **J. Soil Mechanic and Foundation Division - ASCE**, v. 86, n.SM4, 1960.

SOARES, H. F., COSTA FILHO, L. M. Definição de Ruptura em Algumas Provas de Carga em Solo Residual. In: SEFE – SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1985. **Anais**, São Paulo, 1985. p. 215-224.

SÖRENSEN, T., HANSEN, B. Pile Driving Formulae, An Investigation based on Dimensional Considerations and a Statistical Analysis. In: IV ICSMFE – 4th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1957. **Anais**, 1957. p. 61-5.

SÖRENSEN, C. S., FABER, M. H., STENSTRUP, B. Reliability based reassessment of an existing Pile Foundation. In: XIV ICSMFE – 14th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Hamburgo, 1997. **Anais**, Rotterdam, 1997. p. 1197-200.

SOUZA FILHO, J. M., ABREU, P. S. B. Procedimentos para Controle de Cravação de Estacas Pré-Moldadas de Concreto. In: IX COBRAMSEF – 9^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Salvador, 1990. *Anais*, Salvador, 1990. p. 309-19.

STEPHAN, A. M., MINETTE, E., LOPES, G. S., BUENO, B. S. Prova de Carga Estática em Estacas: Comparação com os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga. In: XI COBRAMSEG – 11^o CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Brasília, 1998. *Anais*, Brasília, 1998. p. 1423-30.

SVINKIN, M. R., WOODS, R. D. Accuracy of determining pile capacity by dynamic methods. In: DFI 98 – SEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE AND EXHIBITION ON PILING AND DEEP FOUNDATIONS, Viena, 1998. *Anais*, Viena, 1998. p.1.2.1-8.

TANAKA, A. A Previsão do Comportamento Carga-Recalque de Estacas. In: SEFE III – 3^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 1996. *Anais*, São Paulo, 1996. p. 185-192.

TEIXEIRA, A. H. Capacidade de Carga de Estacas Pré-Moldadas de Concreto nos Sedimentos Quaternários da Baixada Santista. In: SIMPÓSIO DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORRÂNEAS BRASILEIRAS: ORIGEM, CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E EXPERIÊNCIA DE OBRAS, Rio de Janeiro, 1988. *Anais*, Rio de Janeiro, 1988. p. 5.1-5.25.

TEIXEIRA, A. H. Controle de Qualidade em Obras de Fundações. In: SEFE II – 2^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. *Anais*, São Paulo, 1991. p. 123-30.

TEJCHMAN, A., KLOS, J. An example of dynamic formulae determined on the basis of field load tests. In: 2ND INT CONF. ON APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY ON PILES, Stockholm, 1985. **Anais**, Stockholm, 1985.

THENDEAN, G., RAUSCHE, F., SVINKIN, M., LIKINS, G. Wave Equation Correlation Studies. In: 5TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 1996. **Anais**, 1996.p. 144-62.

THOMPSON, C. D., DEVATA, M. Evaluation of Ultimate Bearing Capacity of Different Piles. In: INTL. SEMINAR ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY ON PILES, Stockholm, 1980. **Anais**, Stockholm, 1980. p.163-95.

TRIANAFYLLIDIES, Th. A modification of the Hiley-Formula for driving long piles and comparisons with test results in Hong Kong. In: HO & LI: **Geotechnical Engineering**, Rotterdam, 2001.

VAN WEELE, A. F. Does a load test on a pile help or mislead a soil engineer?In: **De Mello Volume**, São Paulo, 1989.

VELLOSO, D. A Capacidade de Carga por Meio do SPT”, SEFE II – 2^O SEMINÁRIO ENGENHARIA FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1991. **Anais**, São Paulo 1991. p. 292-312.

VELLOSO, D. A. Alguns Reparos à NBR 6122/1996. In: WORKSHOP: A NORMA DE PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES (NBR 6122/1996), Curitiba, 1999.

VELLOSO, D. A., ALONSO, U. R. Previsão, Controle de Desempenho de Fundações. In:PREVISÃO, CONTROLE E DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES – ABMS, São Paulo, 2000.

VELLOSO, D. A. Carga Admissível e Carga Característica de Fundações por Estacas – Discussão. **Solos e Rochas**, v. 24, n. 2, p. 183-4, 2001.

VIANA, A. P., CINTRA, J. C. A. Aplicabilidade do Método de Van der Veen para Extrapolação de Curvas Carga x Recalque. In: SEFE IV – 4^o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, 2000. **Anais**, São Paulo, 2000. p. 85-92.

VORCARO GOMES, M. C. **Previsão de Carga Última em Estacas por Regressão Linear Múltipla**, 2000. Tese (Doutorado), COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

VROUWENVELDER, A. Effects of Inspection on the Reliability of Foundation Piles. In: BARENDS, F. B. J. **Application of Stress Wave Theory to Piles**. Rotterdam, 1992

WAKIYA, Y., NISHIUMI, K., HAYASHI, M., SHIBATA, A., NISHIMURA, S., MATSUMOTO, T. Case studies of dynamic load testing in Japan In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, São Paulo, 2000. **Anais**. Rotterdam, 2000. p. 741-50.

WANG, J. B., SWANN, L. H. Case Study on the behaviour of driven steel tubular piles”, In: HO & LI: **Geotechnical Engineering**, Rotterdam, 2001, p. 1063-6

WHITMAN, R. V. Organizing and Evaluating Uncertainty in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE**, v. 126, n. 7, p. 583-93, 2000.

WU, T. H., KRAFT, L. M. The Probability of Foundation Safety. **Journal of Soil Mech. and Found. Div. - ASCE**, v. 93, p. 213-31, 1967

YASSUDA, C. T. Problemas Executivos em Provas de Carga. In: SEFE – SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo, 1985. Anais, São Paulo, 1985. p. 147-60.

ZADROGA, B., GWIZDALA, K. Determination of Bearing Capacity of Piles using modified Delmag Dynamic Formula In: BARENDS, F. B. J. **Application of Stress Wave Theory to Piles**. Rotterdam, 1992

ZAGOTTIS, D. L. **Introdução da Segurança no Projeto Estrutural**. Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico, São Paulo, 1974.

ZENGXUAN, L., YING, Z., LONGGEN, . Z., XIAOPENG, L. Study on CASE damping coefficient. In: XI ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, Seoul, 1999. Anais, Rotterdam, 1999.

ZHENG, Y. M., ZHENG, J. M., CHEN, B. Correlation analysis of dynamic and static loading tests for nine piles. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, São Paulo, 2000. Anais. Rotterdam, 2000. p. 741-50.