



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA**  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

João Manoel Mischiati Farto

**PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS  
PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO ATRAVÉS DE MÉTODOS  
SEMI-EMPÍRICOS NA CIDADE DE NOBRES, MT**

**CAMPINA GRANDE**

**JANEIRO DE 2003**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**

**COORDENAÇÃO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA  
CIVIL E AMBIENTAL**

**PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE  
CONCRETO ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS NA CIDADE DE  
NOBRES, MT**

por

**João Manoel Mischiati Farto**

**Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil e Ambiental – PPGECA, como parte dos  
requisitos necessários para a obtenção do título de Mestre  
em Engenharia**

**ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA**

**Orientadores: Wilson Conciani, D. Sc.**

**Raimundo Leidimar Bezerra, D. Sc.**

**Campina Grande - PB**

**Janeiro de 2003**



F247p  
2003

Farto, João Manoel Mischiati  
Previsão da capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto através de métodos semi-empíricos na cidade de Nobres, MT / João Manoel Mischiati Farto. – Campina Grande: UFCG, 2003.  
xviii, 107 p.: il.

Dissertação (Mestrado). UFCG/CCT  
Inclui bibliografia

1. Fundações. 2. Estacas Pré-moldadas. 3. Dimensionamento de Estacas.  
4. Provas de Carga. 5. Modelos I. Título.

CDU: 624.15

**PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS  
DE CONCRETO ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS NA CIDADE  
DE NOBRES/MT**

JOÃO MANOEL MISCHIATI FARTO

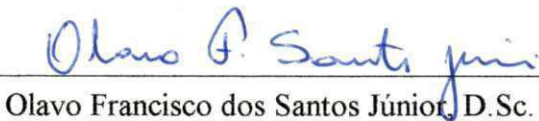
DISSERTAÇÃO APROVADA POR:




Wilson Conciani, D.Sc.  
(Orientador)



Raimundo Leidimar Bezerra, D.Sc.  
(Orientador)



Olavo Francisco dos Santos Júnior, D.Sc.  
(Examinador)



Heraldo Luiz Giacheti, D.Sc.  
(Examinador)

Campina Grande - PB  
Janeiro de 2003

## AGRADECIMENTOS

A Deus, pela maneira com que vejo as coisas. A esposa e filhos, pela compreensão na restrição do tempo a eles dedicado. À Universidade Federal de Campina Grande e ao Centro Federal de Educação Tecnológica – MT, nas pessoas do Professor da UFCG-PB Raimundo Leidimar Bezerra, D. Sc. e professor do CEFET – MT Wilson Conciani, D. Sc. pela iniciativa de difundir a Geotecnia de maneira tão direta. Ao Professor Márcio Miranda Soares, D. Sc. por ter disponibilizado dados de campo e a todos que direta ou indiretamente contribuíram para este trabalho.



## ÍNDICES

<b>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO E OBJETIVOS .....</b>	<b>01</b>
1.1 Generalidades .....	01
1.2 Objetivo Geral .....	02
1.3 Objetivos Específicos .....	02
 <b>CAPITULO 2 - CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS .....</b>	 <b>03</b>
2.1 Capacidade de Carga em Provas de Carga .....	03
2.1.1 Método de Van der Veen (1953) .....	03
2.2 Previsão de Capacidade de Carga em Estacas, por Métodos Semi-Empíricos .....	05
2.2.1 Método Aoki-Velloso (1975) .....	06
2.2.2 Método Décourt-Quaresma (1978) .....	09
2.2.3 Método Velloso (1981) .....	11
2.3 Previsão de Capacidade de Carga em Estacas, por Métodos Teóricos .....	13
2.3.1 Fundações em Areia .....	14
2.4 Previsão de Capacidade de Carga em Estacas por Métodos Dinâmicos .....	19
2.4.1 Fórmula de Sanders .....	19
2.4.2 Fórmula de Wellington .....	20
2.4.3 Fórmula dos Holandeses .....	20
2.4.4 Fórmula de Jambu .....	21
2.4.5 Fórmula dos Dinamarqueses .....	22
2.4.6 Fórmula de Brix .....	22
2.5 Comportamento de Estacas Isoladas em Solos Homogêneos e Isotrópicos .....	23
2.5.1 Generalidades .....	23
2.5.2 Curva Carga-Recalque Teórica .....	23
2.5.3 Mobilização do Atrito Lateral .....	24
2.5.4 Mobilização da Resistência de Ponta .....	25
2.6 Modelo Teórico para o Estudo da Curva Carga-Recalque de Estacas Escavadas em Compressão Axial .....	25
2.6.1 Tratamento Matemático do Modelo Teórico para a Definição da Curva Carga-Recalque .....	29
2.6.1.1 O Efeito da Carga Residual na Ponta: o Parâmetro ( $\mu$ ) .....	30

2.6.1.2 Rigidez Relativa Solo-Estaca: Coeficientes K e $\lambda$ .....	32
2.6.1.3 Forma da Curva Carga-Recalque no Topo .....	37
2.6.2 Método da Parábola Para a Interpretação de Prova de Carga .....	42
2.7 Transferência de Carga da Estaca para o Solo .....	44
<b>CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>46</b>
3.1 Localização da Obra .....	46
3.2 Caracterização Geológica .....	47
3.3 Caracterização Geotécnica .....	47
3.4 Identificação das Sondagens Relacionadas às Provas de Cargas, Devido a Sua Proximidade com a Estaca .....	52
3.5 Estacas Ensaçadas e Suas Características .....	56
3.6 Cravação das Estacas Ensaçadas .....	56
3.7 Provas de Carga .....	59
3.7.1 Composição do Sistema de Carga .....	59
3.7.2 Dispositivos de Medidas dos Deslocamentos .....	59
3.7.3 Execução das Provas de Carga .....	60
3.8 Apresentação dos Resultados das Provas de Carga .....	60
<b>CAPÍTULO 4 - ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>66</b>
4.1 Carga de Ruptura das Provas de Carga .....	66
4.2 Estimativa da Capacidade de Carga pelo Método Aoki-Velloso (1975) .....	67
4.3 Estimativa da Capacidade de Carga pelo Método Décourt-Quaresma (1978) .....	70
4.4 Previsão da Capacidade de Carga por Métodos Dinâmicos .....	72
4.4.1 Fórmula de Sanders .....	72
4.4.2 Fórmula de Wellington .....	73
4.4.3 Fórmula dos Holandeses .....	73
4.4.4 Fórmula de Jambu .....	74
4.4.5 Fórmula dos Dinamarqueses .....	74
4.4.6 Fórmula de Brix .....	75
4.5 Resumo dos Resultados.....	76
4.5.1 Estaca B .....	76
4.5.2 Estaca C .....	78
4.5.3 Estaca F .....	80

4.6 Análise da Curva Carga-recalque.....	82
<b>CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS..</b>	<b>84</b>
5.1 Conclusões .....	84
5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros .....	84
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>86</b>
<b>APÊNDICE .....</b>	<b>92</b>
A.1 Tipo de Tratamento Matemático para a Estaca e Comprimentos a Considerar.....	92
A.2 Ajuste Parabólico .....	92
A.3 Medida da Rigidez Relativa Solo-estaca na Camada mais Fraca.....	94
A.4 Atrito Lateral na Ruptura para a Camada mais Fraca Majorado pelo Parâmetro	95
$\mu_1$ .....	
A.5 Atrito Lateral na Ruptura .....	95
A.6 Tipo de Estaca.....	96
A.7 Encurtamento Elástico da Estaca em Função de $\mu A_{lr}$ .....	97
A.8 Atrito Lateral na Ruptura Majorado pelo Parâmetro $\mu$ .....	97
A.9 Parâmetro $\mu$ .....	98
A.10 Carga Residual na Ponta da Estaca.....	99
A.11 Atrito Lateral na Ruptura na Camada mais Resistente Majorada pelo Parâmetro	99
$\mu_2$ .....	
A.12 Recalque para que o Atrito Lateral Atinja o Valor Máximo na Cabeça da	99
Estaca.....	
A.13 Resistência de Ponta.....	99
A.14 Coordenadas do Ponto 3 do Trecho 0 – 3.....	100
A.15 Equação para o Trecho 3 – M.....	100
A.16 Equação para o Trecho M-4 .....	101
A.17 Equação para o Trecho 4 – 5.....	101
A.18 Coordenadas do Ponto 4 do Trecho M-4.....	101
A.19 “Rigidez Relativa Solo (Fuste) – Estaca” na Camada mais Resistente.....	102
A.20 “Coeficiente de Rigidez Relativa Solo (Fuste e Ponta) – Estaca” $\lambda$ .....	103
A.21 Coordenadas do Ponto M do Trecho 3 – M.....	103



A.22 Coordenadas do Ponto 5 do Trecho 4 – 5.....	104
A.23 Comparação entre os Pontos $(p_0; y_0)$ da Curva Carga-recalque de Campo com os Obtidos pelas Equações da Curva Carga-recalque Teórica.....	104
A.24 Traçado da Curva Carga-recalque Teórica sobreposta à Curva Carga-recalque de Campo .....	106
A.25 Análise e Interpretação dos Resultados.....	106

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Desenho esquemático da Curva carga-recalque de Van der Veen (1953).....	04
Figura 2.2 – Tensões atuantes na estaca.....	05
Figura 2.3 – Tensões atuantes na estaca de base alargada.....	11
Figura 2.4 – Limitação no valor de $f_s$ devido ao efeito de arqueamento em areias.....	15
Figura 2.5 – Valores de $N_q^*$ de vários autores (Vesic, 1967).....	18
Fonte: Cintra e Aoki (1999)	
Figura 2.6 – Ângulo de atrito interno das areias obtido por correlação com o $N_{SPT}$ .....	18
Fonte: Mello (1971)	
Figura 2.7 – Desenho esquemático da curva carga-recalque teórica.....	24
Figura 2.8 – Primeira relação de Cambefort (1964).....	24
Figura 2.9 – Segunda relação de Cambefort (1964).....	25
Figura 2.10 – Primeira relação de Cambefort - modificada.....	26
Figura 2.11 - Segunda relação de Cambefort - modificada.....	26
Figura 2.12 – Desenho esquemático da curva carga-recalque teórica-modificada. ....	27
Figura 2.13 – Etapas de mobilização da resistência de uma estaca solicitada à compressão axial.....	28
Figura 2.14 – Solicitação no solo de acordo com os acréscimos de cargas na estaca, segundo D'Appolonia and Romualdi (1963), <i>apud</i> Bowles (1988).....	29
Figura 2.15 – Primeira relação de Cambefort – modificada ( subsolo homogêneo ). ....	30
Figura 2.16 – Segunda relação de Cambefort – modificada (subsolo homogêneo).....	31
Figura 2.17 – Subsolo heterogêneo estudado e relações de Cambefort - modificadas.....	34
Fonte: Massad (1973)	
.Figura 2.18 – Coeficiente $\lambda$ em função das características da ponta ( $\lambda_2$ ) e do trecho de embutimento ( $K_2$ ).....	36
Fonte: Massad (1993)	
Figura 2.19 – Curva carga – recalque (teórica).....	37
Figura 2.20 – Ábaco de $\beta'$ , em função da carga no topo ( $P_0$ ) e dos coeficientes $K_1$ e $\lambda$ .	38
Fonte: Massad (1993).....	
Figura 2.21 – Ábaco de $\beta'_m$ , em função dos coeficientes $K_1$ e $\lambda$ .	41
Fonte: Massad (1993).....	
Figura 2.22 – Mecanismo de transferência de carga.....	45

Figura 3.1 – Localização do município de Nobres,MT.....	46
Figura 3.2– Comparação entre os valores do $N_{SPT}$ dos diversos furos, realizados no local da obra, na primeira campanha de sondagem.....	50
Figura 3.3 – Perfil do solo e valores do $N_{SPT}$ das sondagens SP-06 e SP-E-01.....	53
Figura 3.4 – Perfil do solo e valores do $N_{SPT}$ da sondagem SP-09.....	54
Figura 3.5 – Perfil do solo e valores do $N_{SPT}$ da sondagem SP-13.....	55
Figura 3.6 – Gráfico de cravação da Estaca C.....	57
Figura 3.7 – Gráfico de cravação da Estaca B.....	57
Figura 3.8 – Gráfico de cravação da Estaca F.....	58
Figura 3.9 – Curva carga-deslocamento da prova de carga na estaca C.....	61
Figura 3.10 – Curva carga-recalque da primeira prova de carga na estaca B.....	62
Figura 3.11 – Curva carga-recalque da segunda prova de carga na estaca B.....	63
Figura 3.12 – Curva carga-recalque da prova de carga na estaca F.....	65
Figura 4.1 – Comparação entre os valores de capacidade de carga medidos e previstos – estaca B.....	78
Figura 4.2 – Comparação entre os valores de capacidade de carga medidos e previstos – estaca C.....	79
Figura 4.3 – Comparação entre os valores de capacidade de carga medidos e previstos – estaca F.....	81
Figura 4.4 – Comparação das parcelas de resistência prevista nos diversos métodos/modelo - estaca F.....	83
Figura A.1 – Curva carga-recalque teórica e de campo.....	106

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficientes de transformação (Aoki-Velloso, 1975).....	07
Tabela 2.2 – Coeficientes $k$ e $\alpha$ (Aoki-Velloso, 1975).....	07
Tabela 2.3 – Fator característico do solo $C$ (Décourt-Quaresma, 1978).....	09
Tabela 2.4 – Valores aproximados de $a$ , $b$ , $a'$ e $b'$ (Velloso, 1981).....	13
Tabela 2.5 – Coeficiente de empuxo $K_e$ e ângulo de atrito $\delta$ (Broms 1966).....	15
Tabela 2.6 – Relação entre os ângulos de atrito $\frac{\delta}{\phi}$ (Potyondy, 1961).....	16
Tabela 2.7 – Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972).....	17
Tabela 2.8 – Intervalo de variação de $\mu$ .....	32
Tabela 2.9 – Tipo de estacas em função de $K$ .....	32
Tabela 2.10 – Tipos de estacas em função de $\lambda$ .....	36
Tabela 3.1 – Valores do $N_{SPT}$ para todos os furos da primeira Campanha de soldagem....	49
Tabela 3.2 – tratamento estatístico dos valores do $N_{SPT}$ .....	51
Tabela 3.3 – Principais características estruturais das estacas ensaiadas.....	56
Tabela 3.4 – Resumo das Provas de Carga Realizadas.....	58
Tabela 3.5 – Resultados médios finais da prova de carga na estaca $C$ .....	61
Tabela 3.6 – Resultados médios finais da primeira prova de carga na estaca $B$ .....	62
Tabela 3.7 – Resultados médios finais da segunda prova de carga na estaca $B$ .....	63
Tabela 3.8 – Resultados médios finais da prova de carga na estaca $F$ .....	64
Tabela 4.1 – Capacidade de carga das estacas ensaiadas a partir da prova de carga.....	67
Tabela 4.2 – Dados relativos ao solo na sondagem SP-06.....	67
Tabela 4.3 – Dados relativos ao solo na sondagem SP-E-01.....	68
Tabela 4.4 – Dados relativos ao solo na sondagem SP-13.....	68
Tabela 4.5 – Dados relativos ao solo na sondagem SP-09.....	69
Tabela 4.6 – Valores de capacidade de carga prevista pelo método Aoki-Velloso (1975)	69
Tabela 4.7 – Valores de capacidade de carga prevista pelo método Décourt-Quaresma (1978).....	72
Tabela 4.8 – Previsão de capacidade de carga pelas fórmulas dinâmicas ( $Q_u$ em kN).....	75
Tabela 4.9 – Valores calculados – estaca $B$ .....	77
Tabela 4.10 – Valores calculados – estaca $C$ .....	79

Tabela 4.11 – Valores calculados – estaca F.....	81
Tabela A.1 – Dados obtidos na prova de carga.....	93
Tabela A.2 – Valores de $C_1$ , $C_2$ e $R^2$ do ajuste parabólico do carregamento.....	94
Tabela A.3 – Valores de $C_{1r}$ , $C_{2r}$ e $R_R^2$ do ajuste parabólico no descarregamento.....	96
Tabela A.4 – Pontos $(P_0; y_0)$ da curva carga-recalque de campo e da curva teórica.....	105

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$N_{SPT}$	Índice de resistência à penetração da sondagem de simples reconhecimento
$P_0$	Carga no topo da estaca
$P_{0máx}$	Carga máxima aplicada no topo da estaca
$y_0$	Recalque no topo da estaca
$y_{0máx}$	Recalque máximo no topo da estaca
$P_r$	Carga de ruptura extrapolada
$e$	Base do logaritmo neperiano
$\theta$	Coefficiente que define a forma da curva exponencial de Van der Veen (1953) e também o coeficiente angular da reta de regressão do método.
$\ln$	Logaritmo neperiano
$\psi$	Intercepto no eixo dos recalques, da reta de regressão do método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976)
$Q_u$	Capacidade de carga da estaca
$Q_l$	Resistência lateral
$Q_p$	Resistência de ponta
$D$	Diâmetro ou lado do fuste da estaca
$h$	Comprimento da estaca
$\Delta h$	Espessura da camada considerada, que envolve o fuste da estaca
$r_l$	Tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura $\Delta h$
$r_p$	Capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação (tensão)
CPT	Cone Penetration Test
SPT	Standard Penetration Test
$f_c$	Atrito lateral unitário medido em ensaio CPT
$q_c$	Resistência de ponta medida em ensaio CPT
$F_1$ e $F_2$	Coefficientes de transformação do método Aoki-Velloso (1975)
$\alpha$	Coefficiente de correlação do atrito lateral unitário, com a resistência de ponta medida em ensaio CPT
$k$	Coefficiente de correlação da resistência de ponta, com o índice de resistência à penetração do ensaio SPT



$N_p$	Índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca
$N_l$	Índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura $\Delta h$
$S_p$	Área da ponta da estaca
$U$	Perímetro da seção transversal do fuste da estaca
$P_{adm}$	Carga admissível
$C$	Fator característico do solo
$\bar{N}_p$	Média entre os valores do $N_{SPT}$ , correspondentes a nível da ponta ou base da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior
$\bar{N}_l$	Valor médio dos $N_{SPT}$ ao longo do fuste da estaca, tomando-se como 3, valores do $N_{SPT}$ menores que 3 e como 50, valores do $N_{SPT}$ maiores que 50
$S_l$	Área da superfície lateral da estaca
$D_b$	Diâmetro da base da estaca
$\alpha_v$	Fator de execução da estaca
$\lambda_v$	Fator de carregamento da estaca
$\beta_v$	Fator de dimensão da base da estaca
$S_b$	Área da base da estaca
$d_c$	Diâmetro da ponta do cone no CPT
$q_{c1}$	Média dos valores medidos da resistência de ponta $q_c$ no ensaio de cone, numa espessura igual a $8D_b$ logo acima do nível da ponta da estaca
$q_{c2}$	Média dos valores medidos da resistência de ponta $q_c$ no ensaio de cone, numa espessura igual a $3,5D_b$ logo abaixo do nível da ponta da estaca
$a, b, a', b'$	Parâmetros de correlação entre o SPT e o CTP, a serem definidos para os solos típicos da obra
$f_s$	Atrito lateral ao longo do fuste da estaca
$\sigma_h$	Tensão horizontal efetiva
$\delta$	Ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural de fundação
$t_g \delta$	Coefficiente de atrito
$K_e$	Coefficiente de empuxo
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva
$\gamma$	Peso específico efetivo da areia
$z$	Profundidade

$f_{s\text{méd}}$	Atrito lateral médio
$f_{s\text{máx}}$	Atrito lateral máximo
$\phi'$	Ângulo de atrito interno efetivo da areia
$\sigma_r$	Capacidade de carga de solos arenosos, situados sob a base de um elemento estrutural de fundação
$q' (= \sigma'_v)$	Tensão vertical efetiva
$N_q$	Fator de capacidade de carga
$S_q$	Fator de forma
$q^*$	Valor máximo da tensão vertical efetiva
$N_\gamma$	Fator devido ao efeito escala
$N_q^*$	Fator de forma incorporado ao fator de capacidade de carga
$W$	Peso do martelo para a cravação de estaca
$h_Q$	Altura de queda do martelo na cravação de estaca
$s$	Penetração ou nega
$X$	Perda de energia por golpe do martelo
$c/2$	Encurtamento elástico
$P_{\text{est}}$	Peso da estaca
$e_r$	Coefficiente de restituição no choque
$C'$ e $\lambda'$	Coefficientes da fórmula de Jambu
$\eta$	Eficiência do sistema de cravação
$E$	Módulo de elasticidade do material da estaca
$S$	Área da seção transversal da estaca
$H$	Espessura da camada ou das camadas de solo em que a estaca esta embutida
$x$	Distância de um ponto da estaca até o seu topo
$y$	Deslocamento de um ponto qualquer da estaca, situado a uma distância ( $x$ ) do seu topo
$y_l$	Deslocamento para que um ponto qualquer da estaca, atinja a sua mobilização máxima de atrito lateral
$f$	Atrito lateral unitário
$f_{\text{máx}}$	Atrito lateral unitário máximo
$A$	Adesão do solo ou atrito lateral $f$ , para deslocamento $y$ nulo

B	Rampa de mobilização do atrito lateral com o deslocamento $y$
$q$	Reação de ponta
$R_p$	Reação de ponta máxima
$y_2$	Deslocamento para que a ponta da estaca atinja a sua mobilização máxima
Q	Reação de ponta inicial
R	Rampa de mobilização da resistência de ponta com o deslocamento $y$
$\mu$	Parâmetro introduzido por Massad (1992) para considerar carga aprisionada em estaca
$y_{1R}$	Deslocamento para desmobilização do atrito lateral máximo, no descarregamento de estaca
$f_{\min}$	Atrito lateral unitário mínimo
$P_h$	Carga residual na ponta da estaca
$A_{lr}$	Atrito lateral na ruptura
K	Rigidez relativa solo (fuste)-estaca
$K_r$	Rigidez da estaca
$h_1$	Comprimento da estaca embutido na camada mais fraca
$h_2$	Comprimento da estaca embutido na camada mais resistente
$K_1$	Rigidez relativa solo fuste-estaca na camada mais fraca
$A_{lr1}$	Atrito lateral na ruptura, na camada mais fraca
$K_{r1}$	Rigidez da estaca de comprimento $h_1$
$y_{11}$	Deslocamento para que um ponto qualquer da estaca de comprimento $h_1$ atinja a sua mobilização máxima no atrito lateral
$K_2$	Rigidez relativa solo fuste-estaca na camada mais resistente
$A_{lr2}$	Atrito lateral na ruptura, na camada mais resistente
$K_{r2}$	Rigidez da estaca de comprimento $h_2$
$y_{12}$	Deslocamento para que um ponto qualquer da estaca de comprimento $h_2$ atinja a sua mobilização máxima no atrito lateral
$\mu_1$	Parâmetro para considerar a carga aprisionada na camada mais fraca
$\mu_2$	Parâmetro para considerar a carga aprisionada na camada mais resistente
$B_1$	Rampa de mobilização do atrito lateral na camada mais fraca
$B_2$	Rampa de mobilização do atrito lateral na camada mais resistente
$R_2$	Rampa de mobilização da resistência de ponta, embutida em camada mais resistente

$\lambda$	Rigidez relativa solo (fuste-ponta) - estaca
$m$	Coefficiente adimensional de Baguelin & Venon (1971)
$Z$	Raiz quadrada da medida da rigidez relativa solo (fuste)-estaca
$\lambda_2$	Coefficiente que controla o comportamento da estaca em solicitação axial através das características da ponta real
$R_{eq}$	Rampa de mobilização da resistência de ponta, equivalente a uma ponta fictícia na interface entre as duas camadas de solo, para a estaca de comprimento $h_1$
$Z_1$	Raiz quadrada da medida da rigidez relativa solo (fuste)-estaca, na camada de solo mais fraca
$Z_2$	Raiz quadrada da medida da rigidez relativa solo (fuste)-estaca, na camada de solo mais resistente
$y_{enc}$	Encurtamento elástico da estaca sob a ação de $A_{lr1}$ e $A_{lr2}$
$r$	Termo que leva em consideração a rigidez do solo em cada camada, bem como a medida da rigidez relativa solo (fuste)-estaca, também em cada camada
$C_1$	Termo independente da reta da regressão linear
$C_2$	Coefficiente angular da reta da regressão linear
$C_{1R}$	Termo independente da reta da regressão linear no descarregamento
$C_{2R}$	Coefficiente angular da reta da regressão linear no descarregamento
$K_{Reb}$	Rigidez relativa solo fuste-estaca no descarregamento
FS	Fator de Segurança
$Q_{u_{PC}}$	Carga de ruptura medida na prova de carga

**PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE  
CONCRETO ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS NA CIDADE DE  
NOBRES, MT**

**RESUMO**

Este trabalho apresenta a descrição geológica e as investigações geotécnicas do solo no local da cravação de estacas pré-moldadas de concreto. Descreve a cravação e prevê a capacidade de carga por métodos semi-empíricos e fórmulas dinâmicas, comparando-as com os valores obtidos pela interpretação de provas de carga, tipo lenta. Apresenta também, em apêndice, uma aplicação do modelo matemático de Massad (1993). As estacas foram cravadas, à percussão, na fundação de uma obra no município de Nobres, MT. O solo no local é constituído de camadas arenosas com diferentes porcentagens de finos. A comparação dos resultados leva a concluir que os valores das cargas de ruptura, medidas através de provas de carga, concordam com aqueles estimados em métodos semi-empíricos e que a aplicação de fórmulas dinâmicas pode ser feita com ajustes nos fatores de segurança.

**Palavras-chaves:** fundações, estacas pré-moldadas, dimensionamento de estacas, provas de carga, modelos.

PREDICTION OF ULTIMATE LOAD OF CONCRETE PRE-CAST PILES,  
THROUGHOUT SEMI-EMPIRICAL METHODS ON THE CITY OF NOBRES, MT

ABSTRACT

This work presents the geologic description and geotechnical investigations of soil at site of driven down concrete pre-cast piles. It describes the piles driving down and estimate the ultimate load through out semi-empirical methods, and dynamic formulas comparing them to values obtained from interpretation of slow load bearing tests. It also shows in appendix, an application of the mathematical model of Massad (1993).

The piles were pushed down, by hammering, on the foundations of a construction at municipality of Nobres, MT. The local soil is formed by sand layers, with different percentages of fines.

The comparison of the results, leads to conclude that the value of ultimate load, measured throughout load bearing tests, agrees with that estimated by semi-empirical methods, and the that application of dynamic formulas can be done with adjustment on safety factors.

**Keywords:** foundations, pre-cast piles, piles designing, load bearing tests, models.



## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

#### 1.1 Generalidades

Na utilização de métodos semi-empíricos ou fórmulas dinâmicas para previsão da capacidade de carga em estacas, fica a indagação quanto ao campo de validade dos coeficientes apresentados pelos autores, quando se trata de região diferente daquelas onde se desenvolveram as pesquisas. Assim, para testar a sua validade é conveniente que se faça a comparação entre a capacidade de carga prevista pelos métodos ou fórmulas e os valores obtidos pela interpretação de provas de carga.

No Brasil, a maioria dos programas de investigação de campo para a elaboração de projetos de fundações profundas, ainda empregam o índice de resistência à penetração da sondagem de simples reconhecimento ( $N_{SPT}$ ), cujos valores, introduzidos em métodos semi-empíricos permitem a previsão da capacidade de carga das estacas para um dado local. Como os coeficientes de ajustes disponíveis para a utilização desses métodos foram obtidos por correlações com provas de carga realizadas em determinadas regiões, o problema consiste em testar a aplicabilidade desses coeficientes, para a região onde o método está sendo utilizado. Para tanto, é conveniente que se façam provas de carga para se obter os ajustes necessários para o método a ser utilizado.

O franco desenvolvimento que está acontecendo no estado de Mato Grosso incentiva suas cidades à prática de construções cada vez mais altas, somando-se ainda às grandes obras de utilização comercial, tais como: silos, armazéns, torres de transmissão de energia elétrica e outras. Devido a grande extensão territorial, existe no Estado uma variação muito grande de tipos de solo, dentre os quais, aqueles em que o tipo de fundação mais viável é a profunda, destacando-se dentre elas, devido à facilidade de execução, as estacas pré-moldadas de concreto, cravadas por percussão. Considerando-se que a grande experiência brasileira se concentra nos solos das regiões mais desenvolvidas tais como: São Paulo e Rio de Janeiro, qualquer trabalho, fora dessas regiões, que vise a comparação de valores de capacidade de

carga previstas por métodos semi-empíricos ou por fórmulas dinâmicas com aqueles obtidos em prova de carga, é sempre bem vindo, já que permite cada vez mais confiança ao profissional da engenharia de fundações projetar suas obras com maior segurança e menores custos.

## **1.2 Objetivo Geral**

Comparar valores previstos de capacidades de carga através de métodos semi-empíricos e fórmulas dinâmicas com valores obtidos pela interpretação de provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto, cravadas à percussão, no município de Nobres, MT.

## **1.3 Objetivos Específicos**

- Testar a aplicabilidade dos métodos semi-empíricos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), utilizando coeficientes estabelecidos pelos autores e amplamente conhecidos no meio geotécnico, como meio de prever a resistência lateral e a resistência de ponta de estacas pré-moldadas de concreto, cravadas à percussão, instaladas na região do município de Nobres, MT, tendo como meio de comparação os valores de carga última obtidos pela interpretação de provas de carga, tipo lenta.

Estabelecer a relação entre a carga de levantamento da estaca submetida à tração e a resistência lateral obtida por estes métodos.

- Testar a aplicabilidade das fórmulas dinâmicas de Sanders, Wellington, Holandeses, Jambu, Dinamarqueses e Brix, na previsão de capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concretos, com base na nega final.

- Aplicar o modelo matemático de Massad (1993) na interpretação de uma prova de carga através da análise da curva carga-recalque.

## CAPITULO 2

### CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

#### 2.1 Capacidade de Carga em Provas de Carga

Segundo a NBR 6122/96 a capacidade de carga no ensaio da estaca ou tubulão de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida.

Ainda, de acordo com a referida norma, o carregamento da estaca ou tubulão pode não indicar uma carga de ruptura nítida. Isto ocorre quando não se pretende levar o ensaio até a ruptura ou, o elemento de fundação tem capacidade de resistir a uma carga maior do que aquela que se pode aplicar na prova de carga (por exemplo, por limitação de reação). Nesses casos, deve-se extrapolar a curva carga-recalque para estimar a carga de ruptura. Um método muito empregado no Brasil para extrapolação da curva carga-recalque é o de Van der Veen (1953).

##### 2.1.1 Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen representa a curva carga-recalque pela expressão matemática:

$$P_o = P_r (1 - e^{-\theta y_o}) \quad (2.1)$$

Sendo:

$P_o$  = carga no topo da estaca

$y_o$  = recalque no topo da estaca

$P_r$  = carga de ruptura extrapolada

$e$  = base do logaritmo neperiano

$\theta$  = coeficiente que define a forma da curva exponencial

A curva representativa é assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura  $P_r$ , conforme ilustra a Figura 2.1.

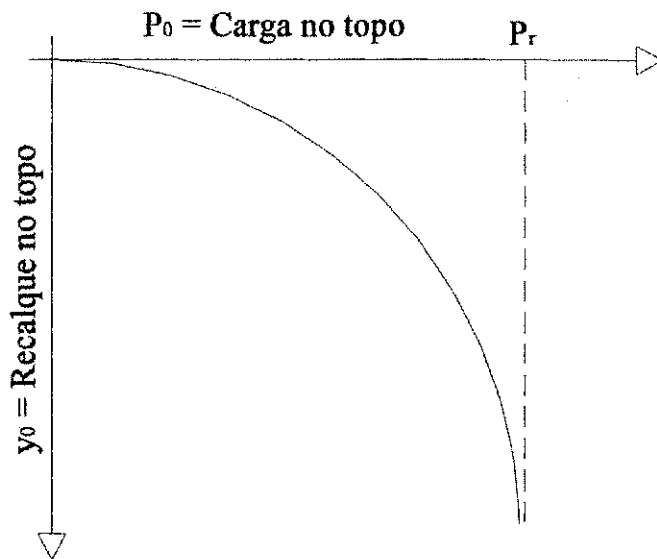


Figura 2.1 – Desenho esquemático da curva carga-recalque de Van der Veen (1953).

A Equação (2.1) pode ser reescrita como:

$$e^{-\theta y_0} = 1 - \frac{P_0}{P_r} \quad (2.2)$$

a qual aplicando-se logaritmo torna-se a equação:

$$\theta y_0 = -\ln\left(1 - \frac{P_0}{P_r}\right) \quad (2.3)$$

Esta equação quando plotada em escala semilogarítmica de base neperiana, corresponde a uma reta que passa pela origem. O coeficiente  $\theta$  que define a forma da curva exponencial representa também o coeficiente angular dessa reta.

Para utilizar o método a partir dos pontos de coordenadas  $(P_0; y_0)$ , obtidos na prova de carga, deve-se encontrar, por tentativas, o valor de  $P_r$  que conduz à melhor regressão linear

pelos pontos  $\left[ y_0; -\ln\left(1 - \frac{P_0}{P_r}\right) \right]$ .

No uso da curva carga-recalque para análise de capacidade de carga, o seu trecho inicial geralmente pode ser desprezado. Aoki (1976) observa que a não obrigatoriedade em passar pela origem pode melhorar a regressão e propõe a extensão da expressão de Van der Veen (1953) para:

$$P_0 = P_r \left[ 1 - e^{-(\theta y_0 + \psi)} \right] \quad (2.4)$$

em que  $(\psi)$  representa o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica.

Com o valor da carga de ruptura calculado e um coeficiente de segurança adequado, não inferior a 2, obtém-se a carga admissível ( $P_{adm}$ ), conforme estabelece a NBR 6122/96.

## 2.2 Previsão de Capacidade de Carga em Estacas, por Métodos Semi-Empíricos

Como nos métodos teóricos, estes métodos dividem a capacidade de carga ( $Q_u$ ) em duas parcelas: atrito lateral ( $Q_l$ ) e resistência de ponta ( $Q_p$ ). A Figura 2.2 ilustra as tensões a partir das quais podem ser calculadas estas parcelas.

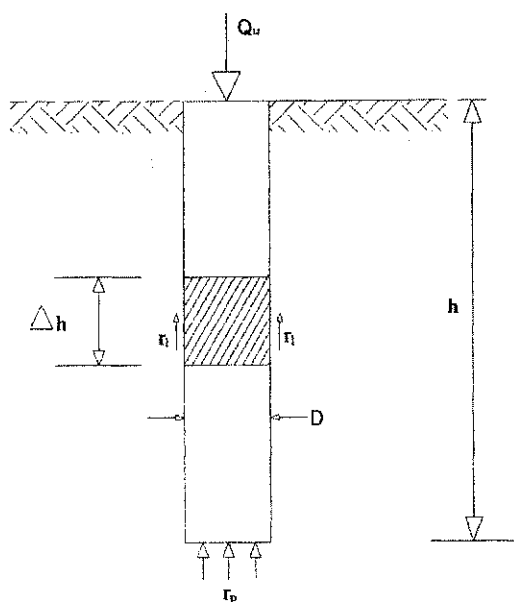


Figura 2.2 – Tensões atuantes na estaca.

Sendo:

$Q_u$  = capacidade de carga da estaca (kN);

$r_l$  = tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura  $\Delta h$  (kPa);

$r_p$  = capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação - tensão (kPa);

$D$  = diâmetro ou lado do fuste da estaca (m);

$h$  = comprimento da estaca (m);

$\Delta h$  = espessura da camada considerada que envolve o fuste da estaca (m).

Esta revisão apresentará em primeiro lugar o método Aoki-Velloso (1975) por ser um dos mais empregados na engenharia de fundação, brasileira.

### 2.2.1 Método Aoki-Velloso (1975)

O método Aoki-Velloso (1975), foi originalmente desenvolvido para uso com resultados de ensaios com o Cone Penetration Test (CPT). Devido ao uso restrito deste ensaio, passou-se a empregar correlações entre os resultados do CPT e do Standard Penetration Test (SPT).

Os valores de  $r_p$  e  $r_l$ , Figura 2.2, podem ser calculados a partir do atrito lateral unitário ( $f_c$ ) e da resistência de ponta ( $q_c$ ) medidos em ensaios de penetração estática CPT, fazendo-se:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.5)$$

$$r_l = \frac{f_c}{F_2} \quad (2.6)$$

em que, ( $F_1$ ) e ( $F_2$ ) são coeficientes de transformação que englobam o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), cujos valores para os diversos tipos de estacas estão apresentados na Tabela 2.1.



Tabela 2.1 – Coeficientes de transformação (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5

Como, para estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro o valor  $F_1=1,75$  mostrou-se muito conservador, Aoki (1985) fez nova proposição como segue:

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad (2.7)$$

As estacas são consideradas de pequeno diâmetro quando  $D \leq 0,50\text{m}$ , Golombech (1985). Ainda para estacas pré-moldadas, Aoki (1996) comenta que  $F_2$  pode variar entre uma e duas vezes o valor de  $F_1$  e que, portanto,  $F_2 = 2F_1$ , é a hipótese mais conservadora.

Quando não se mede o valor de  $f_c$ , pode-se correlacioná-lo com a resistência de ponta  $q_c$  como segue:

$$f_c = \alpha q_c \quad (2.8)$$

em que,  $(\alpha)$  é função do tipo de solo e é apresentado na Tabela 2.2.

Quando não se dispõe de ensaios CPT, o valor de  $q_c$  pode ser estimado por uma correlação com o índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$  dos ensaios de penetração dinâmica SPT como segue:

$$q_c = k N_{SPT} \quad (2.9)$$

em que,  $(k)$  depende do tipo de solo e é apresentado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Coeficientes  $k$  e  $\alpha$  (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de solo	$k$ (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	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

Assim:

$$r_p = \frac{kN_p}{F_1} \quad (2.10)$$

$$r_1 = \frac{\alpha k N_1}{F_2} \quad (2.11)$$

Sendo:

$N_p$  = índice de resistência à penetração na cota de apoio da estaca;

$N_1$  = índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura  $\Delta h$ .

Assim, tem-se:

$$Q_p = r_p S_p = \frac{kN_p}{F_1} S_p \quad (2.12)$$

sendo:  $S_p$  = área da ponta ( $m^2$ )

$$Q_l = U \sum_1^n (r_1 \Delta h) = \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha k N_1 \Delta h) \quad (2.13)$$

Sendo:  $U$  = Perímetro da seção transversal do fuste (m).

Portanto, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela fórmula semi-empírica proposta por Aoki-Velloso (1975), conforme apresentada a seguir:

$$Q_u = \frac{kN_p}{F_1} S_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha k N_1 \Delta h) \quad (2.14)$$

Quando a ponta da estaca se situa entre as cotas de determinação de dois valores do índice  $N_{SPT}$ , procede-se ao cálculo dos dois valores correspondentes de capacidade de carga e faz-se uma interpolação linear para determinar o valor de  $r_p$  (Aoki & Alonso, 1986).

Os coeficientes de correlação de Aoki-Velloso (1975) foram ajustados com 73 provas de carga realizadas em vários estados do Brasil. Quando essas provas de carga não atingiram a ruptura, os autores utilizaram o método de Van der Veen (1953) para a estimativa da carga de ruptura. Como a maioria dessas provas de carga foi realizada em estacas Franki, Aoki & Alonso (1986) analisaram 128 provas de cargas em estacas pré-moldadas e confirmaram a aplicabilidade do método para esse tipo de estaca.

A previsão da capacidade de carga de uma estaca a partir do método Aoki-Velloso (1975) tem sido comparada aos resultados de provas de carga realizadas em regiões ou formações geológicas específicas. Em consequência, foram sugeridos novos valores de  $k$  e  $\alpha$ ,

válidos para locais restritos, como, por exemplo, a proposição de Alonso (1980) para os solos da cidade de São Paulo. Outro exemplo são os valores de  $k$  obtidos por Danziger & Velloso (1986) para os solos do Rio de Janeiro.

Com o valor médio da capacidade de carga dos elementos isolados de fundação e um coeficiente de segurança de no mínimo 2, calcula-se a carga admissível  $P_{adm}$  oriunda da análise de ruptura geotécnica.

### 2.2.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

O método Décourt-Quaresma é similar ao de Aoki-Veloso (1975). Entretanto, estes autores desenvolveram suas correlações para resultados do SPT. Isto, elimina a correlação com valores de cone e deveria conduzir a resultados mais confiáveis. Entretanto, os ajustes deste método com os resultados de provas de carga indicam a mesma eficiência do método Aoki-Velloso (1975). O método Décourt-Quaresma (1978) foi inicialmente desenvolvido para estacas pré-moldadas sofrendo depois ajustes para outros tipos de estacas.

Por este método, a capacidade de carga do solo junto à ponta ou base do elemento estrutural de fundação é estimada pela equação:

$$r_p = C\bar{N}_p \quad (2.15)$$

sendo:

$C$  = fator característico do solo, apresentado na Tabela 2.3

$\bar{N}_p$  = média entre os valores dos  $N_{SPT}$ , correspondentes ao nível da ponta ou base da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 2.3 – Fator característico do solo  $C$  (Décourt-Quaresma, 1978).

Tipo de solo	$C$ (kPa)
Argila	120
Silte argiloso - alteração de rocha (solos residuais)	200
Silte arenoso - alteração de rocha (solos residuais)	250
Areia	400

A estimativa da tensão de adesão ou atrito lateral  $\tau_l$  era feita entrando-se com o valor

médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste, em uma tabela elaborada pelos autores, sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo. Na determinação da média, desprezava-se os valores do  $N_{SPT}$  utilizados para a estimativa da resistência de ponta.

Décourt, procurando aperfeiçoar o método (Décourt, 1982), transformou os valores tabelados na expressão:

$$r_1 = 10 \left( \frac{\bar{N}_1}{3} + 1 \right) \text{ em kPa} \quad (2.16)$$

sendo:

$\bar{N}_1$  = valor médio dos  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, tomando-se como 3 os valores do  $N_{SPT}$  menores que 3 e como 50 os valores do  $N_{SPT}$  maiores que 50.

Assim, tem-se:

a) Resistência de ponta

$$Q_p = r_p S_p = C \bar{N}_p S_p \quad (2.17)$$

b) Resistência lateral por atrito ou adesão ao longo do fuste

$$Q_l = r_l S_l = 10 \left( \frac{\bar{N}_1}{3} + 1 \right) S_l \quad (2.18)$$

sendo:

$S_l$  = Área da superfície lateral da estaca ( $m^2$ )

c) Capacidade de carga de um elemento isolado de fundação

$$Q_u = Q_p + Q_l \quad (2.19)$$

Embora o estudo tenha sido efetuado basicamente para estacas pré-moldadas de concreto, pode-se admitir, em primeira aproximação, que seja válido, também, para estacas tipo Franki, estacas Strauss (apenas com a ponta em argila) e estacas escavadas (Velloso et al., 2002).

Com o valor médio da capacidade de carga dos elementos isolados de fundação e um coeficiente de segurança global igual a 2, calcula-se a carga admissível  $P_{adm}$ , oriunda da análise de ruptura geotécnica.

### 2.2.3 Método Velloso (1981)

O método Velloso (1981) foi desenvolvido baseado na experiência de fundações assentes em solos saturados. A base deste método é ensaio de cone CPT.

A Figura 2.3 ilustra o fundamento deste método que é essencialmente a soma de ponta e atrito lateral.

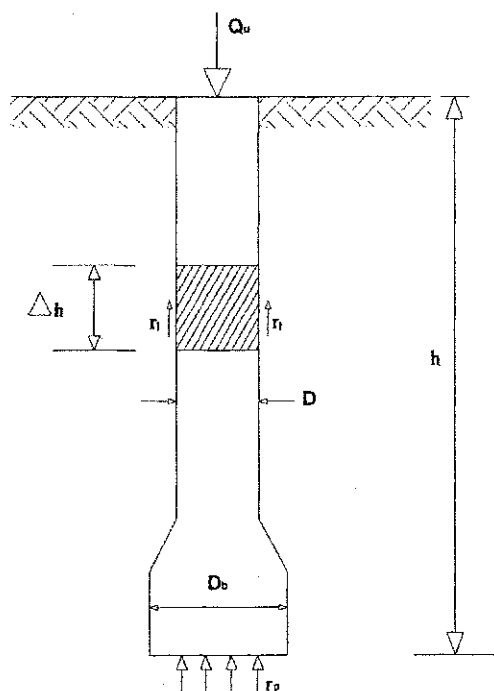


Figura 2.3 – Tensões atuantes na estaca de base alargada.

A capacidade de carga de uma estaca, com comprimento  $h$ , diâmetro de fuste  $D$  e diâmetro de base ( $D_b$ ), pode ser estimada a partir das expressões:

Para o atrito lateral

$$Q_l = \alpha_v \lambda_v \cup \sum (r_l \Delta h) \quad (2.20)$$

Para a resistência de Ponta

$$Q_p = \alpha_v \beta_v r_p S_b \quad (2.21)$$

sendo:

$\alpha_v$  = fator de execução da estaca

$\lambda_v$  = fator de carregamento da estaca

$\beta_v$  = fator de dimensão da base da estaca

$S_b$  = área da base da estaca

sendo:

Para estacas cravadas  $\alpha_v = 1$

Para estacas escavadas  $\alpha_v = 0,5$

Para estacas comprimidas  $\lambda_v = 1$

Para estacas tracionadas  $\lambda_v = 0,7$

$$\beta_v = 1,016 - 0,016 \left( \frac{D_b}{d_c} \right) \geq 0,2 \quad (2.22)$$

$\beta_v = 0$  para estacas tracionadas com  $D_b = D$

$d_c$  = diâmetro da ponta do cone no CPT (3,6 cm no cone padrão)

Dispondo-se dos resultados de um ensaio CPT, nas imediações da estaca, o valor de  $r_p$  é dado por:

$$r_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (2.23)$$

sendo:

$q_{c1}$  = média dos valores medidos da resistência de ponta  $q_c$  no ensaio de cone, numa espessura igual a  $8D_b$ , logo acima do nível da ponta da estaca (adotar valores nulos de  $q_c$ , acima do nível do terreno, quando  $h < 8D_b$ );

$q_{c2}$  = média dos valores medidos da resistência de ponta  $q_c$  no ensaio de cone, numa espessura igual a  $3,5D_b$ , logo abaixo do nível da ponta da estaca.

O atrito (ou aderência) lateral médio  $r_l$  em cada camada de solo com espessura  $\Delta h$  atravessada pela estaca pode ser considerado igual ao atrito lateral unitário  $f_c$  medido em ensaio CPT.

No caso de se dispor apenas dos resultados de sondagem a percussão, pode-se adotar:

$$q_c = a N_{SPT}^b \quad (2.24)$$

$$f_c = a' N_{SPT}^{b'} \quad (2.25)$$

sendo:

$a, b, a', b'$  = parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT, a serem definidos para os solos típicos da obra. Ver a indicação de valores aproximados na Tabela 2.4.

Portanto, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pelo Método Velloso (1981), através da fórmula apresentada a seguir:

$$Q_u = \alpha_v \lambda_v U \Sigma (a' N_{SPT}^{b'} \Delta_h) + \alpha_v \beta_v S_b \left( \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \right) \quad (2.26)$$

Tabela 2.4 – Valores aproximados de a, b, a' e b' (Velloso, 1981)

Solo	Ponta		Atrito	
	a(kPa)	b	a'(kPa)	b'
Areias sedimentares submersas (1)	600	1	5,0	1
Argilas sedimentares submersas (1)	250	1	6,3	1
Solos residuais de gnaiss arenos- siltosos submersos (1)	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnaiss silto-arenosos submersos	400 (1)	1 (1)	8,0 (1)	1 (1)
	470 (2)	0,96 (2)	12,1 (2)	0,74 (2)

(1) Dados obtidos na área da Refinaria de Duque de Caxias (RJ).

(2) Dados obtidos na área da Açominas (MG).

Como não há indicação do autor para o coeficiente de segurança global a ser aplicado ao valor médio da capacidade de carga, a prática profissional tem utilizado um coeficiente de segurança igual a 2 (Cintra e Aoki, 1999).

### 2.3 Previsão de Capacidade de Carga em Estacas, por Métodos Teóricos

Os métodos teóricos para a previsão da capacidade de carga foram desenvolvidos para aplicação em casos de solos puramente coesivos ou friccionais. No caso dos solos coesivos em condições não drenadas emprega-se apenas a parcela de coesão no cálculo da capacidade de carga. No caso de solos coesivos em condições drenadas o valor do ângulo de atrito será considerado para a obtenção dos fatores de capacidade de carga. É recomendável utilizar um coeficiente de segurança não inferior a 3, quando a capacidade de carga for obtida por qualquer desses métodos (Cintra e Aoki, 1999). Não obstante a NBR 6122/96 prescreva o coeficiente de segurança não inferior a 2, para o cálculo da carga admissível.

### 2.3.1 Fundações em Areia

O atrito lateral ao longo do fuste é função da profundidade e pode ser determinado na mecânica dos solos, como segue:

$$f_s = \sigma_h t_g \delta = K_e \sigma'_v t_g \delta \quad (2.27)$$

$$f_s = K_e \gamma z t_g \delta \quad (2.28)$$

sendo:

$f_c$  = atrito lateral ao longo do fuste

$\sigma_h$  = tensão horizontal efetiva

$t_g \delta$  = coeficiente de atrito

$\delta$  = ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural de fundação

$K_e$  = coeficiente de empuxo

$\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva

$\gamma$  = peso específico efetivo da areia

$z$  = profundidade

Alguns autores afirmam que devido ao efeito de arqueamento nas areias, a resistência por atrito lateral não é uma função linear da profundidade e, sim, uma função parabólica que cresce até atingir um valor máximo para uma profundidade de 10D para areia fofa e 20D para areia compacta. Para profundidades maiores, após atingir o valor máximo, o atrito lateral permanece constante.

De acordo com Moretto (1972), *apud* (Cíntra e Aoki, 1999), para o cálculo prático pode-se supor que, qualquer que seja a compactidade relativa da areia, o atrito lateral aumenta linearmente até uma profundidade de 15 vezes o diâmetro D, permanecendo constante e igual ao valor máximo para profundidades maiores Figura 2.4-a.

$$f_{s_{\text{máx}}} = K_e \gamma 15D t_g \delta \quad (2.29)$$

sendo:  $f_{s_{\text{máx}}}$  = atrito lateral máximo

Uma vez obtido do diagrama o atrito lateral médio ( $f_{s_{\text{méd}}}$ ) ao longo do fuste, a parcela



de resistência lateral é dada por:

$$Q_l = f_{s_{méd}} S_l \quad (2.30)$$

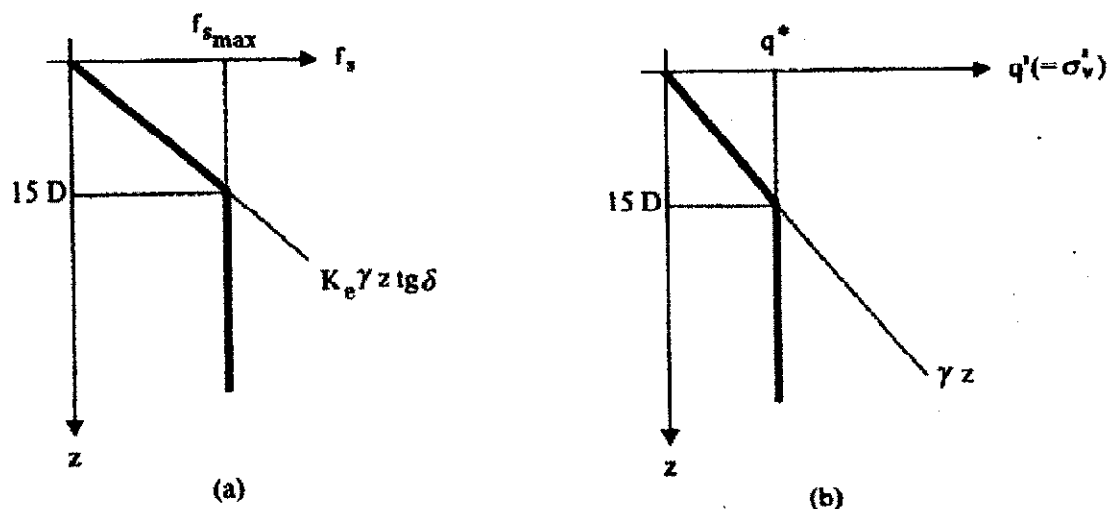


Figura 2.4 – Limitação no valor de  $f_s$  devido ao efeito de arqueamento em areias.

Nas estacas metálicas, o coeficiente de empuxo  $K_e$  se aproxima do valor do coeficiente de empuxo em repouso. Nas estacas de deslocamento, como as pré-moldadas de concreto ou estacas de madeira, o coeficiente de empuxo pode assumir valores mais elevados principalmente quando cravadas em areia mais compactas ou no caso de estacas cônicas.

Broms (1966) apud (Cintra e Aoki, 1999) recomenda os valores de  $K_e$  apresentados na Tabela 2.5. Para estacas escavadas, o valor do  $K_e$  poderá corresponder, no máximo, ao valor recomendado para estacas metálicas.

Na Tabela 2.5, encontra-se também os valores para o ângulo de atrito solo-estaca.

Tabela 2.5 – Coeficiente de empuxo  $K_e$  e ângulo de atrito  $\delta$  (Broms 1966).

Tipo de estaca	$K_e$		$\delta$
	Areia fofa	Área compacta	
Metálica	0,5	1,0	$20^\circ$
Pré-moldada de concreto	1,0	2,0	$\frac{3}{4}\phi'$
Madeira	1,5	4,0	$\frac{2}{3}\phi'$

O ângulo  $\delta$  também pode ser estimado pela relação  $\frac{\delta}{\phi'}$  encontradas por Potyondy

(1961) *apud* (Cintra e Aoki, 1999) em que  $(\phi')$  é o ângulo de atrito interno efetivo da areia encontrado na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Relação entre os ângulos de atrito  $\frac{\delta}{\phi}$  (Potyondy, 1961)

Material	Acabamento da superfície	Areia seca	Areia saturada
Aço	Lisa (polida)	0,54	0,64
	Áspera (oxidada)	0,76	0,80
Madeira	Paralela às fibras	0,76	0,85
	Normal às fibras	0,88	0,89
Concreto	Lisa (forma metálica)	0,76	0,80
	Áspera (forma de madeira)	0,88	0,88
	Rugosa (sem forma)	0,98	0,90

A equação a seguir expressa a capacidade de carga de solos arenosos, situados sob a base de um elemento estrutural de fundação ( $\sigma_r$ ).

$$\sigma_r = q' N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B_q N_\gamma S_\gamma \quad (2.31)$$

sendo:

$q'$  ( $=\sigma'_v$ ) = tensão vertical efetiva

$N_q$  = fator de capacidade de carga

$S_q$  = fator de forma

$N_\gamma$  = fator devido ao efeito escala

Para fundação profunda, a parcela devida ao fator escala é desprezível pois, praticamente, não há efeito escala (Cintra e Aoki, 1999).

Incorporando-se o fator de forma ao fator de capacidade de carga, tem-se o fator ( $N_q^*$ ),

ou seja:

$$N_q^* = N_q S_q \quad (2.32)$$

Como a tensão vertical efetiva atinge um valor máximo ( $q^*$ ) na profundidade  $15D$ , Figura 2.4-b, pode-se escrever:

$$\sigma_r = q^* N_q^* \quad (2.33)$$

e , tem-se finalmente a parcela de resistência de ponta

$$Q_p = \left( q^* \cdot N_q^* \right) S_p \quad (2.34)$$

É importante observar que o valor de  $N_q^*$  não depende apenas do solo. A Figura 2.5 mostra que para um mesmo valor de Ângulo de atrito,  $N_q^*$  pode assumir diferentes valores dependendo do modelo teórico adotado.

Por exemplo,  $N_q^*$  varia de 100 a 1000, dependendo do autor. Isto compromete a utilização de fórmulas teóricas para o cálculo da capacidade de carga de elementos de fundação profunda em areias (Cintra e Aoki, 1999).

Para o caso em que não se disponha dos valores do ângulo de atrito, obtido através de ensaios de laboratórios, pode-se estimá-lo através de correlações. Por exemplo, o ângulo de atrito interno da areia pode ser adotado com base na Figura 2.6 de Mello (1971), que mostra correlações entre os pares de valores  $(\sigma'_v; N_{SPT})$  e os prováveis valores de  $\phi'$ . Por outro lado, para a estimativa de  $\phi'$ , Godoy (1983) *apud* (Cintra e Aoki, 1999) menciona a seguinte correlação empírica com o índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ :

$$\phi' = 28^\circ + 0,4 N_{SPT} \quad (2.35)$$

Ainda, se o  $\gamma$  não tiver sido determinado em ensaio de laboratório, podem ser adotados valores aproximados extraídos da Tabela 2.7, em função da compactidade da areia (Godoy, 1972) *apud* (Cintra e Aoki, 1999).

A NBR 7250/82 apresenta os estados de compactidade de solos grossos, em função do índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$ .

Tabela 2.7 – Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972)

$N_{SPT}$ (golpes)	Compactidade	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

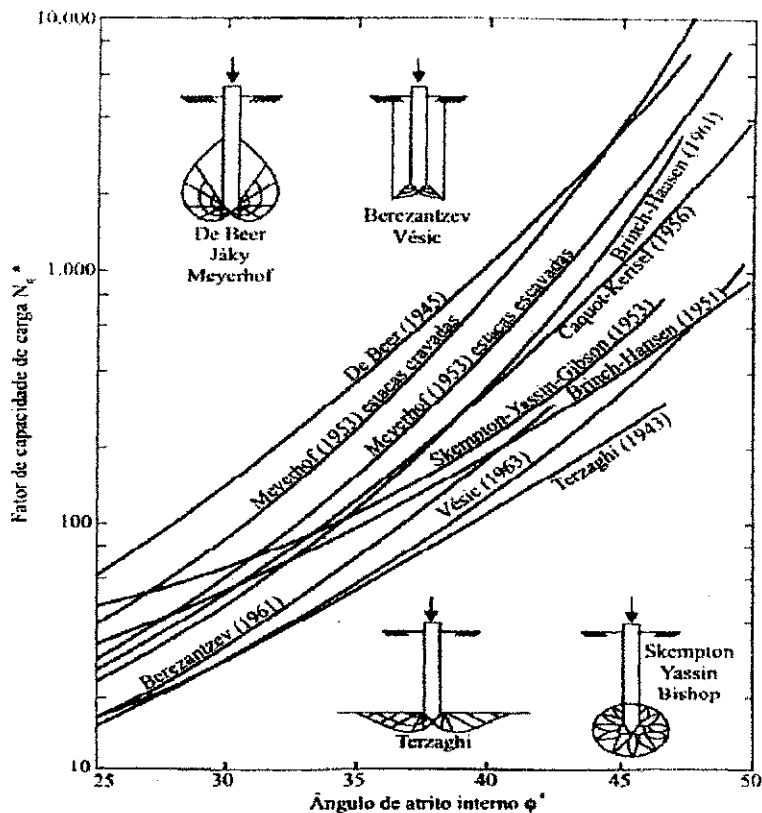


Figura 2.5 – Valores de  $N_q^*$  de vários autores (Vesic, 1967).  
 Fonte: Cintra e Aoki (1999)

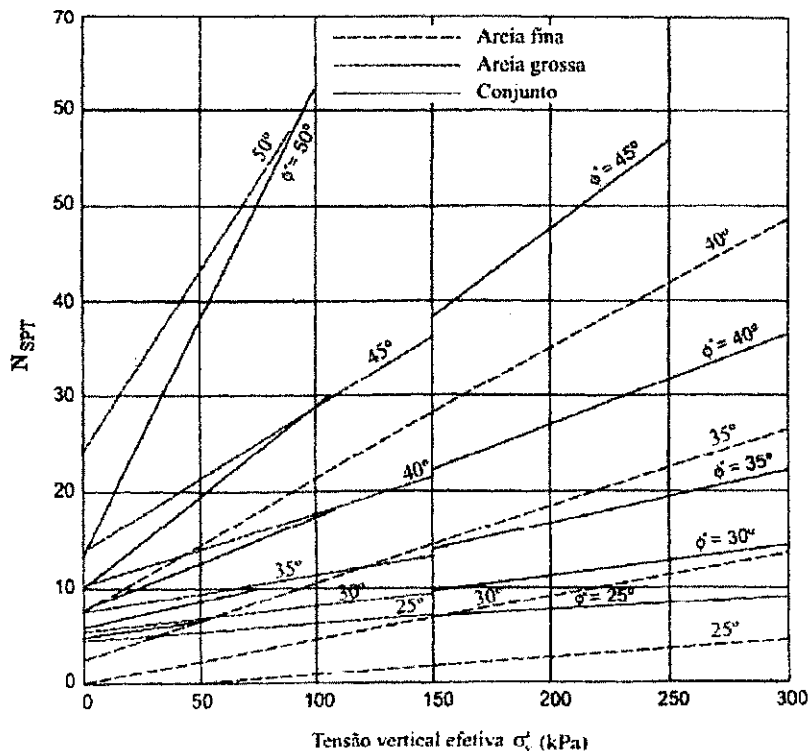


Figura 2.6 – Ângulo de atrito interno das areias obtido por correlação com o  $N_{SPT}$ .  
 Fonte: Mello (1971)

## 2.4 Previsão de Capacidade de Carga em Estacas por Métodos Dinâmicos

O controle da capacidade de carga das estacas cravadas por percussão pode ser feito por vários procedimentos, dentre eles, o da nega (e gráfico de cravação).

O controle pela “nega” e o gráfico de cravação é muito antigo e utilizado até hoje, apesar do surgimento de novos processos que apresentam menor dispersão e, portanto, mais confiáveis. A “nega” corresponde à penetração permanente da estaca causada pela aplicação de um golpe do martelo. Em geral é medida por uma série de 10 golpes.

Da comparação entre a energia aplicada pelo martelo no topo da estaca, com aquela consumida para provocar a ruptura do solo com a cravação, somada às perdas por impacto e por atrito, necessárias para vencer a inércia da estaca embutida na massa do solo, surgiram as fórmulas dinâmicas com a finalidade de controlar, pela “nega”, a capacidade de carga da estaca pela sua cravação. Estas fórmulas também têm sido utilizadas para a estimativa da capacidade de carga de estaca, com base no seu gráfico de cravação, de onde pode-se extrair a “nega” final, a ser aplicado nas fórmulas.

A equação básica para o estabelecimento das fórmulas dinâmicas é a seguinte:

$$Wh_Q = Q_u s + X \quad (2.36)$$

sendo:

W = peso do martelo

$h_Q$  = altura de queda do martelo

$Q_u$  = resistência à cravação ou capacidade de carga da estaca

s = penetração ou nega

X = perda de energia por golpe do martelo

### 2.4.1 Fórmula de Sanders

É a mais antiga, data de 1851. Obtem-se da Equação (2.36), supondo-se que as perdas de energia são desprezíveis. Assim:

$$Q_u = \frac{WhQ}{s} \quad (2.37)$$

Para uso desta equação, como previsão de capacidade de carga, propõe-se um fator de segurança igual a 10.

#### 2.4.2 Fórmula de Wellington

Baseia-se na Equação (2.36) e na premissa de que, sob a ação do martelo, estacas encurtam elasticamente e depois penetram no solo encontrando uma resistência  $Q_u$ . Parte do trabalho realizado pelo martelo é consumido provocando o encurtamento elástico  $\left(\frac{c}{2}\right)$  da estaca e parte para fazer penetrar a estaca no solo. As outras perdas são desconsideradas.

Assim:

$$Q_u = \frac{WhQ}{s + \frac{c}{2}} \quad (2.38)$$

Valores empíricos sugeridos para o encurtamento elástico:

$c/2 = 0,0254$  m, para martelos de queda livre

$c/2 = 0,00254$  m, para martelos a vapor

Recomenda-se fator de segurança igual a 6.

#### 2.4.3 Fórmula dos Holandeses

Baseia-se na Equação (2.36), considerando a perda de energia dada pela lei de Newton para o choque entre 2 corpos. Para este caso tem-se:

$$X = \frac{(1 - e_r^2) W P_{est} h_Q}{W + P_{est}} \quad (2.39)$$

que, supondo-se o coeficiente de restituição no choque ( $e_r$ ) igual a zero, tem-se a fórmula dos Holandeses como segue:

$$Q_u = \frac{W^2 h_Q}{(W + P_{est}) s} \quad (2.40)$$

sendo:

$P_{est}$  = peso da estaca

Recomenda-se fator de segurança igual a 10 para martelos de queda livre e fator de segurança igual a 6 para martelos a vapor.

#### 2.4.4 Fórmula de Jambu

Baseia-se também na Equação (2.36) e considera como perda de energia aquela dada pela lei de Newton para o choque entre dois corpos e, se escreve:

$$Q_u = \frac{Wh_Q}{C' \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda'}{C'}} \right) s} \quad (2.41)$$

sendo:

$$C' = 0,75 + 0,15 \frac{P_{est}}{W} \quad (2.42)$$

$$\lambda' = \frac{Wh_Q h}{SEs^2} \quad (2.43)$$

Para uso desta fórmula, o autor recomenda um fator de segurança igual a 2.

### 2.4.5 Fórmula dos Dinamarqueses

A exemplo das anteriores, também baseia-se na Equação (2.36), porém, modificada conforme apresenta na Equação (2.44). Esta fórmula também considera como perda de energia aquela dada pela lei de Newton para o choque entre dois corpos.

$$\eta Wh_Q = Q_u s + X \quad (2.44)$$

como:

$$X = \frac{Q_u}{2} \sqrt{\frac{2\eta Wh_Q h}{SE}} \quad (2.45)$$

tem-se:

$$Q_u = \frac{\eta Wh_Q}{s + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2\eta Wh_Q h}{SE}}} \quad (2.46)$$

Onde, ( $\eta$ ) é a eficiência do sistema de cravação, recomendando-se  $\eta=0,7$ , para martelos de queda livre e,  $\eta = 0,9$ , para martelos a diesel.

É recomendado um fator de segurança igual a 2.

### 2.4.6 Fórmula de Brix

Foi desenvolvida a partir da Equação (2.36) e se escreve:

$$Q_u = \frac{W^2 P_{est} h_Q}{s(W + P_{est})^2} \quad (2.47)$$

Adota-se um fator de segurança igual a 5.



## **2.5 Comportamento de Estacas Isoladas em Solos Homogêneos e Isotrópicos**

### **2.5.1 Generalidades**

Uma estaca embutida numa camada de solo homogêneo e isotrópico, cuja espessura (H) abrange toda a extensão do fuste e se estende abaixo de sua ponta, quando submetida a um carregamento, surge em sua superfície lateral, uma força de atrito que aumenta gradativamente com o seu deslocamento. Ao mesmo tempo, surge na ponta da estaca uma força que também aumenta gradativamente com o seu deslocamento. Ambas agem no sentido de impedir o movimento descendente da estaca. A primeira força é chamada pelos geotécnicos de atrito lateral e, a segunda, de resistência de ponta.

Após os estudos do comportamento de estacas através de sua curva carga–recalque surgiu a possibilidade de se extrapolar o resultado de provas de carga interrompidas prematuramente. Contudo, os geotécnicos têm relatado em aplicar métodos de extrapolação que estimam a capacidade de carga na ruptura sem antes verificar qual é o tipo de curva que melhor se ajuste à curva carga–recalque.

### **2.5.2 Curva Carga-Recalque Teórica**

A curva carga–recalque teórica é obtida somando os esforços do atrito lateral e da resistência de ponta, como mostra a Figura 2.7. Observa-se, nessa figura, que a curva não tem início na origem dos eixos. Isto deve-se a existência de um valor mínimo a partir do qual a resistência do solo é mobilizada.

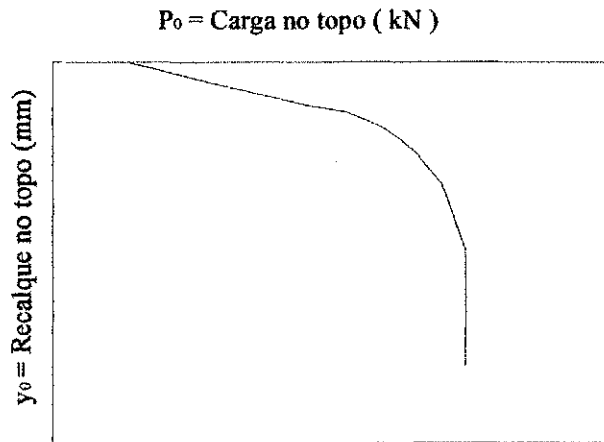


Figura 2.7 – Desenho esquemático da curva carga-recalque teórica.

### 2.5.3 Mobilização do Atrito Lateral

Pela primeira relação de Cambefort (1964), apresentada na Figura 2.8, o atrito lateral unitário ( $f$ ) num ponto qualquer da estaca situado a distância ( $x$ ) do seu topo é mobilizado a partir de um valor inicial, em função do seu deslocamento ( $y$ ), até atingir o valor máximo ( $y_1$ ) quando, então, se torna constante para deslocamentos maiores.

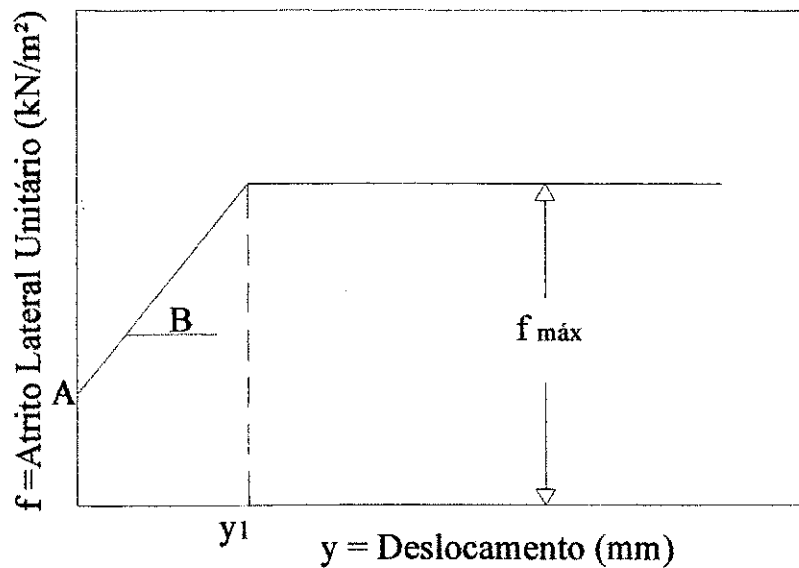


Figura 2.8 – Primeira relação de Cambefort (1964).

### 2.5.4 Mobilização da Resistência de Ponta

Pela segunda relação de Cambeftort (1964), mostrada na Figura 2.9, a resistência de ponta da estaca é mobilizada a partir de um valor inicial, em função do seu deslocamento  $y$ , até atingir o valor máximo ( $y_2$ ) quando, então, se torna constante para deslocamentos maiores.

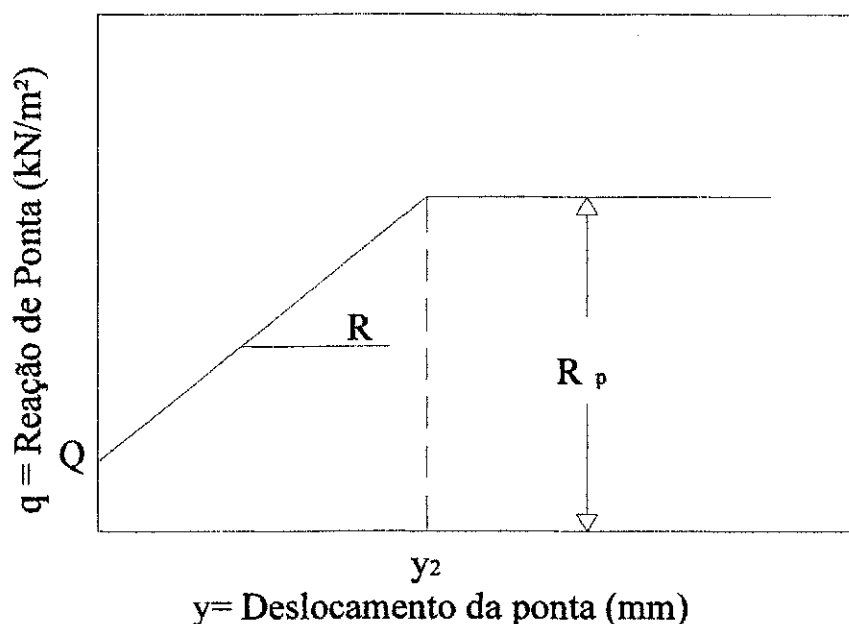


Figura 2.9 – Segunda relação de Cambeftort (1964).

### 2.6 Modelo Teórico para o Estudo da Curva Carga-Recalque de Estacas Escavadas em Compressão Axial

Um modelo, considerado muito simples, foi desenvolvido pelos franceses Baguelin & Venon (1971), *apud* Massad (1991-c). Tal modelo leva em consideração a compressibilidade das estacas e incorpora as relações elementares de interação solo-estaca propostas por Cambeftort (1964). Este modelo incorpora as seguintes simplificações, válidas para estacas escavadas de elevada compressibilidade, em que a deformação de seu material tem papel importante no seu comportamento:

a) ignorada a adesão do solo, entendida como atrito lateral unitário  $f$ , para deslocamento  $y$  nulo;

b) reação de ponta inicial, tomada como nula, válida para estacas escavadas, no primeiro carregamento;

c) utilização dos parâmetros de Cambefort (1964) médios, como se o solo fosse homogêneo.

Com estas simplificações as relações de Cambefort podem ser representadas conforme mostram as Figuras 2.10 e 2.11.

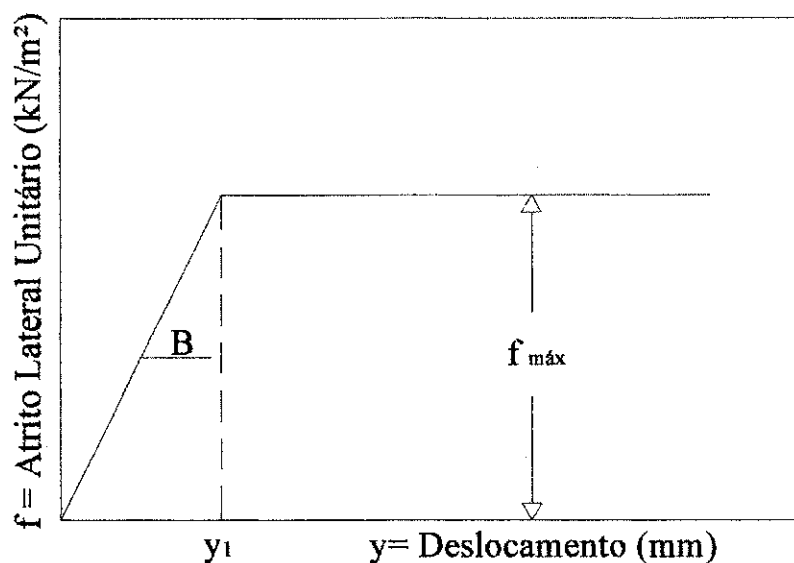


Figura 2.10 – Primeira relação de Cambefort - modificada.

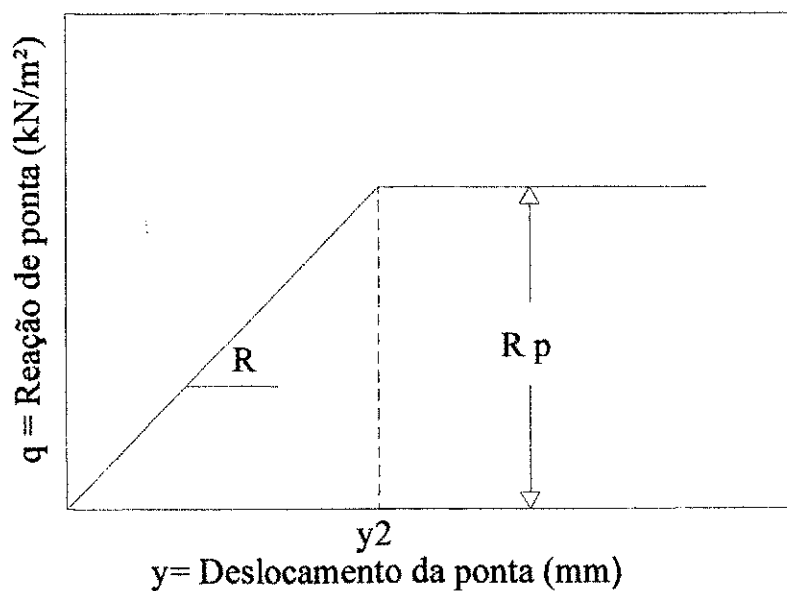


Figura 2.11 – Segunda relação de Cambefort - modificada.

Devido as modificações introduzidas nas relações de Cambefort, surge um novo modelo de curva carga–recalque teórica. Neste modelo a curva tem início na origem dos eixos. Isto é, para uma carga aplicada nula, não há deslocamento. Este fato é ilustrado pela Figura 2.12.

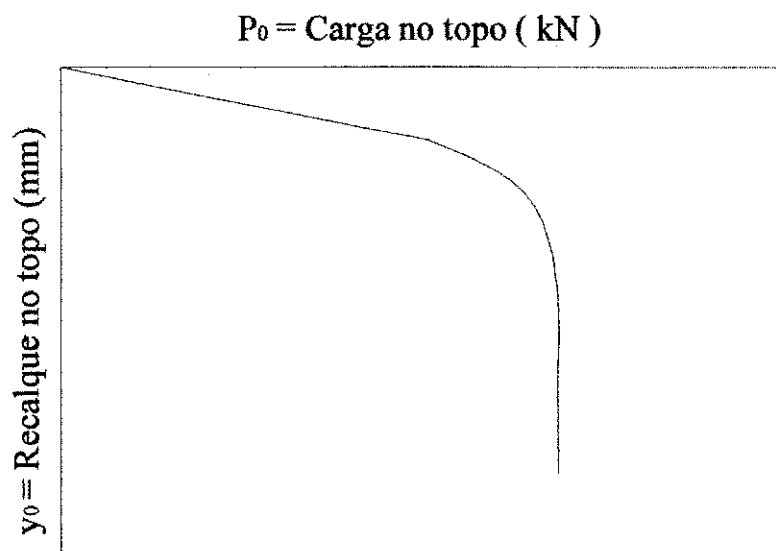


Figura 2.12 – Desenho esquemático da curva carga-recalque teórica-modificada.

Das relações de Cambefort modificadas extrai-se:

$$f = B \cdot y \rightarrow \text{quando } y \leq y_1 \quad (2.48)$$

$$f = f_{\text{máx}} = B y_1 \rightarrow \text{quando } y \geq y_1 \quad (2.49)$$

$$q = R_y \rightarrow \text{quando } y \leq y_2 \quad (2.50)$$

$$q = R_p = R_y \rightarrow \text{quando } y \geq y_2 \quad (2.51)$$

Pelos ensaios realizados por diversos autores, é fato aceito que  $y_1$  é da ordem de alguns milímetros ( $\cong 2$  mm). Isto é, com pequeno deslocamento ocorre a mobilização total do atrito lateral, o que significa que  $f = f_{\text{máx}}$  no ponto em que  $y \cong 2$  mm. Este ponto caracteriza-se por uma mudança na inclinação da curva.

Já para a ruptura da ponta, o seu deslocamento  $y_2$  pode chegar a valores de dezenas de cm, isto é, da ordem de 10 % a 20 % do diâmetro ou lado da estaca.

Seguindo os passos de Baguelin & Venon (1971), *apud* Massad (1991-c), pode-se distinguir 5 fases no processo de transferência de carga da estaca ao subsolo:

Fase 1 – início do processo de transferência de carga, com a mobilização do atrito lateral, sem que tenha havido ainda qualquer deslocamento ou reação na ponta da estaca;

Fase 2 – início de movimento na ponta, que reage com pressão nula, sendo que o atrito lateral ainda não foi completamente mobilizado;

Fase 3 – tem início o esgotamento do atrito lateral junto ao topo da estaca; na ponta, a reação se processa por uma rampa de inclinação  $R$ ;

Fase 4 – o atrito lateral esgotou-se ao longo de todo o fuste e o deslocamento na ponta da estaca é  $y_1 \ll y_2$ ;

Fase 5 – o atrito lateral já está esgotado e os acréscimos na carga são transferidos para a ponta da estaca, até que o deslocamento da ponta atinja  $y_2$ , quando o sistema solo-estaca rompe.

As fases acima, podem ser melhor visualizadas, através da Figura 2.13.

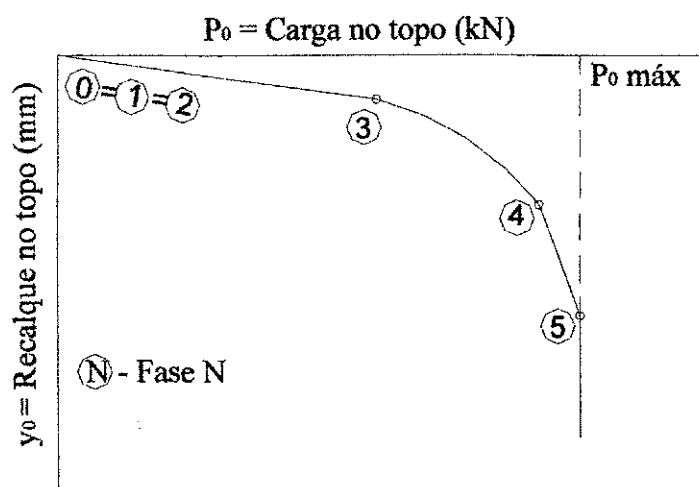


Figura 2.13 – Etapas de mobilização da resistência de uma estaca solicitada à compressão axial.

Este modelo teórico pode ser comprovado através de provas de carga instrumentadas como aquelas apresentadas por D'Appolonia and Romualdi (1963), *apud* Bowles (1988). A Figura 2.14 mostra como a resistência do solo é mobilizada de acordo com o acréscimo de carga.

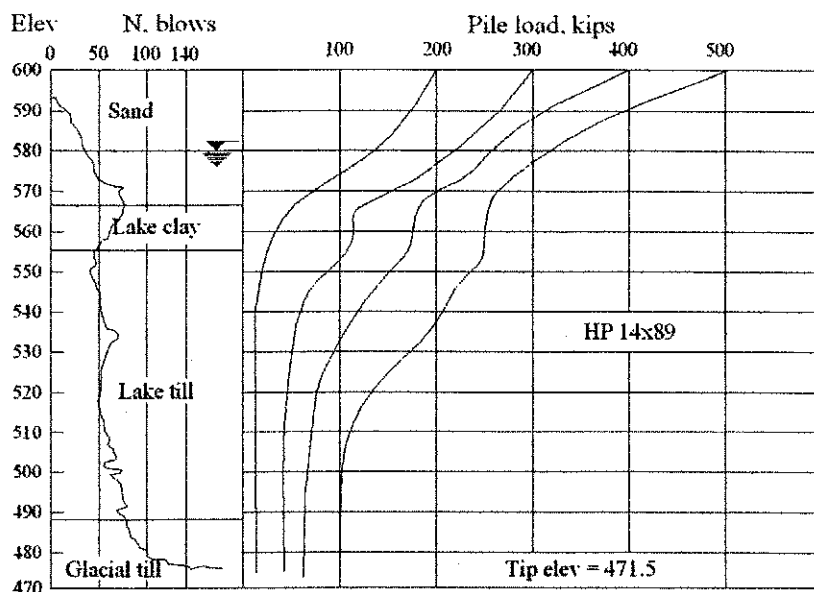


Figura 2.14 – Solicitação no solo de acordo com os acréscimos de cargas na estaca, segundo D'Appolonia and Romualdi (1963), *apud* Bowles (1988).

Na Figura 2.14 pode-se observar que a carga aplicada é transferida para o solo primeiramente através do atrito lateral. Na medida em que a carga aumenta no topo o atrito é mobilizado. Observa-se também que em determinado instante a linha de carga torna-se vertical indicando que a carga passou a ser absorvida pela ponta.

### 2.6.1 Tratamento Matemático do Modelo Teórico para a Definição da Curva Carga-Recalque

Com base nos resultados de uma pesquisa iniciada em 1990, na EPUSP, que objetivava compreender melhor o comportamento de estacas, tomando como função de transferência de carga as Relações de Cambefort (1964), foi possível construir um modelo matemático (Massad 1991-b, 1992 e 1993), válido para estacas escavadas ou cravadas, primeiro ou segundo carregamento, e que incorporam as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral.

Antes de apresentar a curva carga-recalque teórica, será mostrado como quantificar tanto o efeito das cargas residuais, quanto a rigidez relativa do sistema solo estaca.

### 2.6.1.1 O Efeito da Carga Residual na Ponta: o Parâmetro ( $\mu$ )

Logo após a cravação de uma estaca, surge na ponta uma carga residual, que fica “aprisionada” pelo terreno, que segura a estaca graças à existência do atrito lateral atuando no fuste, de cima para baixo. Na seqüência, quando se aplica uma carga no topo da estaca, a ponta começa a reagir concomitantemente com o atrito lateral, que precisa ser “revertido”. Evidentemente, nada se altera quanto à carga de ruptura, mas a curva carga-recalque no topo muda significativamente em função da carga residual.

Para a incorporação destes efeitos, foi necessário introduzir o parâmetro  $\mu$ , para quantificar a ação da carga residual, e modificar as relações de Cambefort, Figuras 2.15 e 2.16, para considerar a reversão do atrito lateral. Massad (1992 e 1993).

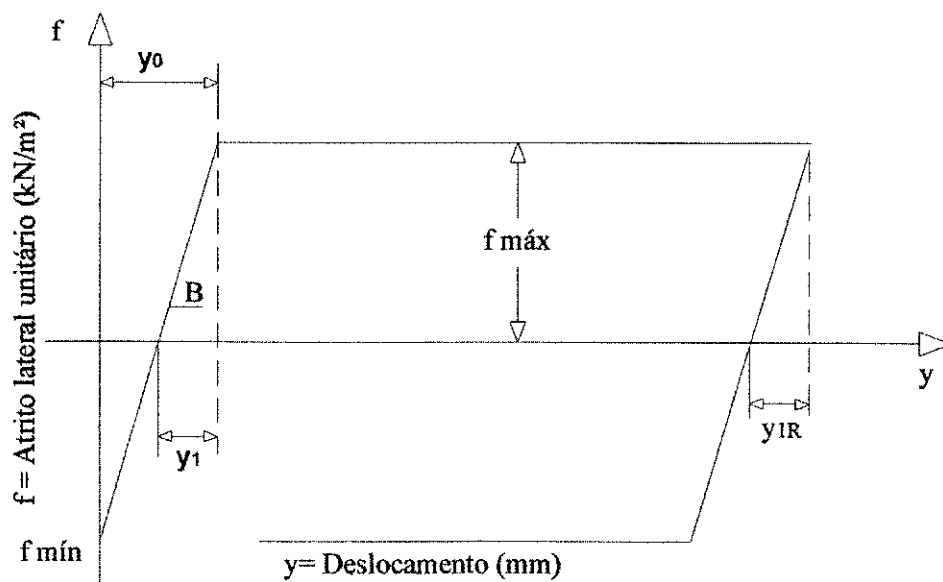


Figura 2.15 – Primeira relação de Cambefort – modificada ( solo homogêneo ).



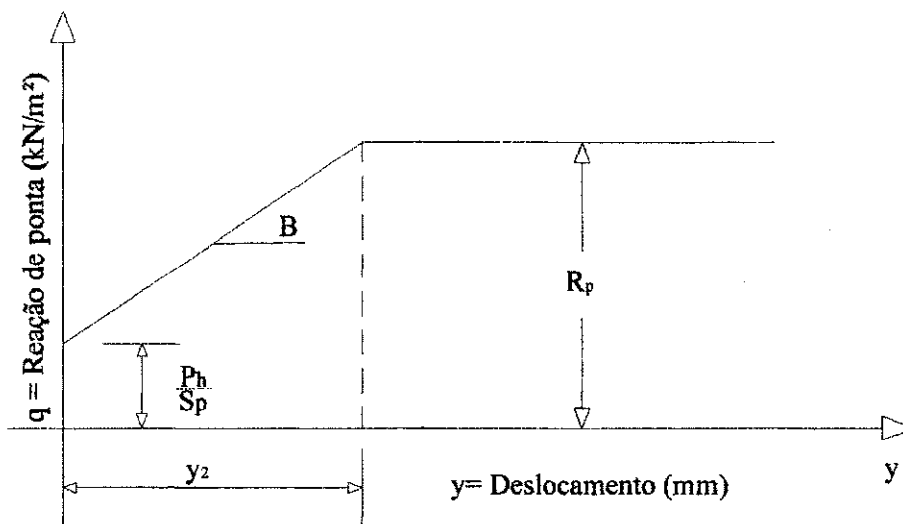


Figura 2.16 – Segunda relação de Cambefort – modificada (subsolo homogêneo).

Massad definiu o parâmetro  $\mu$  como sendo:

$$\mu = 1 + \frac{P_h}{A_{lr}} \quad (2.52)$$

onde  $(P_h)$  é a carga residual na ponta; e  $(A_{lr})$ , o atrito lateral na ruptura. Como, necessariamente,  $P_h \leq A_{lr}$ , segue-se que:

$$1 \leq \mu \leq 2 \quad (2.53)$$

A Tabela 2.8 resume intervalos de variação de  $\mu$ , conforme o tipo de estaca. Nesta tabela,  $R_p$  é a resistência de ponta e,  $S_p$  a área da ponta da estaca.

Como foi enfatizado anteriormente pelo autor, em trabalhos já citados, Massad (1992 e 1993), a vantagem do uso do parâmetro  $\mu$  reside no fato de se poder tratar globalmente o comportamento das estacas em termos de curva carga-recalque no topo, sejam elas escavadas ou cravadas, de ponta ou de atrito. A carga residual é levada em conta como se fosse uma parcela do atrito lateral, que atua antes da reversão do atrito ao longo do fuste.

Finalmente, convém lembrar que o valor de  $P_h$  da Equação (2.52) pode não ser o valor “real” da carga residual, mas sim, “virtual”, resultado da representação da reação de ponta pela segunda relação de Cambefort. Em certos casos, a fase pseudo elástica desta Lei deveria ser bilinear e não simplesmente linear, Massad (1992).

Tabela 2.8 – Intervalo de variação de  $\mu$ 

Tipo de estaca	Condição	Intervalo
Estaca cravada de ponta	$P_h \leq A_{lr} \leq R_p S_p$	$1 \leq \mu \leq 2$
Estaca cravada de atrito (flutuante)	$P_h = R_p \quad S_p < A_{lr}$	$1 \leq \mu < 2$
Estaca escavada	$P_h = 0$	$\mu = 1$

### 2.6.1.2 Rigidez Relativa Solo-Estaca: Coeficientes K e $\lambda$

Existem dois coeficientes adimensionais que controlam o comportamento de estacas em compressão axial.

O primeiro deles, denominado de “rigidez relativa solo (fuste) – estaca” (K), foi definido por Massad (1991-a e 1991-c) como sendo:

$$K = \frac{A_{lr}}{K_r y_1} = 4 \left( \frac{h}{D} \right)^2 \left( \frac{B D}{E} \right) \quad (2.54)$$

onde  $K_r$  é a rigidez da estaca como peça estrutural.

Na hipótese do solo ao longo do fuste ser homogêneo, a segunda igualdade da Equação (2.54) vale para estacas maciças. Note-se, como já foi dito, que:  $A_{lr}$  é o atrito lateral na ruptura;  $y_1$  o deslocamento necessário para o pleno desenvolvimento do atrito lateral;  $h$  o comprimento da estaca;  $D$  o seu diâmetro;  $E$  o módulo de elasticidade do material que a constitui e,  $B$  a rampa de mobilização do atrito lateral com o deslocamento  $y$ .

Tabela 2.9 – Tipo de estacas em função de K

Estaca	Condição
Rígida ou “Curta”	$K \leq 2$
Intermediária	$2 < K < 8$
Compressível ou “Longa”	$K \geq 8$

O coeficiente K é uma medida da rigidez tanto do solo quanto do material da estaca e, também, da relação altura diâmetro ( $h/D$ ), Massad (1991-b e 1993). Para estacas infinitamente rígidas, isto é, incompressíveis, tem-se  $K=0$ ; neste caso, o atrito lateral atinge o seu valor

máximo instantaneamente em toda a altura da estaca. Já para estacas infinitamente compressíveis, tem-se  $K \rightarrow \infty$  e a deformabilidade da estaca, como peça estrutural, assume papel decisivo no seu comportamento à compressão. Em termos práticos, pode-se dizer que uma estaca é rígida quando  $K \leq 2$  e, compressível, quando  $K \geq 8$ , Massad (1993), conforme a Tabela 2.9.

No caso de uma estaca atravessar camada de solo mais fraca, de espessura ( $h_1$ ), e ficar embutida numa camada mais resistente, numa altura ( $h_2$ ), caracterizando assim uma situação muito comum de heterogenidade, Figura 2.17, a Equação 2.54 deve ser substituída pelas equações:

$$K_1 = \frac{A_{lr1}}{K_{r1}y_{11}} \quad (2.55)$$

$$K_2 = \frac{A_{lr2}}{K_{r2}y_{12}} \quad (2.56)$$

em que:

( $A_{lr1}$ ) e ( $A_{lr2}$ ) são, respectivamente, os atritos laterais associados às camadas mais fraca e mais forte; ( $K_{r1}$ ) e ( $K_{r2}$ ) as rigidez das estacas de comprimento  $h_1$  e  $h_2$ , respectivamente;  $y_{11}$  e  $y_{12}$  parâmetros da primeira relação de Cambefort, conforme mostra a Figura 2.17.

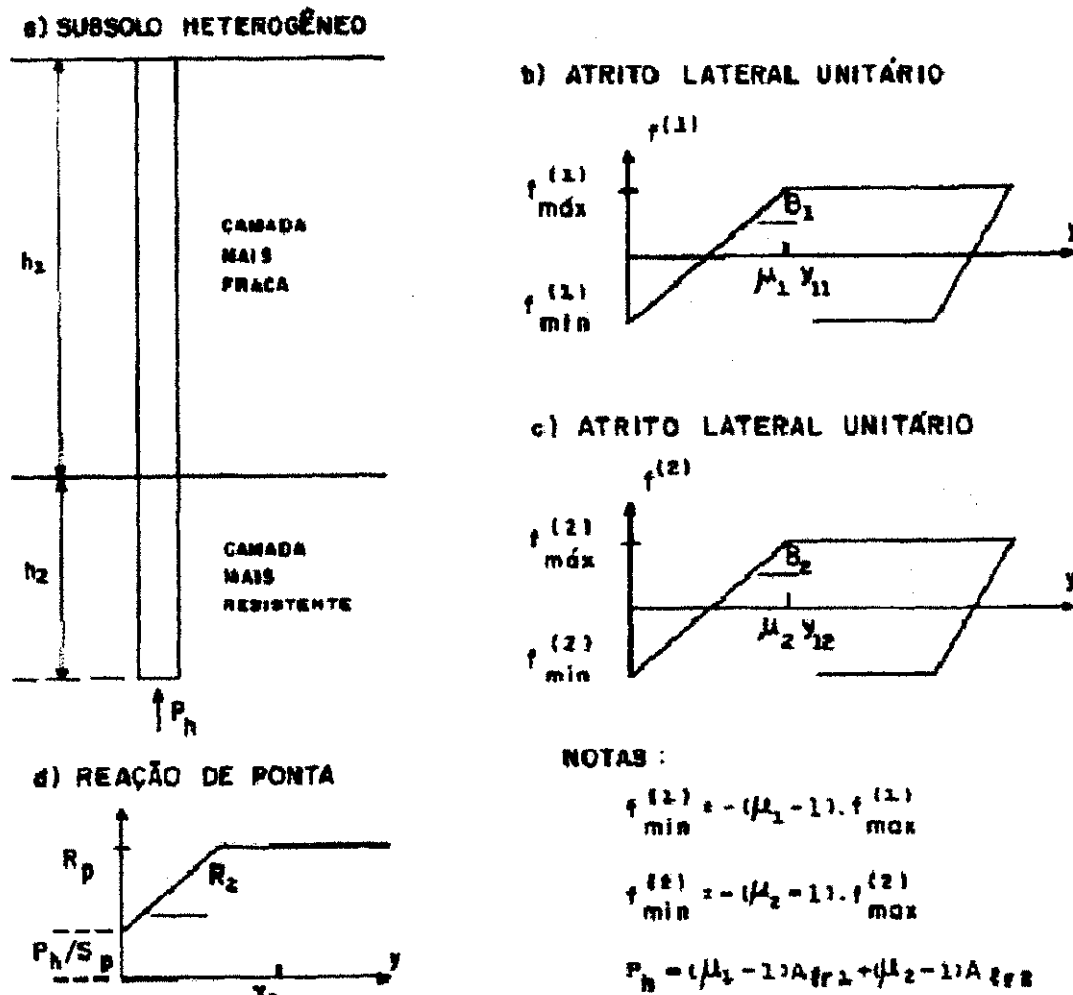


Figura 2.17- Subsolo heterogêneo estudado e relações de Cambefort - modificadas.  
Fonte: Massad (1973)

Um segundo coeficiente adimensional, denominado "rigidez relativa solo (fuste-ponta) – estaca" ( $\lambda$ ), foi introduzido recentemente por Massad (1993), para solos homogêneos, como sendo:

$$\lambda = m Z \quad (2.57)$$

Onde, (m) é o coeficiente adimensional de Baguelin & Venon (1971), e (Z) a raiz quadrada de K, ou seja:

$$m = \frac{R S_p y_1}{A_{lr}} \quad (2.58)$$

Note-se, como já foi dito, que R é a inclinação do trecho pseudo-elástico da segunda relação de Cambefort e  $S_p$  é a área da ponta da estaca.

O coeficiente  $\lambda$  também pode ser escrito como:

$$\lambda = \frac{RS_p / K_r}{\sqrt{K}} \quad (2.59)$$

onde, o numerador representa a rigidez relativa do conjunto solo da ponta-estaca; e, o denominador, a rigidez relativa do conjunto solo (fuste)-estaca.

Nos casos em que a estaca atravessa camada mais fraca e fica embutida em solo mais resistente, a expressão (2.59) continua válida, devendo-se tomar sempre para R a inclinação do trecho pseudo-elástico da segunda relação de Camberfort. Chamando-a de  $R_2$ , conforme mostra a Figura 2.17, pode-se escrever, para solos heterogêneos:

$$\lambda_2 = \frac{R_2 S_p / K_{r2}}{\sqrt{K_2}} \quad (2.60)$$

Este coeficiente ( $\lambda_2$ ) controla o comportamento da estaca em solicitação axial através das características da ponta real. Nestes problemas de embutimentos, tudo se passa, Massad (1993), como se o solo fosse homogêneo e a estaca tivesse comprimento  $h_1$ , portanto, terminasse na interface entre as duas camadas de solo. A reação nesta ponta fictícia da estaca obedece à segunda relação de Camberfort, com um parâmetro ( $R_{eq}$ ) constante, desde que se admita uma das seguintes hipóteses:

- a) a plena mobilização do atrito lateral ocorra antes na camada mais fraca e progrida depois para o trecho de embutimento; esta condição é satisfeita, por exemplo, quando  $y_{11} \cong y_{12}$ ;
- b) que o trecho de embutimento seja o suficientemente rígido para dar uma resposta linear às solicitações do carregamento; para satisfazer esta condição, basta que  $K_2 \leq 1$ , no máximo 1,5, Massad (1993).

Isto posto, é possível definir, por analogia com a Equação (2.59):

$$\lambda = \frac{R_{eq} S_p / K_{r1}}{\sqrt{K_1}} \quad (2.61)$$

Este parâmetro depende, obviamente, das características da ponta real  $\lambda_2$ ; da rigidez referente a cada camada de solo  $K_1$  e  $K_2$  e de um termo ( $r$ ), dado por:

$$r = \frac{Z_2}{Z_1} \cdot \frac{K_{r2}}{K_{r1}} \quad (2.62)$$

como mostra o ábaco da Figura 2.18

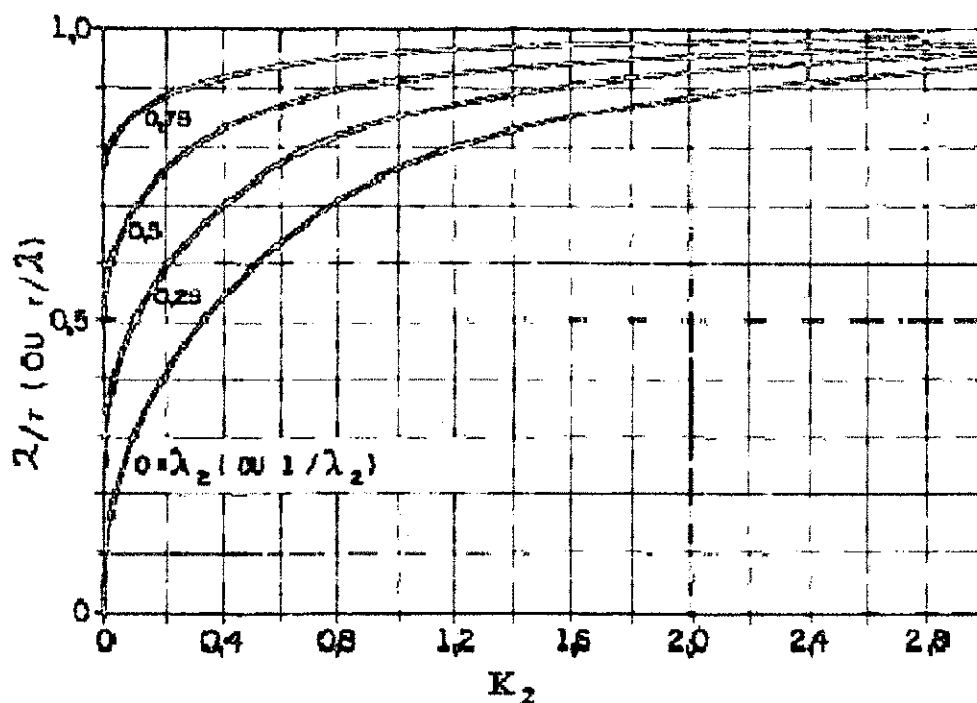


Figura 2.18 – Coeficiente  $\lambda$  em função das características da ponta ( $\lambda_2$ ) e do trecho de embutimento ( $K_2$ )

Fonte: Massad (1993)

Para os solos homogêneos, pode-se tomar  $h_1 = h_2$ , donde  $K_1 = K_2$  e  $r = 1$ , podendo-se tratar o problema como se fosse um caso particular de heterogeneidade.

Massad (1993) mostrou que a condição  $\lambda = 1$  é um “divisor de águas”. Uma vez satisfeita, tudo se passa como se a estaca fosse comparável a uma outra, infinitamente compressível,  $K_1$  tendendo ao infinito ou, como se a rigidez de ponta fosse “equilibrada”, isto é, na medida certa para validar esta comparação.

Como o termo “parabólico” evoca, num sentido figurado, “uma realidade de ordem superior”, pode-se caracterizar uma situação que foge da condição  $\lambda = 1$  como sendo “elíptica” (omissão) ou “hiperbólica” (exagero), como está indicado na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Tipos de estacas em função de  $\lambda$

Condição	Caso	Significado
$\lambda < 1$	elíptico	deficiência de rigidez de ponta
$\lambda = 1$	parabólico	rigidez de ponta “equilibrada”
$\lambda > 1$	hiperbólico	excesso de rigidez de ponta

### 2.6.1.3 Forma da Curva Carga-Recalque no Topo

Através de desenvolvimento matemático em que se calcula a transferência de carga ao terreno, supondo:

a) que a estaca é compressível como peça estrutural;

b) que existe na ponta da estaca uma força

$$P_h = (\mu - 1)A_{lr} \quad (2.63)$$

atuando desde o início do carregamento;

c) que valem as relações de Cambefort, modificadas para incorporar a reversão do atrito lateral;

d) que a estaca atravessa camada homogênea e fica embutida em solo mais resistente, Massad (1991-c; 1992 e 1993) mostra que a curva carga-recalque apresenta 4 trechos bem definidos durante o carregamento, delimitados pelos pontos notáveis, conforme mostra a Figura 2.19 e descritos a seguir:

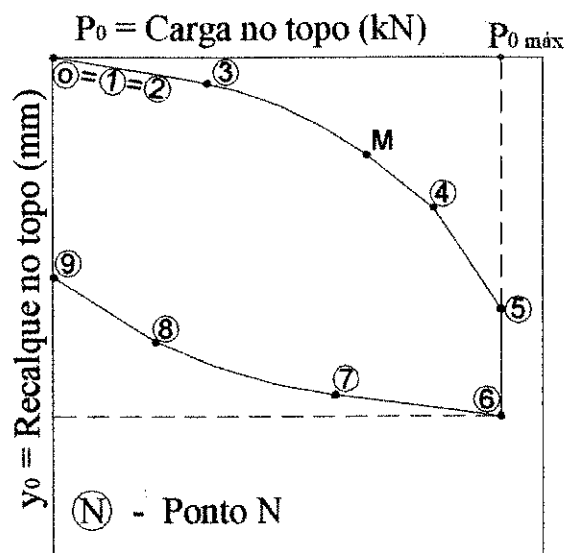


Figura 2.19 – Curva carga – recalque (teórica).

Trecho 0-3 – Trata-se de um trecho retilíneo, que corresponde à fase pseudo-elástica de mobilização do atrito lateral (primeira relação de Cambefort). O ponto 3, em particular, assinala o momento em que o atrito lateral atingiu o valor máximo na cabeça da estaca. Neste ponto valem as relações, Massad (1993), a seguir:

$$P_{03} = \frac{\mu_1 A_{lr1}}{Z_1} \beta_3 \quad (2.64-a)$$

onde:

$$\beta_3 = \frac{\operatorname{tgh}(Z_1) + \lambda}{1 + \lambda \operatorname{tgh}(Z_1)} \quad \text{e} \quad Z_1 = \sqrt{K_1} \quad (2.64-b)$$

$$y_{03} = \mu_1 y_{11} \quad (2.65)$$

Para o caso de estacas compressíveis ou “longas”, tem-se  $\beta_3 \cong 1$ , isto é, a ponta está tão distante que não influencia no valor da carga no topo da estaca. O mesmo acontece quando  $\lambda \cong 1$ , isto é, quando a estaca é “parabólica”, Tabela 2.10.

Trecho 3-M(4) – Este trecho (Figura 2.19) é curvilíneo e corresponde ao avanço da “plena mobilização” do atrito lateral ao longo do fuste, do topo (ponto 3) em direção à ponta (ponto 4), no caso de solos homogêneos, ou em direção à interface entre camadas (ponto M), no caso de solos heterogêneos. É de se notar que o ponto M é intermediário entre os pontos 3 e 4 como mostra a Figura 2.19. Neste trecho, conforme Massad (1993), é válida a equação:

$$\frac{y_0}{\mu_1 y_{11}} = \left[ 1 - \frac{(\beta')^2}{2} \right] + \frac{K_1}{2} \left[ \frac{P_0}{\mu_1 A_{frl}} \right]^2 \quad (2.66)$$

A Figura 2.20 mostra como  $\beta'$  varia em função do nível de carga aplicada; e dos coeficientes de rigidez  $K_1$  e  $\lambda$ .

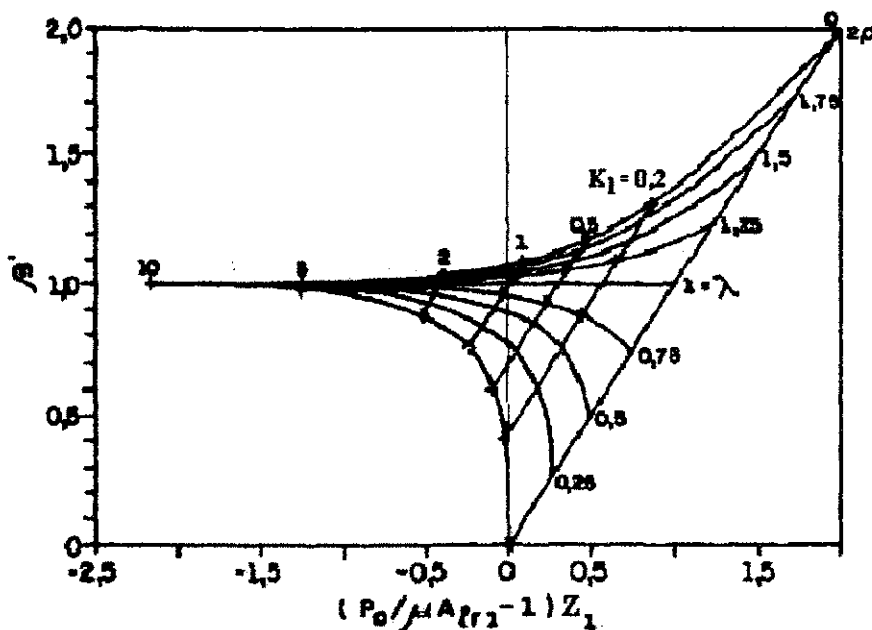


Figura 2.20 – Ábaco de  $\beta'$ , em função da carga no topo ( $P_0$ ) e dos coeficientes  $K_1$  e  $\lambda$ .

Fonte: Massad (1993)



Analisando-se a Figura 2.20, tira-se as seguintes conclusões:

- a) O termo  $\beta'$  envolve a rigidez relativa dos “solos” da ponta e do fuste ( $K_1$  e  $\lambda$ );
- b) A linha em diagonal deste ábaco, que liga a origem ao ponto de coordenadas (2 ; 2), representa o ponto 4, para solos homogêneos, ou o ponto M, para solos heterogêneos;
- c) O ponto 3, início da mobilização plena do atrito no topo da estaca, é dada pelas intersecções das curvas de igual valor de  $\lambda$  com as outras linhas em diagonal, associadas aos diversos valores de  $K_1$  (10; 5; 2; 1; 0,5; 0,2; e 0);
- d) Para  $\beta' > 1$ , as curvas de igual valor de  $\lambda$  têm duas assíntotas hiperbólicas, uma delas é o próprio eixo dos  $\beta'$  e, a outra, retas paralelas à linha diagonal. Em particular e no limite, quando  $\lambda$  tende ao infinito, a outra assíntota coincide com a linha em diagonal, que passa pela origem e pelo ponto de coordenadas (2 ; 2);

Um resultado prático ligado a estas considerações diz respeito a uma estaca atravessando lama, portanto com  $K_1 \cong 0$ , e apoiada em rocha, com  $\lambda$  muito elevado. Neste caso a Equação (2.66) se reduz a:

$$y_0 = \frac{P_0}{K_{r1}} \quad (2.67)$$

isto é, a estaca comporta-se como se fosse uma coluna;

- e) Para  $\beta' < 1$ , as referidas curvas têm uma única assíntota hiperbólica, o próprio eixo dos  $\beta'$ . Pontos como os de coordenadas (0 ; 0) são pontos de tangência.

Massad (1993) mostrou que quando  $K_1$  for elevado ( $\geq 5$ ) ou  $\lambda \cong 1$  (estaca parabólica), a curva dada pela Equação (2.66) se aproxima de uma parábola. Note-se que para solos homogêneos (ou heterogêneos), quando  $K$  (ou  $K_1$ ) for elevado (estaca compressível) tem-se  $\beta' \cong 1$  num bom pedaço do trecho 3-M (4), mesmo com  $\lambda \neq 1$ , donde a curva carga-recalque no topo se aproxima de uma parábola. Quando  $K$  (ou  $K_1$ ) for baixo (estaca rígida), a condição  $\lambda \cong 1$  pode se verificar, dependendo das características da ponta e do trecho de embutimento, e a curva carga-recalque aproximar-se-á também de uma parábola.

Em termos práticos, para que a forma da curva carga-recalque no trecho 3-M (4), governada pela Equação (2.66), se aproxime de uma parábola basta que  $\beta'$  seja constante. A Figura 2.21 mostra valores de  $\beta'$  médios ( $\beta'_m$ ) em função de  $K_1$  e de  $\lambda$ . Vê-se que quando

$\lambda$  varia entre 0,8 e 1,2,  $\beta'_m \cong 1$ , para estacas “intermediárias” e mesmo rígidas, fato que será útil na interpretação de provas de carga.

Trecho 4-5 – A carga-recalque volta a ser linear, correspondendo à mobilização da resistência na ponta, ao longo do trecho pseudo-elástico da segunda relação de Cambefort. Para este trecho tem-se a relação:

$$\frac{P_0 - \mu A_{lr}}{y_0 - y_{enc}} = \frac{1}{\frac{1}{K_r} + \frac{1}{R_2 S_p}} \quad (2.68-a)$$

com:

$$y_{enc} = \frac{\mu_1 A_{lr1}}{2K_{r1}} + \frac{\mu_2 A_{lr2}}{2K_{r2}} + \frac{\mu_2 A_{lr2}}{K_{r1}} \quad (2.68-b)$$

Note-se que ( $y_{enc}$ ) é o encurtamento elástico da estaca, sob a ação de  $A_{lr1}$  e de  $A_{lr2}$ , e que se deve ter:

$$\mu A_{lr} = \mu_1 A_{lr1} + \mu_2 A_{lr2} \quad (2.68-c)$$

$$\frac{1}{K_r} = \frac{1}{K_{r1}} + \frac{1}{K_{r2}} \quad (2.68-d)$$

Trecho 5-6 – Neste trecho, ocorre a ruptura na ponta, cuja reação atinge seu valor máximo,  $R_p$ . Atente-se para o caso particular de estaca de atrito, com  $1 \leq \mu < 2$ , em que os pontos 4 e 5 coincidem, isto é, a estaca rompe-se bruscamente, após a mobilização total do atrito lateral: toda a reação de ponta já havia sido mobilizada como carga residual.

É importante observar que no descarregamento segue-se um caminho inverso nas relações de Cambefort, em que parâmetros como  $y_1$ ,  $B$  e  $R$  não são necessariamente os do carregamento, pois, os solos são essencialmente materiais não-elásticos. Admitindo-se que o carregamento atinja ou ultrapasse o ponto 4, de mobilização total do atrito lateral, existem, Massad, (1992 e 1993), três trechos bem definidos no descarregamento, Figura 2.19:

a) o primeiro, retilíneo, trecho 6-7, associado ao trecho pseudo-elástico da “volta” na primeira relação de Cambefort;

b) o segundo, curvilíneo, trecho 7-8, que corresponde ao início e fim da “plena mobilização” do atrito, no sentido reverso, contrário à subida da estaca e

c) um terceiro, também retilíneo, trecho 8-9, associado ao “descarregamento” franco da ponta;

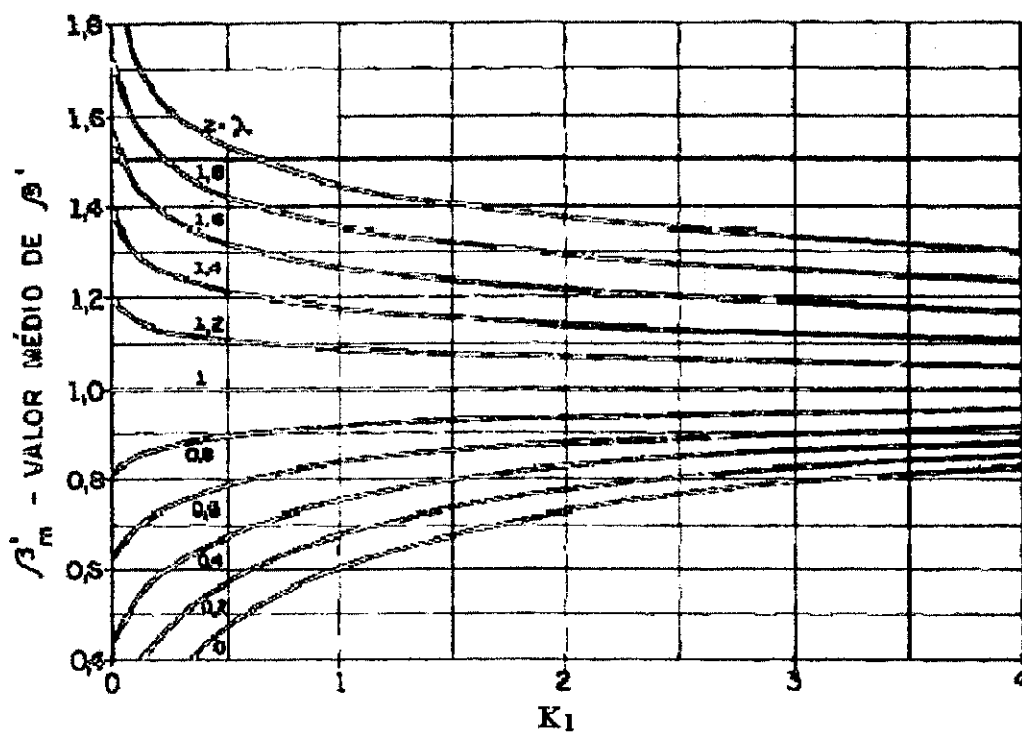


Figura 2.21 – Ábaco de  $\beta'_m$ , em função dos coeficientes  $K_1$  e  $\lambda$ .

Fonte: Massad (1993)

### 2.6.2 Método da Parábola Para a Interpretação de Prova de Carga

Para a interpretação de prova de carga como se viu anteriormente, para os casos em que  $K_1$  é elevado ( $\geq 8$ ) ou  $0,8 \leq \lambda \leq 1,2$ , o trecho 3-M(4) aproxima-se de uma parábola, podendo-se facilmente determinar  $\mu_1 A_{lr1}$  e  $\mu_1 y_{11}$ .

Com os dados da prova de carga pode-se determinar, inicialmente os coeficientes da correlação:

$$y_0 = C_1 + C_2 P_0^2 \quad (2.69)$$

que, comparado com a Equação (2.66), obtém-se as seguintes equações:

$$\mu_1 A_{lr1} = \frac{1}{2K_r C_2} \quad (2.70)$$

e

$$\mu_1 y_{11} = \frac{C_1}{\left[ 1 - \frac{(\beta_m')^2}{2} \right]} \quad (2.71)$$

Para o descarregamento, usando-se os dados da prova de carga, pode-se determinar conforme Massad (1992), os coeficientes da correlação:

$$y_0^{\text{máx}} - y_0 = C_{1R} + C_{2R} \left( P_0^{\text{máx}} - P_0 \right)^2 \quad (2.72)$$

que, comparado com a equação abaixo, que representa aproximadamente o trecho curvo 7-8, conforme Massad (1992), extrai-se o valor de  $A_{lr}$  e  $y_{1R}$  como segue:

$$y_0^{\text{máx}} - y_0 = y_{1R} + \frac{1}{4K_r A_{lr}} \left( P_0^{\text{máx}} - P_0 \right)^2 \quad (2.73)$$

$$y_{1R} = C_{1R} \quad (2.74)$$

$$A_{lr} = \frac{1}{4K_r C_{2R}} \quad (2.75)$$

Para facilidade na aplicação do método sugere-se o seguinte roteiro de cálculo:

a) determina-se  $K_1$ , diretamente pela equação abaixo, Massad (1992), substituindo-se  $K$  por  $K_1$  e  $h$  por  $h_1$ ;

$$K = \left( \frac{h}{2ES} \right)^2 \cdot \frac{1}{C_1 C_2} \quad (2.76)$$

b) determina-se  $\mu_1 A_{lr1}$ , diretamente, através da Equação 2.70;

c) na hipótese da estaca ser de atrito e a prova de carga ter atingido a ruptura tem-se, necessariamente,  $\mu A_{lr} = Q_u$ , isto é, igual à capacidade de carga. Logo:

$$\mu_2 A_{lr2} = \mu A_{lr} - \mu_1 A_{lr1} \quad (2.77)$$

Uma vez obtido o valor de  $\mu$ , através de análise do descarregamento ou de provas de carga de arrancamento, tem-se, fazendo aproximadamente  $\mu_1 = \mu_2 = \mu$ , os valores de  $A_{lr1}$ ,  $A_{lr2}$  e  $P_h$ , que é toda a contribuição da ponta para a capacidade de carga  $Q_u$ .

O valor de  $\mu_1 y_{11}$  pode ser estimado através de cálculo iterativo em  $\lambda$ , com a Equação (2.71) e o ábaco apresentado na Figura 2.21. No caso de solos homogêneos, em que  $y_{11} = y_{12} = y_1$ , determina-se facilmente  $\lambda$ . Para solos heterogêneos, é necessário fazer alguma hipótese quanto à relação  $y_{11}/y_{12}$ . Na ausência deste dado, pode-se supor, numa primeira aproximação um tanto grosseira,  $y_{11} = y_{12}$ .

d) se a estaca for de ponta e a prova de carga atingiu a ruptura, ou, pelo menos, mobilizou um quinhão da resistência de ponta, acima da carga residual, ou seja, permite a definição do trecho 4-5 da Figura 2.19, procede-se da seguinte forma: pela Equação (2.70) determina-se  $\mu_1 A_{lr1}$ . O valor de  $\mu A_{lr}$  é obtido através das Equações (2.68-a, 2.68-b, 2.68-c e 2.68-d) onde, pela Equação (2.77) tem-se  $\mu_2 A_{lr2}$ . Os parâmetros característicos da ponta, a saber,  $R_2$  e  $R_p$ , podem ser determinados facilmente. A obtenção das parcelas de atrito (na ruptura) e de ponta se completa com a estimativa de  $\mu$  através do descarregamento ou por meio de prova de carga à tração. Estimativas de  $K_1$ ,  $\mu_1 y_{11}$  e de  $\lambda$  seguem o roteiro traçado no item anterior.

e) se a prova de carga foi interrompida prematuramente, nas imediações do ponto M(4), bem antes de se atingir a ruptura, e se a estaca for nitidamente compressível, vale dizer, "longa" ( $K_1$  ou  $K$  elevados), pode-se estimar apenas  $\mu_1 A_{lr1}$  e  $\mu_1 y_{11}$ , com base nas Equações (2.70 e 2.71). Para estacas "intermediárias" ou rígidas "curtas", nada se tem a fazer, pois não é possível obter-se  $\lambda$  e aquilatar-se se o trecho 3-M(4) depende ou não das características da ponta, que não podem ser estimadas só com a prova de carga.

## 2.7 Transferência de Carga da Estaca para o Solo

Observou-se nos itens 2.5.3 e 2.5.4 que a teoria de Cambefort (1964) faz uma distinção entre o atrito lateral e a resistência de ponta. Esta distinção é na verdade uma inferência. Diversos autores no Brasil e no exterior têm realizado provas de carga em estacas instrumentadas com vistas a conhecer o mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo. Outros autores, têm empregado métodos matemáticos para inferir as parcelas de ponta e de atrito lateral a partir de provas de carga dinâmica. Nesta sessão apresenta-se um breve relato destes estudos.

O mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo mais aceito diz que a ponta só é mobilizada após o esgotamento do atrito lateral. Para Bowles (1988), a mobilização total do atrito lateral ocorre quando o deslocamento relativo do solo com a estaca alcança valores de 5 a 10 mm. Para aquele autor a magnitude do deslocamento não depende do diâmetro da estaca, mas sim das propriedades do solo.

É importante enfatizar que a mobilização total do atrito lateral se dá por conta de um deslocamento relativo estaca-solo. Contudo, este deslocamento não é igual ao longo do fuste da estaca. Portanto, também o atrito lateral máximo é variável.

Um exemplo de como as cargas são transferidas ao solo pode ser observado na Figura 2.22. Nesta figura verifica-se que à medida em que o carregamento é aplicado na estaca ele vai sendo transferido ao solo por atrito lateral. Quanto maior a carga maior a profundidade necessária para transferi-la. Isto prossegue até que toda a capacidade de atrito é mobilizada e a ponta começa a atuar.

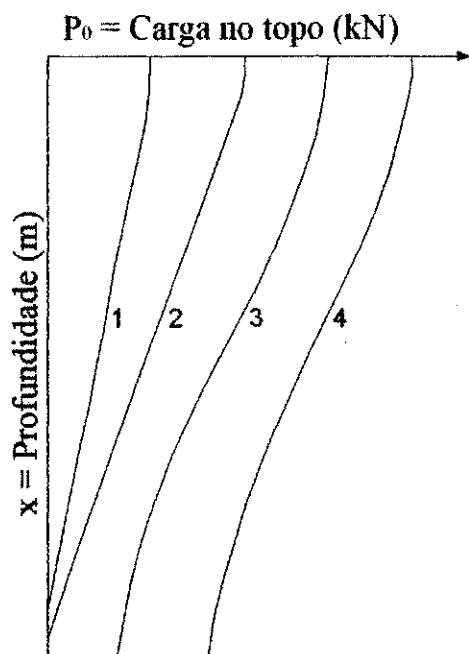


Figura 2.22 – Mecanismo de transferência de carga.

Se Bowles (1988) afirma que o diâmetro da estaca não afeta o valor do deslocamento relativo estaca-solo, para a mobilização total do atrito lateral, Sadalla *et al* (1996) dizem que o tipo da estaca é determinante. Estes autores ensaiaram estacas raízes na cidade de Belém, no Pará e verificaram que a forma da curva de transferência e a magnitude dos deslocamentos são diferentes.

Como foi dito que o solo influi na forma de transferência e no valor do atrito lateral, é de esperar que em solos coesivos o atrito seja maior que em solos granulares. D'Appolonio (1968), *apud* Bowles (1988), mostrou que em areias as curvas de transferência de carga para o solo são quase verticais. Isto é, a carga vai quase toda para a ponta.

Métodos de análise de carregamentos dinâmicos aplicados em estacas permitem inferir as parcelas de ponta e atrito lateral. Isto é feito com base na trajetória das ondas de compressão. Uma vez conhecido o comprimento da estaca e identificado o ponto de reflexão da onda compressiva, pode-se calcular as cargas dissipadas no caminho através da teoria das ondas. Gonçalves *et al.* (1996) mostram diversas estacas assim analisadas, mostrando que os valores estão próximos às previsões feitas em métodos racionais e semi-empíricos.

## CAPÍTULO 3

### MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Localização da Obra

A obra de fundação está localizada no município de Nobres, que fica a  $14^{\circ} 32' 30''$  de latitude Sul e  $56^{\circ} 22' 30''$  de longitude Oeste Gr. a 230 Km ao Norte de Cuiabá, Capital do Estado de Mato Grosso. A obra em questão é de uma subestação. A Figura 3.1 mostra a localização da cidade no mapa do Estado de Mato Grosso.

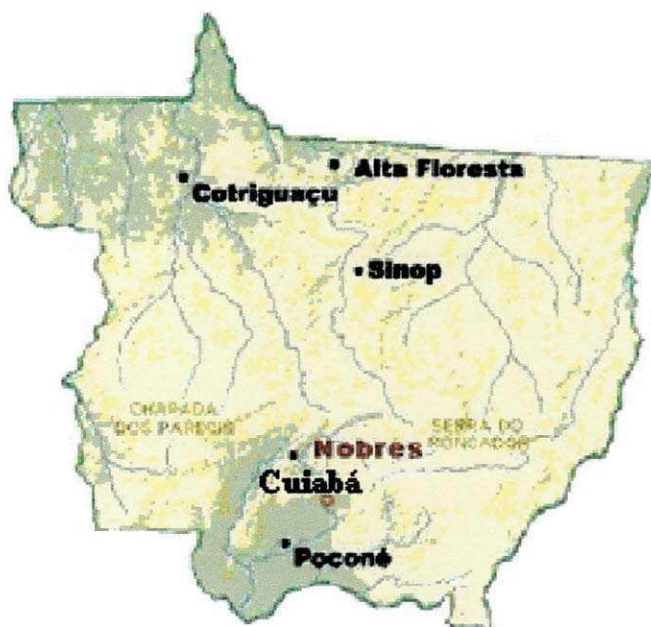


Figura 3.1 – Localização do município de Nobres, MT.



### 3.2 Caracterização Geológica

A formação geológica onde está localizado o Município caracteriza-se por coberturas não dobradas do Fanerozóico, Bacia Quaternária do Xingu. Coberturas dobradas do Proterozóico com granitóides associados pertencentes ao Grupo Alto Paraguai e Formação Garotide, Faixa Móvel Brasileira.

Segundo Santos *et al* (1997 a, b), a geologia da região de Nobres é bastante complexa. Esta região está situada no extremo da Bacia do Paraná, numa terminação intra-cratônica. A Serra existente ao norte do município divide as Bacias Amazônica e do Paraná. Nesta área atuaram diversos movimentos epirogênicos (ascendentes e/ou descendentes) que deram origem a blocos altos e baixos ao longo de falhamentos e estruturas flexurais. A estrutura flexural dômica, denominada arco de Torixoréu, tem sua extremidade Oeste passando por Nobres e terminando em Diamantino. Trata-se, portanto, de uma região onde ocorreram muitos movimentos que apresentam dobras e falhamentos de diversas extensões.

O local onde o trabalho foi realizado está numa zona de contato com rochas do Grupo Cuiabá, sendo conhecida como brasilides não metamórficas. A rocha do Grupo Cuiabá presente neste local é predominantemente o filito. Entretanto ocorrem alguns meta arenitos. As rochas calcáreas desta região pertencem a Formação Araras.

Devido a este encontro de Formações, geo-morfologicamente a região é conhecida como Cinturão Orogênico Paraguai-Araguaia, ou Província Serrana do Alto Paraguai. As rochas dominantes na região são os arenitos e o calcário.

### 3.3 Caracterização Geotécnica

Para o projeto e execução das fundações, foram realizadas duas campanhas de investigação geotécnica que consistiram de sondagens à percussão com medida do índice de resistência à penetração,  $N_{SPT}$ , num total de 29 (vinte e nove) furos realizados no período seco (04/08/99 a 23/08/99). Durante a fase das provas de carga, foi executada mais uma sondagem SPT com objetivo de comparar o seu resultado com o de uma sondagem da primeira campanha e identificação da posição do nível d'água freático no período de chuvas. Os

índices de resistência à penetração da primeira campanha estão apresentados na Tabela 3.1 e a comparação entre estes índices pode ser feita pela Figura 3.2.

Como pode ser visto na Figura 3.2 há uma camada de aproximadamente 5 m de espessura cujo comportamento pode ser considerado uniforme. A uniformidade de comportamento desta camada pode ser estimada a partir dos valores do  $N_{SPT}$  mostrados nesta camada Tabela 3.2. Esta Tabela mostra os valores dos  $N_{SPT}$  médios e o desvio padrão para cada profundidade. Como pode ser visto o desvio padrão nesta camada, está em torno de 1. O valor do  $N_{SPT}$  médio desta camada é 3. Esta camada foi classificada como sendo de areia fina.

Após esta primeira camada de solo, ocorre uma outra cuja espessura é de aproximadamente 5 m. Nesta camada a classificação do solo varia entre areia fina siltosa e areia fina argilosa. O valor do  $N_{SPT}$  nesta camada é crescente. O menor valor do  $N_{SPT}$  é de 1 e o maior valor de 72. O valor médio cresce de 6 na profundidade de 5 m para 26 na profundidade de 10 m. Entretanto o desvio padrão alcança valores de até 13. É também importante observar na Figura 3.2 que cerca de 6 furos mantiveram valores do  $N_{SPT}$  tão baixos quanto os da primeira camada.

A partir da profundidade de 10 m o solo torna-se definitivamente areia fina argilosa. Nesta profundidade o valor do  $N_{SPT}$  passa ser crescente. Os valores máximos do  $N_{SPT}$  podem chegar a 64 e os valores mínimos são da ordem de 6. O comportamento do  $N_{SPT}$  é bastante variável nesta camada. O  $N_{SPT}$  médio nesta camada é, em geral maior que 20. Entre 16 e 18 m de profundidade há uma queda de valores para, respectivamente 8; 11 e 19.

O nível de água observado no período da estiagem está em torno de 7,50 m de profundidade. Em uma sondagem realizada no período das chuvas observou-se uma elevação de aproximadamente 1 m no nível do lençol freático.

Em que pese não haver amostras disponíveis dos solos coletados nas sondagens e os perfis não darem indicativos quanto a origem do solo, é possível fazer alguma inferência. Observando-se a Figura 3.2 percebe-se que há um primeiro pacote com comportamento bem distinto do restante das sondagens. Este pacote é definido da superfície até a profundidade de 5 m. Considerando a geomorfologia local e que a localização da área em estudo situa-se no sopé de uma serra, pode-se supor que a primeira camada é de solo Aloctone. Isto é, trata-se provavelmente de um sedimento recente. Ao contrário, o solo abaixo da profundidade de 5 m é, provavelmente, um solo autoctone originário das alterações de meta-arenitos e filitos presentes na região.

Tabela 3.1 – Valores do  $N_{SPT}$  para todos os furos da primeira campanha de soldagem.

Profundidade (m)	Sondagens																												
	SP-01	SP-02	SP-03	SP-04	SP-05	SP-05A	SP-06	SP-06A	SP-07	SP-08	SP-09	SP-10	SP-11	SP-12	SP-13	SP-14	SP-14A	SP-15	SP-15A	SP-16	SP-16A	SP-17	SP-18	SP-19	SP-20	SP-21	SP-22	SP-23	SP-24
1,00	2,1	3,3	3	2,5	2,9	1,3	3,2	1,8	3,5	2,6	2,4	3,4	3,2	2,8	2,6	6,8	7	6	2,1	3,3	3,2	1,8	3,3	3	2	1,2	2,1	2,5	2,1
2,00	2,5	2,5	2,1	1,1	3	1,7	2,1	1,9	2	2,4	2,4	3,6	3,3	3,5	2,1	2	2,6	2,1	2,4	2,2	1,7	2,1	1,2	2,7	1,1	2,7	1,9	2	1,7
3,00	1,2	2	3	1,9	2,8	3,5	3,3	0,9	1,9	5	4,7	2,8	0,4	2,5	3	2,6	2,6	2,1	1,3	2,4	2,7	1,8	4,4	3	1,8	2	1	2,2	1,3
4,00	3,2	4,3	2,8	3,4	3,5	3,5	4,4	1,8	4	4,6	3,7	3,1	2,7	2	2	3,1	3,2	2,2	4,1	2,4	3,4	4	6	3,4	4,4	2,7	3,5	1,2	2,1
5,00	7,2	3,5	3,9	5,8	3,4	3,8	3,2	2,1	3	4,7	3,6	3,8	2,9	5,4	5,4	2,4	5,1	4	3,9	5	4	9	7	5,6	3,3	4,8	4	4,8	3,2
6,00	24	4,8	8,1	13	6,2	7,2	6,4	4,3	4	18,8	3	3,3	2,7	4,5	3,4	2,3	3,5	2,3	2,5	2,7	2,6	26	13	7	7,2	4,5	3,8	2,6	1,8
7,00	19	6,2	4	12	8,4	8	8	9,3	14	7,8	1,8	2	2,5	11	1,3	1,2	2,1	2,2	2,9	1,9	2,2	3,9	14	8	6,2	2,8	1,6	2,5	1,2
8,00	13,4	17	9,6	14	14	13	13,3	22	25	12,9	6,4	3	8	23	11,4	1,1	2,6	4	2,9	3,1	3	5	13	12	26	13	11,2	6	3,5
9,00	24	23	14,5	19,4	19	9	11,4	22	21	17	21	16	24	23	26	4,3	2,9	1,9	14,4	10	3,7	5	21	15	17	18	17	18	11
10,00	15	44	22	36	30	72,6	7,2	13	24	17	17	21	29	30	30	5,8	9,6	18,6	23	28	33	12	20	17	17	21	22	17	18
11,00	28		18	13	13,9		8,7	9	23	21	22	25	27	34	28	7,5	19	10,3	10	26	6,9	24	26	26	25	24	23	18	22
12,00	47		16	21	23		12,6	9		20	22	23	29		31	9	20	30	49,5	28	30	8	16	46		25	54,6	50	24
13,00			41	29	13,5		23	13								6	19	57,1		64,3	21	11							26
14,00				20			39	16								18	20				19	8,4							
15,00				23				14								51					19	13							
16,00								8,6														7							
17,00								12,2														10							
18,00								23														15							
19,00								48,8														25							
20,00																						19							
21,00																						29							

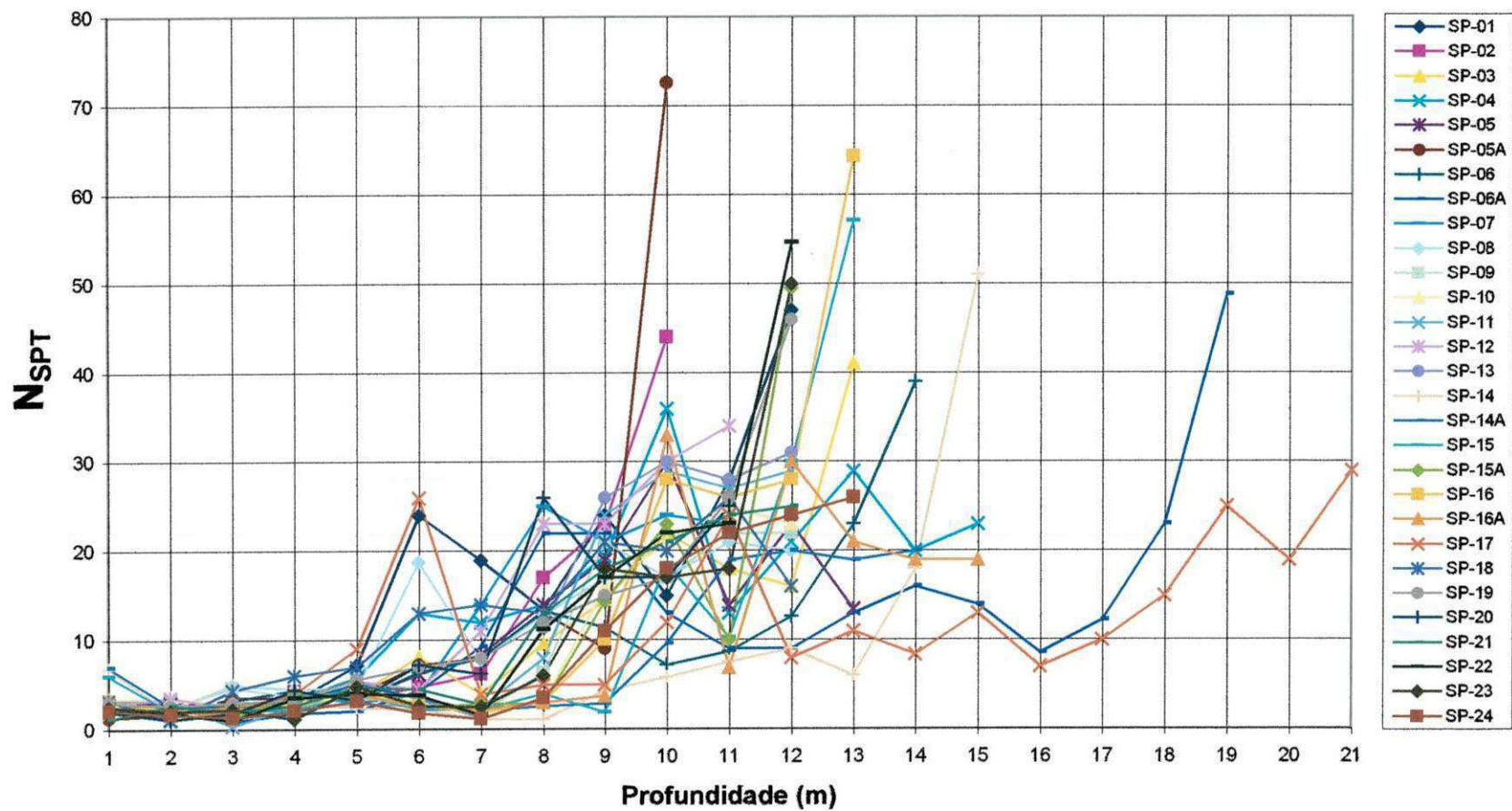


Figura 3.2 – Comparação entre os valores do  $N_{SPT}$  dos diversos furos, realizados no local da obra, na primeira campanha de sondagem.

Tabela 3.2 – Tratamento estatístico dos valores do  $N_{SPT}$ 

Profundidade (m)	$N_{SPT}$			Desvio Padrão	Número de furos envolvidos
	médio	máximo	mínimo		
1,00	3,01	7,06	1,20	1,40	29
2,00	2,24	3,64	1,11	0,63	29
3,00	2,43	5,00	0,37	1,09	29
4,00	3,28	6,00	1,18	1,02	29
5,00	4,40	9,00	2,07	1,51	29
6,00	6,75	26,00	1,80	6,34	29
7,00	5,80	19,00	1,22	4,72	29
8,00	10,78	26,00	1,13	7,04	29
9,00	15,50	26,00	1,88	7,01	29
10,00	23,10	72,63	5,81	12,86	29
11,00	19,94	34,00	6,86	7,48	27
12,00	26,82	54,64	8,00	13,61	24
13,00	27,00	64,69	6,00	18,31	12
14,00	20,06	39,00	8,44	9,27	7
15,00	24,00	51,00	13,00	15,62	5
16,00	7,79	8,57	7,00	1,11	2
17,00	11,11	12,22	10,00	1,57	2
18,00	19,00	23,00	15,00	5,66	2
19,00	36,88	48,75	25,00	16,79	2
20,00	19,00	19,00	19,00	-	1
21,00	29,00	29,00	29,00	-	1

Em abril de 2000 foi realizada uma nova campanha de sondagem. O objetivo desta nova campanha foi de verificar a variação do nível d'água e comprovar alguns perfis encontrados na primeira campanha. O furo realizado na segunda campanha recebeu a denominação de SP-E-01. Uma comparação visual entre os furos SP-E-01 e SP-06, que são próximos, pode-ser vista na Figura 3.3. Da comparação entre os perfis pode-se verificar que:

- Praticamente todas as amostras de cada uma das camadas foram classificadas com maior presença de solos mais finos, ou seja, solos siltsos e argilosos, na segunda campanha;

- Os valores do  $N_{SPT}$  com a profundidade, nas duas sondagens, são muito próximos até os 12,00 m, porém, divergindo muito a partir desta profundidade;

- A profundidade do nível d'água na sondagem SP-06 atingiu os 7,20 m, enquanto que na sondagem SP-E-01 permaneceu nos 5,90 m.

Como não há mais amostras deste solo guardadas não é possível tirar a dúvida se houve falha na classificação do solo ou se de fato os solos são ligeiramente diferentes. Neste ponto, é importante ressaltar que a geologia local e a primeira campanha de sondagens apontam para um solo com grandes variações de comportamento. A diferença nos valores de  $N_{SPT}$  verificada a partir da profundidade 12 m, reforça esta hipótese. Isto é, a intemperização da rocha mãe não foi uniforme neste local.

### **3.4 Identificação das Sondagens Relacionadas às Provas de Cargas, Devido a Sua Proximidade com a Estaca**

Para realizar a previsão de capacidade de carga das estacas ensaiadas buscou-se empregar dados das sondagens mais próximas às estacas ensaiadas. As seguintes estacas e sondagens foram associadas.

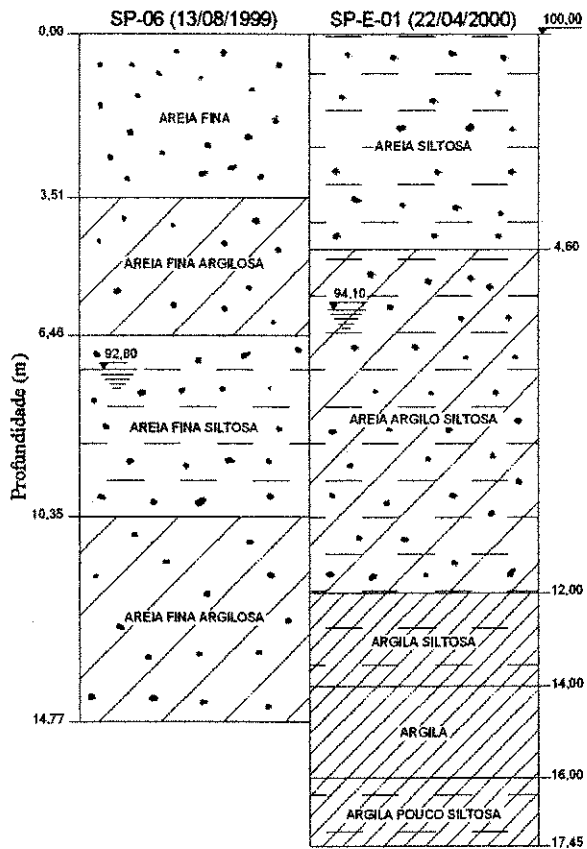
ESTACA C - sondagem SP-13

ESTACA B - sondagens SP-06 e SP-E-01

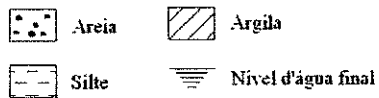
ESTACA F - sondagem SP-09

O perfil do solo e valores do  $N_{SPT}$  a partir do resultado de cada sondagem identificada acima, estão mostrados nas Figuras 3.3, 3.4 e 3.5.

a)



Simbologia da ABNT



b)

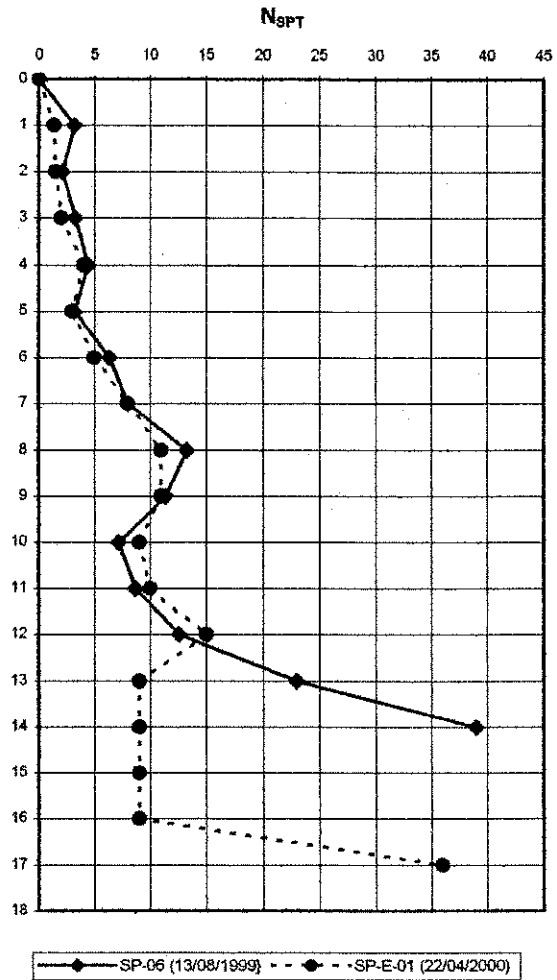
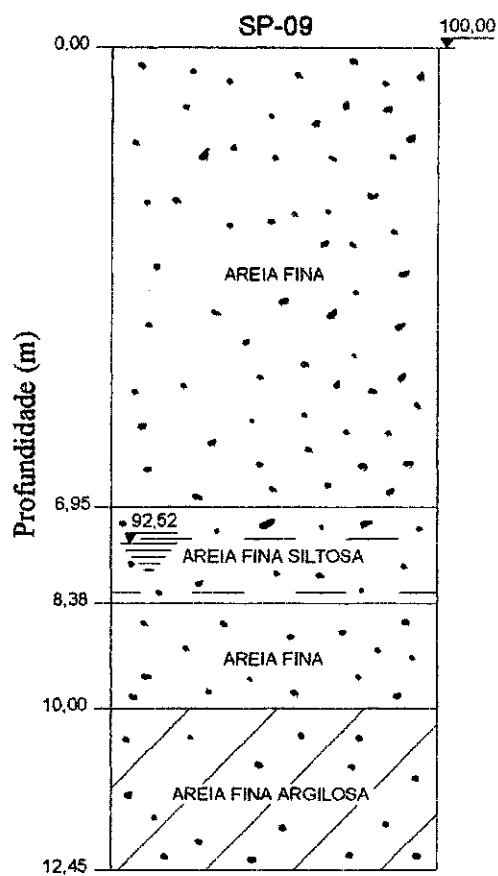
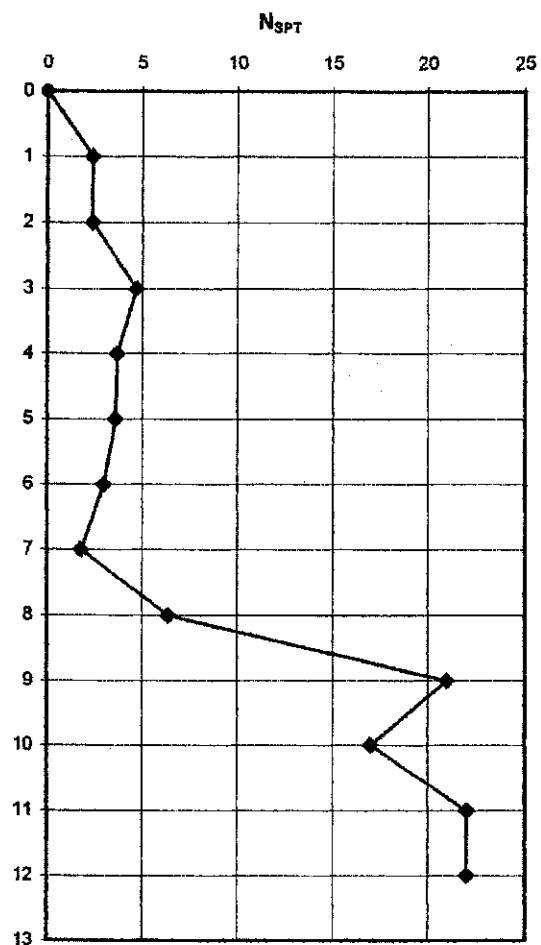


Figura 3.3 – Perfil do solo e valores do  $N_{SPT}$  das sondagens SP-06 e SP-E-01.

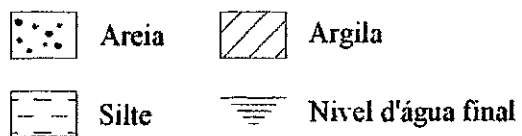
a)



b)

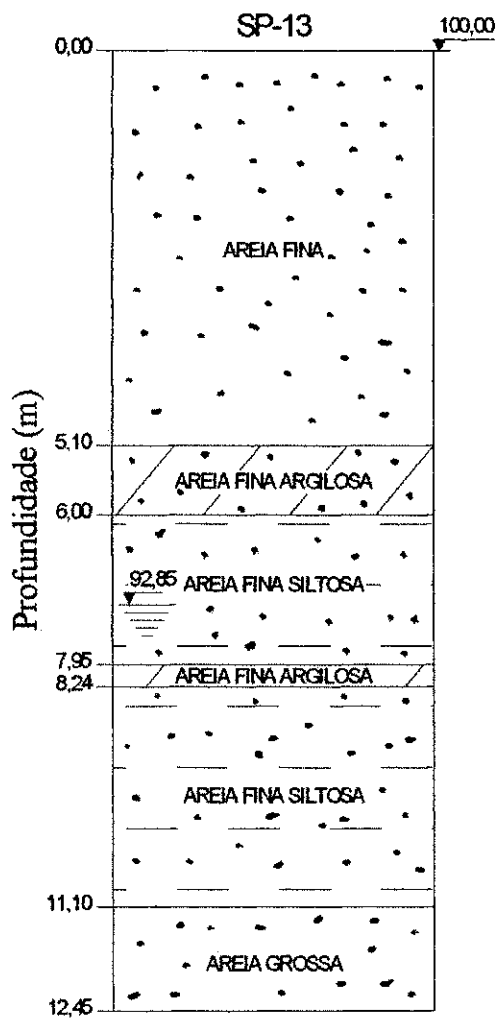


Simbologia da ABNT

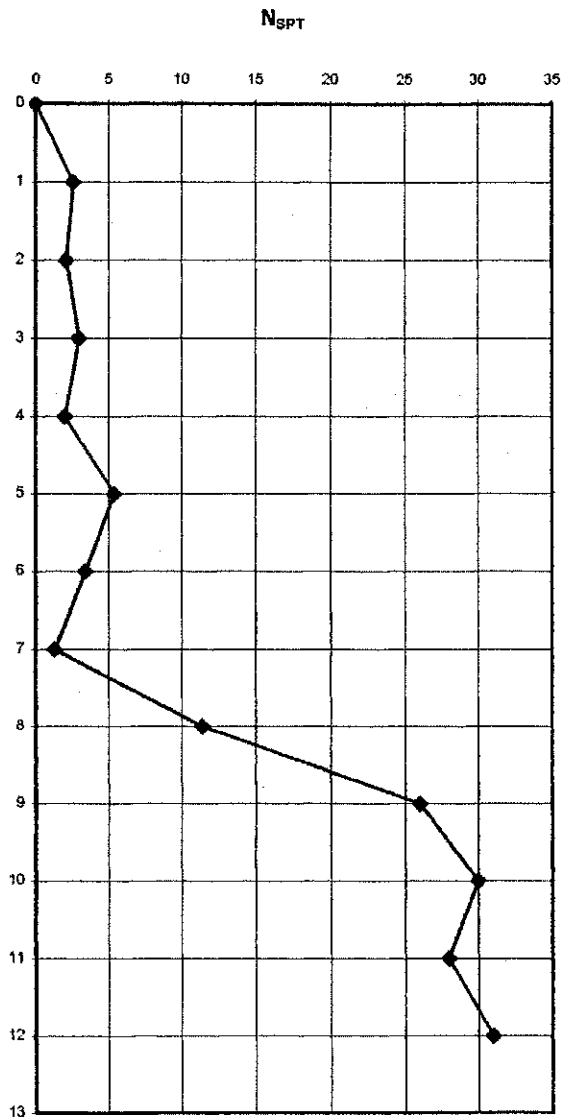
Figura 3.4 – Perfil do solo e valores do N<sub>SPT</sub> da sondagem SP-09



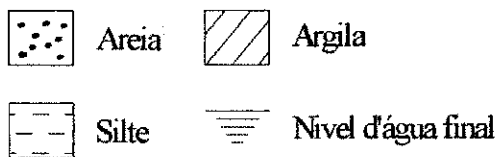
a)



b)



Simbologia da ABNT

Figura 3.5 – Perfil do solo e valores do  $N_{SPT}$  da sondagem SP-13.

### 3.5 Estacas Ensaaiadas e Suas Características

As estacas ensaiadas foram selecionadas no estaqueamento da fundação da obra. As estacas foram fornecidas pela Protendit e têm seção de 17 x 17 cm. A Tabela 3.3 resume as principais características estruturais das estacas. As estacas selecionadas para este trabalho são as denominadas C, B e F.

Tabela 3.3 – Principais características estruturais das estacas ensaiadas.

Carga estrutural admissível	400 kN
Peso nominal	0,73 kN/m
Área da seção de concreto	0,0289 m <sup>2</sup>
Perímetro	0,68 m
Tipo de armadura	RN 150
Resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ )	35 MPa

### 3.6 Cravação das Estacas Ensaaiadas

A cravação das estacas ensaiadas foram realizadas com bate-estacas de queda livre, cujo martelo pesa 17,3 kN, utilizando altura de queda igual a 0,40 m. O desenvolvimento da cravação foi acompanhado e registrado. Os resultados estão apresentados nas Figuras 3.6, 3.7 e 3.8. É interessante observar nestas figuras a sua semelhança com os gráficos do  $N_{SPT}$ .

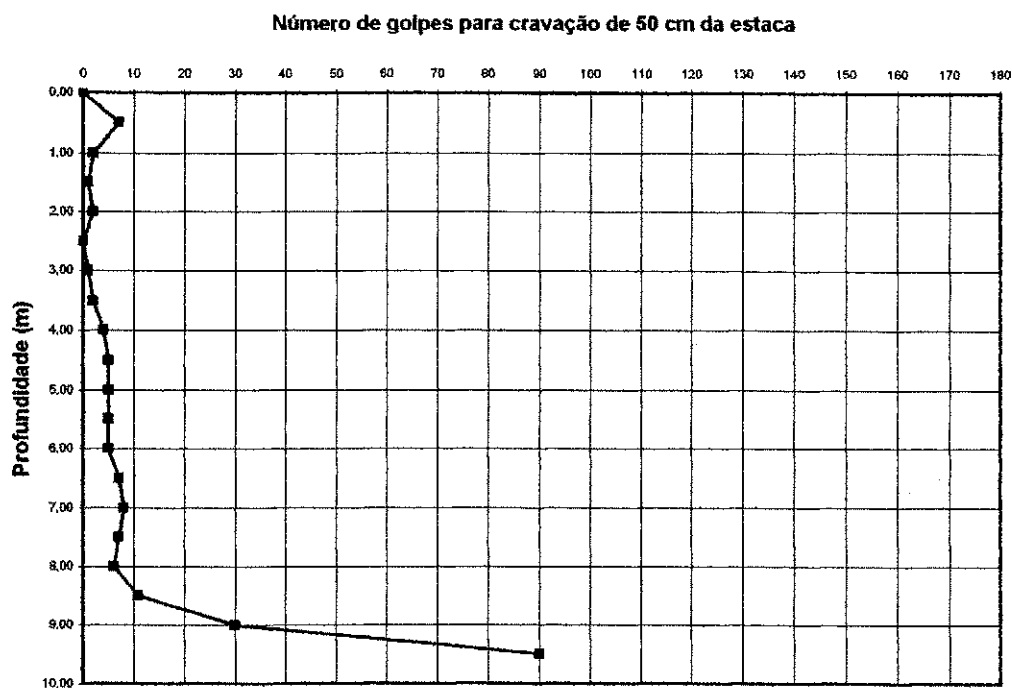


Figura 3.6 – Gráfico de cravação da Estaca C.

Como se nota pela Figura 3.6, a estaca C possui um comprimento cravado de 9,50 m e um nega final de cravação de 5,55 mm/golpe. Se comparada esta Figura com a Figura 3.5, observa-se que o trecho de 0 a 7 tem comportamento comum. A discrepância em toda a profundidade ocorre apenas no ponto em que tem início o aumento da resistência à gravação.

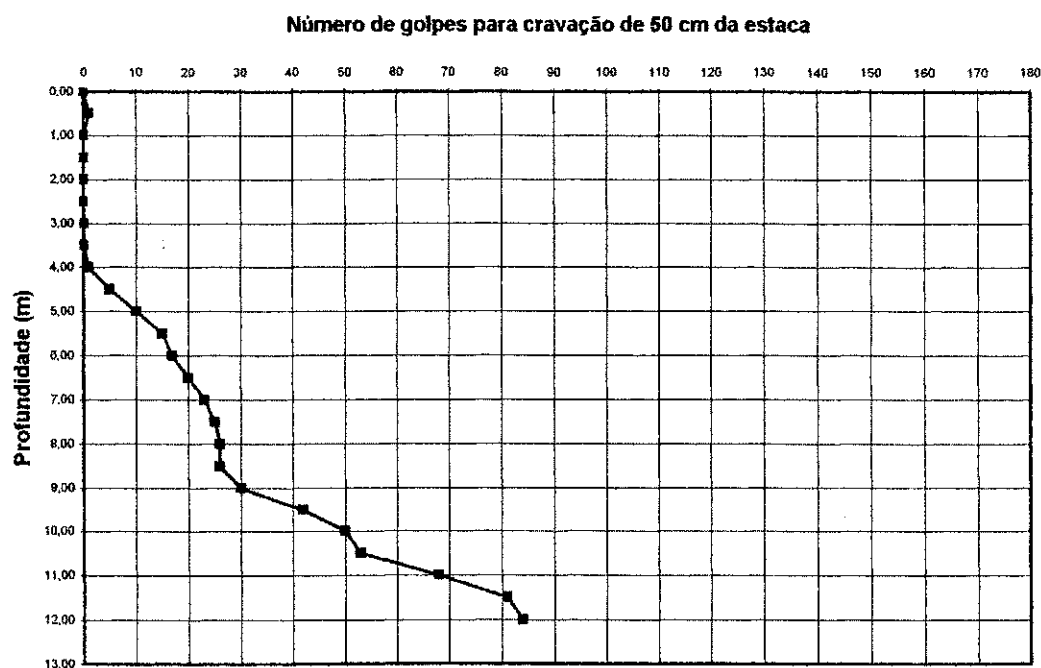


Figura 3.7 – Gráfico de cravação da Estaca B.

Como se nota pela Figura 3.7, a estaca B possui um comprimento cravado de 12,00 m e um nega final de cravação de 5,95 mm/golpe. Outra vez, comparando-se as Figuras 3.7 e 3.3, observa-se que a discrepância está apenas no ponto em que a resistência à gravação começa a crescer. O restante destes dois perfis tem o mesmo comportamento .

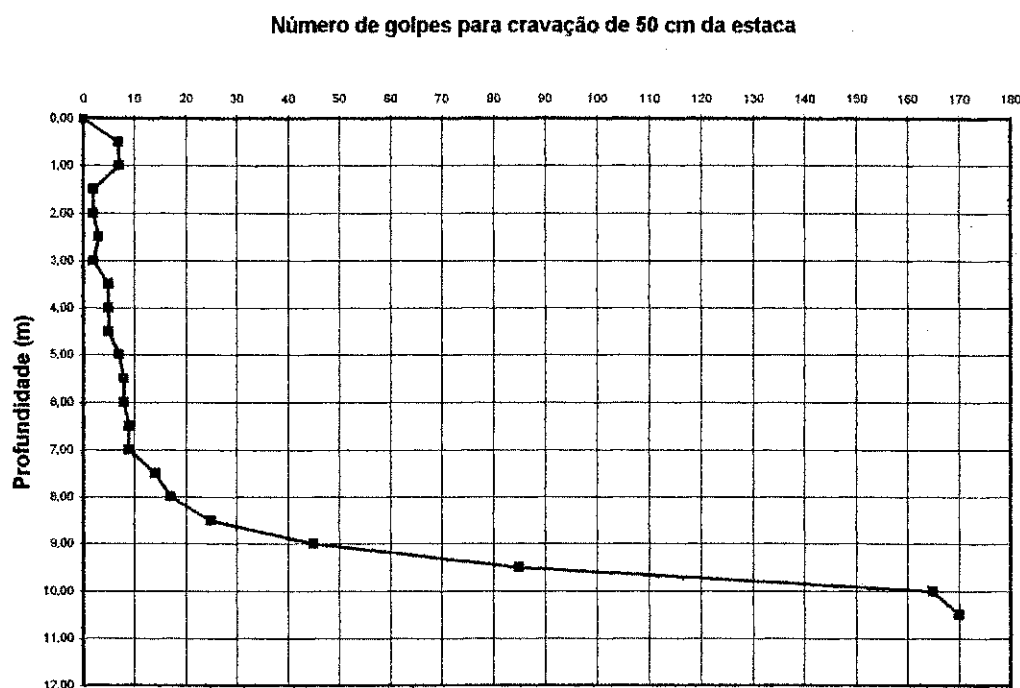


Figura 3.8 – Gráfico de cravação da Estaca F.

Como se nota pela Figura 3.8, a estaca possui um comprimento cravado de 10,50 m e um nega final de cravação de 2,94 mm/golpe. Ao comparar as Figuras 3.8 e 3.4 observa-se que ambas tem o mesmo comportamento.

Desta forma, pode-se concluir que o SPT pode prever adequadamente o comportamento da cravação das estacas. É de se esperar que o SPT confirme sua adequação para prever a capacidade de carga.

Tabela 3.4 – Resumo das provas de carga realizadas.

Estaca	Solicitação	$P_{0\text{máx}}$ (kN)	$y_{0\text{máx}}$ (mm)
B (1)	Compressão axial	242	32,33
B (2)	Compressão axial	247	10,61
C	Tração axial	155	25,79
F	Compressão axial	340	13,55

### **3.7 Provas de Carga**

As provas de carga realizadas foram do tipo estática com carregamento lento, obedecendo às prescrições da NBR 6122/96 e NBR 12131/91. A estaca C foi submetida a esforço de tração axial. As estacas B e F foram submetidas a esforço de compressão axial, sendo que, na estaca B, foram realizadas duas provas de carga, com intervalo de 21 dias. As provas de carga foram realizadas pela Nacon Engenharia. A Tabela 3.4 apresenta um resumo das provas de carga realizadas.

#### **3.7.1 Composição do Sistema de Carga**

O sistema de carga foi composto por:

- a) macaco hidráulico;
- b) célula de carga;
- c) vigas de reação;
- d) tirantes de aço.

O macaco hidráulico empregado tem acionamento manual e a célula de carga é elétrica, com sensor tipo “Strain Gage”.

O sistema de carga teve como reação uma viga metálica apoiada em estacas ou presa por barras Diwidag. As estacas empregadas como reação pertencem ao mesmo bloco da estaca ensaiada. Para complementar a reação foi cravada uma estaca adicional, externa ao bloco, mais de mesmas características.

#### **3.7.2 Dispositivos de Medidas dos Deslocamentos**

Os deslocamentos do topo das estacas foram medidos com deflectômetros com

sensibilidade para centésimos de milímetros e curso para medir até 50 mm. Estes dispositivos foram apoiados em vigas de madeira presas em estacas também de madeira, cravadas no solo fora da área influenciada pelos movimentos da estaca com a aplicação da carga. Os deflectômetros em número de quatro, foram dispostos em forma cruzada de tal modo que a média dos seus deslocamentos representa o deslocamento do centro do topo da estaca. As pontas das hastes dos deflectômetros foram assentes sobre pequenas placas metálicas, fixas no topo da estaca. Não foram montados dispositivos para medidas dos deslocamentos horizontais.

### **3.7.3 Execução das Provas de Carga**

Após o pré-ajuste dos dispositivos de aplicação da carga e dos instrumentos de medidas dos deslocamentos, procedeu-se o ensaio conforme a NBR 12131/91 – Estacas – Prova de Carga Estática e NBR 6122/96 – Projeto e Execução de Fundações. As provas de carga foram executadas com carregamento lento.

Primeiramente, com base nas informações sobre a estaca, estimou-se a carga máxima de ensaio, para então, dividi-la em incrementos correspondentes ao mínimo de 10 (dez) estágios, conforme especifica a Norma Brasileira. Para definir a curva de descarga, adotou-se 04 (quatro) estágios de descarregamento.

### **3.8 Apresentação dos Resultados das Provas de Carga**

A prova de carga realizada na estaca C tem seus resultados apresentados na Tabela 3.5. A curva carga-deslocamento desta prova de carga está na Figura 3.9. Como pode-se verificar na Tabela 3.5 e na Figura 3.9, esta prova de carga foi interrompida com uma carga de tração de 155 kN, quando o sistema atingiu a capacidade de carga da estaca ensaiada.

Tabela 3.5 – Resultados médios finais da prova de carga na estaca C.

Estágio	Data	Período (horas)	Tempo (min)	Carga (kN)	Deslocamento Vertical Médio (mm)
1°	11/04/00	14:10 às 16:10	120	25	0,19
2°	11/04/00	16:14 às 17:14	60	50	0,39
3°	11/04/00	17:34 às 19:34	120	75	1,04
4°	11/04/00	19:35 às 20:35	60	100	2,43
5°	11/04/00	20:42 às 21:42	60	125	5,09
6°	11/04/00	21:48 às 22:48	60	150	15,44
7°	11/04/00	22:55 às 22:55	0	155	25,79
8°	12/04/00	00:00 às 00:00	0	150	25,74
9°	12/04/00	00:03 às 00:33	30	100	24,94
10°	12/04/00	00:35 às 00:50	15	50	24,58
11°	12/04/00	01:13 às 01:43	30	0	22,83

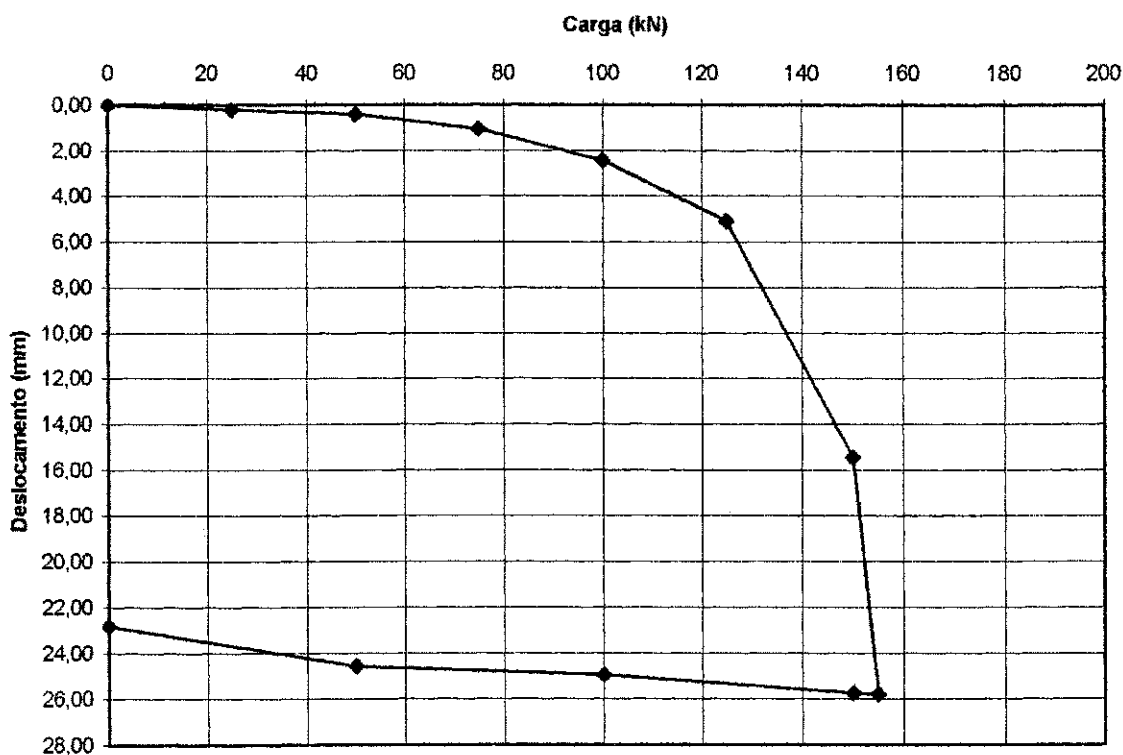


Figura 3.9 – Curva carga-deslocamento da prova de carga na estaca C.

A primeira prova de carga, à compressão realizada na estaca B, tem seus resultados apresentados na Tabela 3.6. A curva carga-racalque deste ensaio pode ser vista na Figura

3.10. A máxima carga alcançada nesta prova de carga foi de 242 kN. Esta carga foi mantida por mais de 3 horas e originou deslocamento da ordem de 30 mm. A carga de ruptura provavelmente está próxima deste valor.

Tabela 3.6 – Resultados médios finais da primeira prova de carga na estaca B.

Estágio	Data	Período (horas)	Tempo (min)	Carga (kN)	Deslocamento Vertical Médio (mm)
1°	20/04/00	16:37 às 17:07	30	40	0,34
2°	20/04/00	17:10 às 17:40	30	80	0,82
3°	20/04/00	17:42 às 18:12	30	120	1,33
4°	20/04/00	18:15 às 18:45	30	160	1,84
5°	20/04/00	18:50 às 21:50	180	200	4,18
6°	20/04/00 21/04/00	21:56 às 01:11	195	242	32,33
7°	21/04/00	10:51 às 11:06	15	150	31,47
8°	21/04/00	11:20 às 11:35	15	100	30,40
9°	21/04/00	12:00 às 12:15	15	50	30,12
10°	21/04/00	13:00 às 13:15	15	0	29,11

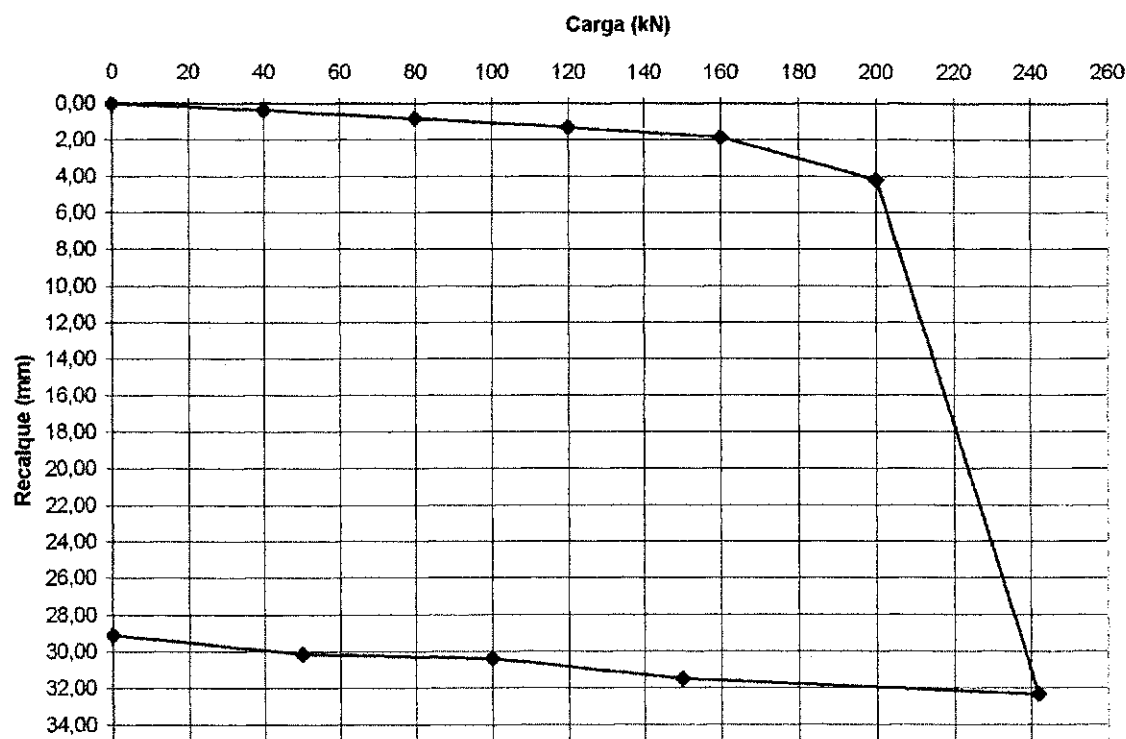


Figura 3.10 – Curva carga-recalque da primeira prova de carga na estaca B.



Os resultados da segunda prova de carga à compressão realizada na estaca B podem ser vistas na Tabela 3.7. A curva carga-recalque deste ensaio está na Figura 3.11. A máxima carga aplicada neste ensaio foi de 247 kN. Este valor foi mantido por pouco ou nenhum tempo. Entretanto, o deslocamento no momento da paralisação da prova de carga era da ordem de 10 mm . Este valor é 4 vezes superior ao valor final do deslocamento alcançado no estágio anterior. O intervalo entre as duas provas de carga foi de 21 dias.

Tabela 3.7 – Resultados médios finais da segunda prova de carga na estaca B.

Estágio	Data	Período (horas)	Tempo (min)	Carga (kN)	Deslocamento Vertical Médio (mm)
1°	12/05/00	15:15 às 15:45	30	50	0,43
2°	12/05/00	15:48 às 16:18	30	100	0,01
3°	12/05/00	16:21 às 18:21	120	150	1,85
4°	12/05/00	18:25 às 20:25	120	200	2,66
5°	12/05/00	20:31 às 20:31	0	247	10,61
6°	12/05/00	20:45 às 21:15	30	170	10,42
7°	12/05/00	21:15 às 21:30	15	115	9,52
8°	12/05/00	21:40 às 21:55	15	0	8,24

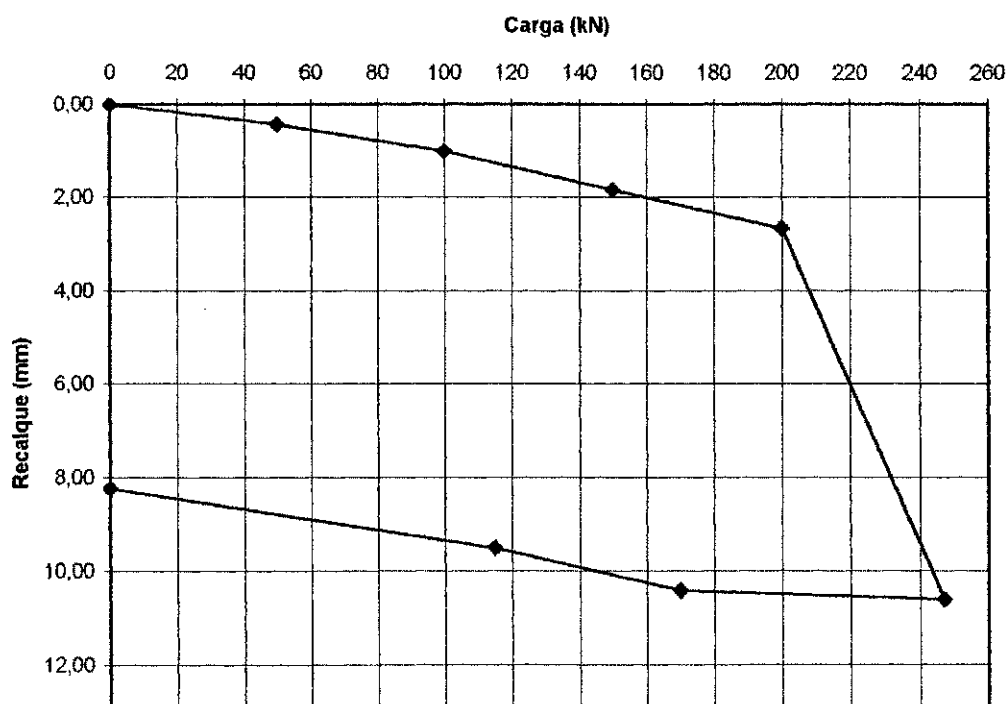


Figura 3.11 – Curva carga-recalque da segunda prova de carga na estaca B.

A Tabela 3.8 mostra os resultados da prova de carga à compressão conduzida na estaca F. A curva carga-recalque desta estaca pode ser vista na Figura 3.12. O máximo valor de carga aplicado neste ensaio é de 340 kN. Esta carga conduziu a um recalque da ordem de 14 mm. Entretanto, este estágio foi mantido apenas por 30 min. Esta prova de carga foi interrompida prematuramente por problemas operacionais.

Tabela 3.8 – Resultados médios finais da prova de carga na estaca F.

Estágio	Data	Período (horas)	Tempo (min)	Carga (kN)	Deslocamento Vertical Médio (mm)
1°	16/05/00	21:50 às 22:20	30	34	0,18
2°	16/05/00	22:25 às 22:55	30	68	0,43
3°	16/05/00	23:00 às 23:30	30	102	0,80
4°	16/05/00 17/05/00	23:35 às 01:35	120	136	1,46
5°	17/05/00	01:35 às 03:35	120	170	2,22
6°	17/05/00	03:40 às 05:40	120	204	3,06
7°	17/05/00	05:45 às 11:45	360	238	4,06
8°	17/05/00	11:50 às 21:50	600	272	5,68
9°	17/05/00 18/05/00	21:55 às 01:55	240	306	8,32
10°	18/05/00	02:00 às 02:30	30	340	13,55
11°	18/05/00	02:40 às 03:10	30	255	12,92
12°	18/05/00	03:15 às 03:45	30	170	12,53
13°	18/05/00	03:50 às 04:20	30	85	11,63
14°	18/05/00	04:25 às 05:55	90	0	10,00

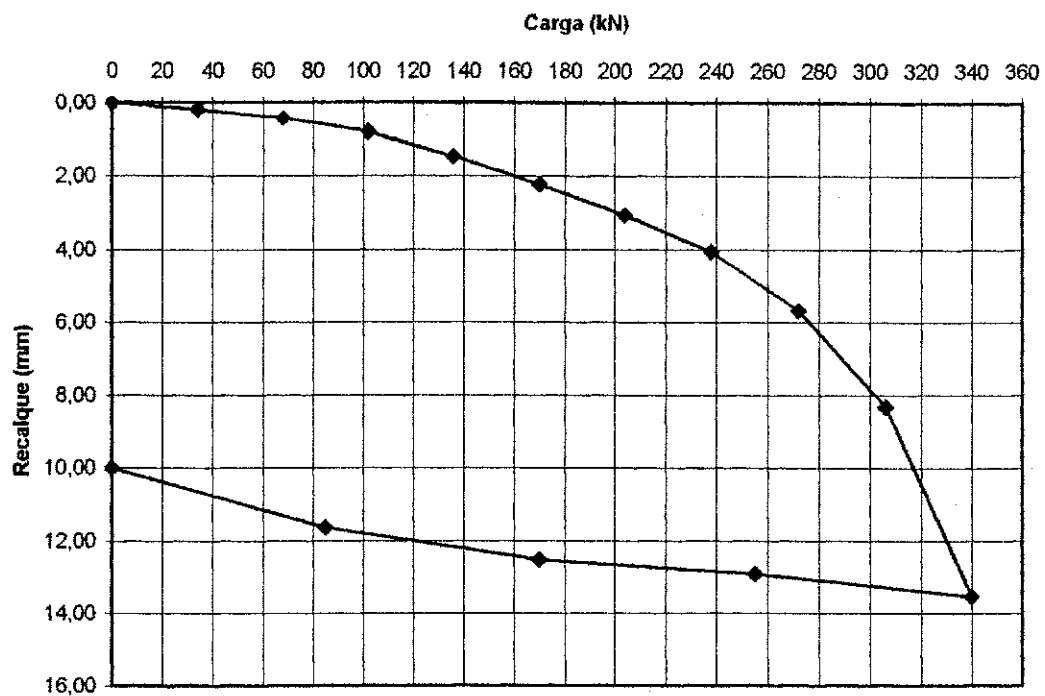


Figura 3.12 – Curva carga-recalque da prova de carga na estaca F.

## CAPÍTULO 4

### ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

#### 4.1 Carga de Ruptura das Provas de Carga

A extrapolação das curvas carga deslocamento é empregada sempre que se deseja conhecer a carga de ruptura de uma estaca cuja prova de carga foi interrompida prematuramente. Os métodos mais conhecidos para realizar esta extrapolação são de Mazurkiewicz (1972) e Van der Veen (1953).

Em essência estes métodos são equivalentes. Em ambos os casos trata-se de ajustar uma curva teórica à curva obtida do ensaio. No método Mazurkiewicz aplica-se um procedimento gráfico para a extensão da curva até que ela esteja assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura. No método de Van der Veen (1953) aplica-se um procedimento analítico para verificar qual o valor de carga corresponde àquele onde a curva se torna também assintótica a uma reta vertical que caracteriza a carga de ruptura.

A aplicação destes métodos é prática corrente na geotecnia. Entretanto, Massad (1994) adverte que só é possível aplicar procedimentos de extrapolação quando a curva já está definida. Este é o caso da estaca F, cuja curva carga-recalque foi apresentada na Figura 3.12.

Para aplicação do método de Van der Veen (1953) na estaca F foram escolhidos, inicialmente, os valores de 345 kN, 347 kN, 349 kN e 351 kN. Estes números foram escolhidos entre os mais prováveis, considerando que a estaca chegou próximo à ruptura. A aplicação da Equação (2.3) permitiu adotar o valor de 349 kN como o mais representativo da ruptura da estaca F.

As estacas B e C tiveram suas cargas de ruptura definidas diretamente da prova de carga. A Tabela 4.1 mostra um resumo das capacidades de carga das estacas.

Tabela 4.1 – Capacidade de carga das estacas ensaiadas a partir da prova de carga.

Estaca	$Q_u$ (kN)
B (1)	242
B (2)	247
C	155
F	349

#### 4.2 Estimativa da Capacidade de Carga pelo Método Aoki-Velloso (1975)

Da aplicação do método Aoki-Velloso (1975), conforme o item 2.2.1, utilizando-se os dados da sondagem à percussão mais próxima, resultam, nos seguintes valores, para as diversas estacas:

##### a) Estaca B

$$h = 12,00 \text{ m}$$

$$F_1 = 1,75$$

$$F_2 = 3,50$$

Sondagem SP-06

Tabela 4.2 – Dados relativos ao solo na sondagem SP-06.

Camada	Tipo de solo	k (MPa)	$\alpha$ (%)
0,00 a 3,51 m	Areia	1,00	1,4
3,51 a 6,46 m	Areia Argilosa	0,60	3,0
6,46 a 10,35 m	Areia Siltosa	0,80	2,0
10,35 a 14,77 m	Areia Argilosa	0,60	3,0

$$Q_1 = 269,4 \text{ kN}$$

$$Q_p = 124,8 \text{ kN}$$

$$Q_u = 394,2 \text{ kN}$$

Sondagem SP-E-01

Tabela 4.3 – Dados relativos ao solo na sondagem SP-E-01.

Camada	Tipo de solo	k (MPa)	$\alpha$ (%)
0,00 a 4,60 m	Areia Siltosa	0,80	2,0
4,60 a 12,00 m	Areia Argilo Siltosa	0,50	2,8
12,00 a 14,00 m	Argila Siltosa	0,22	4,0

$$Q_1 = 224,2 \text{ kN}$$

$$Q_p = 54,5 \text{ kN}$$

$$Q_u = 278,7 \text{ kN}$$

## b) Estaca C

$$h = 9,50 \text{ m}$$

$$F_1 = 1,75$$

$$F_2 = 3,50$$

Sondagem SP-13

Tabela 4.4 – Dados relativos ao solo na sondagem SP-13.

Camada	Tipo de solo	k (MPa)	$\alpha$ (%)
0,00 a 5,10 m	Areia	1,00	1,4
5,10 a 6,00 m	Areia Argilosa	0,60	3,0
6,00 a 7,95 m	Areia Siltosa	0,80	2,0
7,95 a 8,24 m	Areia Argilosa	0,60	3,0
8,24 a 11,10 m	Areia Siltosa	0,80	2,0

$$Q_1 = 222,2 \text{ kN}$$

$$Q_p = 369,9 \text{ kN}$$

$$Q_u = 592,1 \text{ kN}$$

## c) Estaca F

$$h = 10,50 \text{ m}$$

$$F_1 = 1,75$$

$$F_2 = 3,50$$

Sondagem SP-09

Tabela 4.5 – Dados relativos ao solo na sondagem SP-09.

Camada	Tipo de solo	k (MPa)	$\alpha$ (%)
0,00 a 6,95 m	Areia Fina	1,00	1,4
6,95 a 8,38 m	Areia Fina Siltosa	0,80	2,0
8,38 a 10,00 m	Areia Fina	1,00	1,4
10,00 a 12,45 m	Areia Fina Argilosa	0,60	3,0

$$Q_1 = 223,6 \text{ kN}$$

$$Q_p = 193,2 \text{ kN}$$

$$Q_u = 416,8 \text{ kN}$$

A Tabela 4.6 apresenta um resumo dos resultados da aplicação do método Aoki-Velloso (1975). Os valores de carga última à compressão variam de 279 a 592 kN. Considerando-se as estimativas pela primeira campanha de furos do SPT as variações são menores.

Tabela 4.6 – Valores de capacidade de carga prevista pelo método Aoki-Velloso (1975).

Estaca	Sondagem	$Q_u$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$Q_1$ (kN)
B	SP-06	394,2	124,8	269,4
	SP-E-01	278,7	54,5	224,2
C	SP-13	592,1	369,9	222,2
F	SP-09	416,8	193,2	223,6

Comparando-se os valores das Tabelas 4.1 e 4.6 verifica-se que os valores de capacidade de carga medidas nas provas de carga são menores que o previsto pelo método Aoki-Velloso (1975). Nas estacas à compressão esta diferença varia de 12 a 20 %. Na estaca B o valor previsto que mais se aproxima do valor medido é aquele utilizado para comparação, ou seja, obtido com os dados da sondagem SP-E-01. Esta divergência se deve provavelmente à diferença na classificação do solo, de uma sondagem para a outra, já que os valores dos  $N_{SPT}$  são próximos até a profundidade de 12 m, o que coincide com a ponta da estaca.

A resistência a tração obtida na prova de carga é menor que aquela prevista pelo método Aoki-Velloso (1975). Isto é, o valor medido representa 70 % do valor previsto. Esta diferença pode ser explicada pelo fato de que o método considerou a estaca como solicitada à compressão. É de se notar que McClelland (1972), *apud* Orlando e Maffei (2000), sugere no caso de solos arenosos ou com parcela significativa do atrito em sua resistência, que se adote

para o atrito lateral na tração, o valor correspondente a 70 % daquele verificado quando a estaca é solicitada à compressão.

#### 4.3 Estimativa da Capacidade de Carga pelo Método Décourt-Quaresma (1978)

Da aplicação do método Décourt-Quaresma (1978), conforme o Item 2.2.2, utilizando-se os coeficientes extraídos da Tabela 2.3, e os valores do  $N_{SPT}$  da sondagem à percussão, mais próxima, resultam nos seguintes valores, para as diversas estacas:

##### a) Estaca B

###### Sondagem SP-06

Solo no nível da ponta da estaca: Areia fina argilosa

$$\bar{N}_1 = 7,06$$

$$\bar{N}_p = 14,80$$

$$C = 400 \text{ kPa} \quad (\text{Fator característico do solo})$$

$$Q_1 = 273,6 \text{ kN}$$

$$Q_p = 170,7 \text{ kN}$$

$$Q_u = 444,3 \text{ kN}$$

###### Sondagem SP-E-01

Solo no nível da ponta da estaca: Argilosa Siltosa

$$\bar{N}_1 = 7,08$$

$$\bar{N}_p = 11,30$$

$$C = 120 \text{ kPa} \quad (\text{Fator característico do solo})$$



$$Q_1 = 274,3 \text{ kN}$$

$$Q_p = 39,3 \text{ kN}$$

$$Q_u = 313,6 \text{ kN}$$

b) Estaca C

Sondagem SP-13

Solo no nível da ponta da estaca: Areia fina Siltosa

$$\bar{N}_1 = 6,80$$

$$\bar{N}_p = 22,47$$

$$C = 400 \text{ kPa} \quad (\text{Fator característico do solo})$$

$$Q_1 = 211,0 \text{ kN}$$

$$Q_p = 259,7 \text{ kN}$$

$$Q_u = 470,7 \text{ kN}$$

c) Estaca F

Sondagem SP-09

Solo no nível da ponta da estaca: Areia fina argilosa

$$\bar{N}_1 = 6,84$$

$$\bar{N}_p = 20,00$$

$$C = 400 \text{ kPa} \quad (\text{Fator característico do solo})$$

$$Q_1 = 234,2 \text{ kN}$$

$$Q_p = 231,2 \text{ kN}$$

$$Q_u = 465,4 \text{ kN}$$

A Tabela 4.7 apresenta um resumo dos resultados da aplicação do método Décourt-Quaresma (1978). Os valores de carga última à compressão variam de 314 kN a 471 kN. Considerando-se as estimativas pelos furos do SPT da primeira Campanha, as variações são menores.

Tabela 4.7 – Valores de capacidade de carga prevista pelo método Décourt-Quaresma (1978).

Estaca	Sondagem	$Q_u$ (kN)	$Q_p$ (kN)	$Q_i$ (kN)
B	SP-06	444,3	170,7	273,6
	SP-E-01	313,6	39,3	274,3
C	SP-13	470,7	259,7	211,0
F	SP-09	465,4	231,2	234,2

#### 4.4 Previsão da Capacidade de Carga por Métodos Dinâmicos

As previsões da capacidade de carga por métodos dinâmicos, para as diversas estacas, foram feitas com base nos gráficos de cravação, donde foram extraídas as negas aplicadas nas fórmulas. Para uso destas fórmulas considera-se que o peso do martelo é de 17,3 kN. A altura de queda média do martelo, fornecida pela empresa responsável pela cravação é de 0,40 m.

O uso de fórmulas dinâmicas é geralmente feito para obtenção da nega de cravação. Estes métodos são empíricos e usualmente não são considerados na previsão da capacidade de carga. Entretanto, para fins de verificação do nível de ajuste destes métodos, algumas fórmulas são empregadas aqui.

##### 4.4.1 Fórmula de Sanders

Da aplicação da fórmula de Sanders, conforme o Item 2.4.1, resultam os seguintes valores, para as diversas estacas:

a) Estaca B

$$Q_u = 1.163,0 \text{ kN}$$

b) Estaca C

$$Q_u = 1.246,8 \text{ kN}$$

c) Estaca F

$$Q_u = 2.353,7 \text{ kN}$$

#### 4.4.2 Fórmula de Wellington

Da aplicação da fórmula de Wellington, conforme o Item 2.4.2, resultam os seguintes valores, para as diversas estacas:

a) Estaca B

$$Q_u = 220,7 \text{ kN}$$

b) Estaca C

$$Q_u = 223,6 \text{ kN}$$

c) Estaca F

$$Q_u = 244,2 \text{ kN}$$

#### 4.4.3 Fórmula dos Holandeses

Da aplicação da fórmula dos Holandeses, conforme o Item 2.4.3, resultam os seguintes valores, para as diversas estacas:

a) Estaca B

$$Q_u = 772,1 \text{ kN}$$

b) Estaca C

$$Q_u = 890,1 \text{ kN}$$

c) Estaca F

$$Q_u = 1.631,1 \text{ kN}$$

#### 4.4.4 Fórmula de Jambu

Da aplicação da fórmula de Jambu, conforme o Item 2.4.4, resultam os seguintes valores, para as diversas estacas:

a) Estaca B

$$Q_u = 437,2 \text{ kN}$$

b) Estaca C

$$Q_u = 487,7 \text{ kN}$$

c) Estaca F

$$Q_u = 587,7 \text{ kN}$$

#### 4.4.5 Fórmula dos Dinamarqueses

Da aplicação da fórmula dos Dinamarqueses, conforme o Item 2.4.5, resultam nos seguintes valores, para as diversas estacas:

a) Estaca B

$$Q_u = 394,1 \text{ kN}$$

b) Estaca C

$$Q_u = 432,8 \text{ kN}$$

c) Estaca F

$$Q_u = 545,9 \text{ kN}$$

#### 4.4.6 Fórmula de Brix

Da aplicação da fórmula de Brix, conforme o Item 2.4.6, resultam os seguintes valores, para as diversas estacas:

a) Estaca B

$$Q_u = 259,5 \text{ kN}$$

b) Estaca C

$$Q_u = 254,7 \text{ kN}$$

c) Estaca F

$$Q_u = 500,8 \text{ kN}$$

A Tabela 4.8 mostra os valores de capacidade de carga previstas pelas fórmulas dinâmicas. Estes valores variam entre 221 kN a 2.354 kN. Apesar da grande discrepância de valores as diferenças estão mais acentuadas entre algumas fórmulas, como as de Sanders e de Wellington.

Tabela 4.8 - Previsão de capacidade de carga pelas fórmulas dinâmicas ( $Q_u$  em kN).

Estaca	Sanders	Wellington	Holandeses	Jambu	Dinamarqueses	Brix
B	1.163,0	220,7	172,1	437,2	394,1	259,5
C	1.246,8	223,6	890,1	487,7	432,8	254,7
F	2.353,7	244,2	1.631,1	587,7	545,9	500,8

A comparação destes resultados com os valores medidos na prova de carga mostra que a fórmula de Wellington esta a favor da segurança. Isto é, os valores previstos por esta fórmula são entre 10 % e 30 % menores que os valores medidos. A fórmula dos Dinamarqueses produziu um valor previsto contra a segurança, dentre as outras, o mais próximo ao da fórmula de Brix. Os valores previstos pela fórmula dos Dinamarqueses são entre 56 % e 61 % maiores que os valores medidos.

A fórmula de Brix produziu o valor previsto, contra a segurança, com menor fator de risco. Os valores previstos são maiores que os medidos entre 6 % e 43 %.

## 4.5 Resumo dos Resultados

### 4.5.1 Estaca B

Os valores de capacidade de carga da estaca B medidos e previstos pelos diversos métodos são apresentados na Tabela 4.9. Nesta tabela também é apresentada a carga de ruptura convencional, segundo a NBR 6122/96. Considerando-se estes valores de capacidade de carga pode-se observar que:

- Os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) estão contra a segurança;

- Das fórmulas dinâmicas a de Wellington é a única que está a favor da segurança;

- A carga de ruptura no primeiro carregamento, 242 kN, é confirmada pelo segundo carregamento, 247 kN;

- Dos métodos semi-empíricos, o de Aoki-Velloso (1975), aplicado à sondagem SP-E-01, é o que mais converge para o resultado da prova de carga, com capacidade de carga prevista em 278,7 kN.

- O método Décourt Quaresma (1978) conduz a resultado sensivelmente superior, 313,6 kN;

- Da aplicação das fórmulas dinâmicas, tendo como comparação as cargas últimas, o resultado que mais se aproxima do obtido pela prova de carga, 244,5 kN, é o obtido pela fórmula de Brix, 259,5 kN, seguido do resultado obtido pela fórmula dos Wellington, 220,7 kN.

Tabela 4.9 – Valores calculados – estaca B.

Meio de obtenção	Sondagem	Q <sub>l</sub> (kN)	Q <sub>p</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)	$\frac{Q_{u_{PC}} - Q_u}{Q_{u_{PC}}}$ (%)
Prova de Carga à Compressão (média entre a 1ª e 2ª prova)	-	-	-	244,5	-
Método Aoki-Velloso (1975)	SP-06	269,4	124,8	394,2	61
	SP-E-01	224,2	54,5	278,7	14
Método Decourt-Quaresma (1978)	SP-06	273,6	170,7	444,3	82
	SP-E-01	274,3	39,3	313,6	28
Fórmula de Sanders	-	-	-	1.163,0	376
Fórmula de Wellington	-	-	-	220,7	(-) 10
Fórmula dos Holandeses	-	-	-	772,1	216
Fórmula de Jambu	-	-	-	437,2	79
Fórmula dos Dinamarqueses	-	-	-	394,1	61
Fórmula de Brix	-	-	-	259,5	6
Ruptura convencional conforme a NBR 6122/96 – 1ª prova				215,0	(-) 12
Ruptura convencional conforme a NBR 6122/96 – 2ª prova				243,0	(-) 1

A Figura 4.1 faz uma comparação entre os valores de capacidade de carga medido e previstos. Nesta Figura as colunas que estão acima da linha do valor medido indicam os métodos contra a segurança.

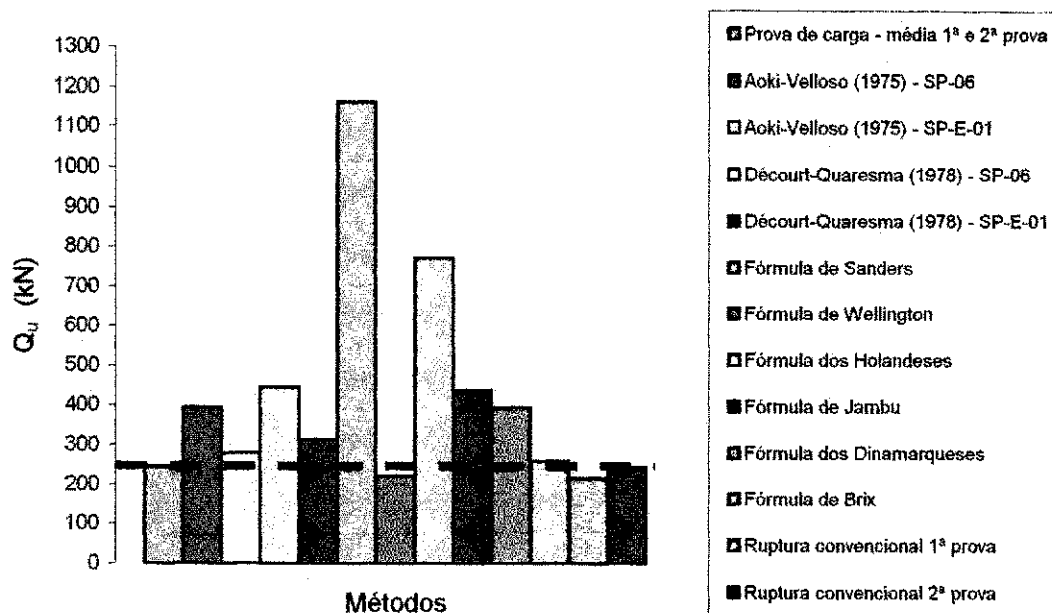


Figura 4.1 – Comparação entre os valores de capacidade de carga medidos e previstos – estaca B

#### 4.5.2 Estaca C

Os valores de capacidade de carga da estaca C medidos e previstos pelos diversos métodos são apresentados na Tabela 4.10. Considerando-se estes valores de capacidade de carga pode-se observar que:

- A carga de ruptura à tração 155 kN, representa 70 % da parcela de resistência lateral prevista pelo método Aoki-Velloso (1975), 222,2 kN. Em relação à parcela de resistência lateral prevista pelo método Décourt Quaresma (1978), 211,0 kN, o percentual é da ordem de 73 %. Considerando que McClelland (1972), *apud* Orlando e Maffei (2000), sugere que se adote a resistência lateral na tração igual a 70 % da resistência lateral na compressão, pode-se dizer que os dois métodos aplicados se mostram adequados para a previsão da resistência lateral no levantamento.



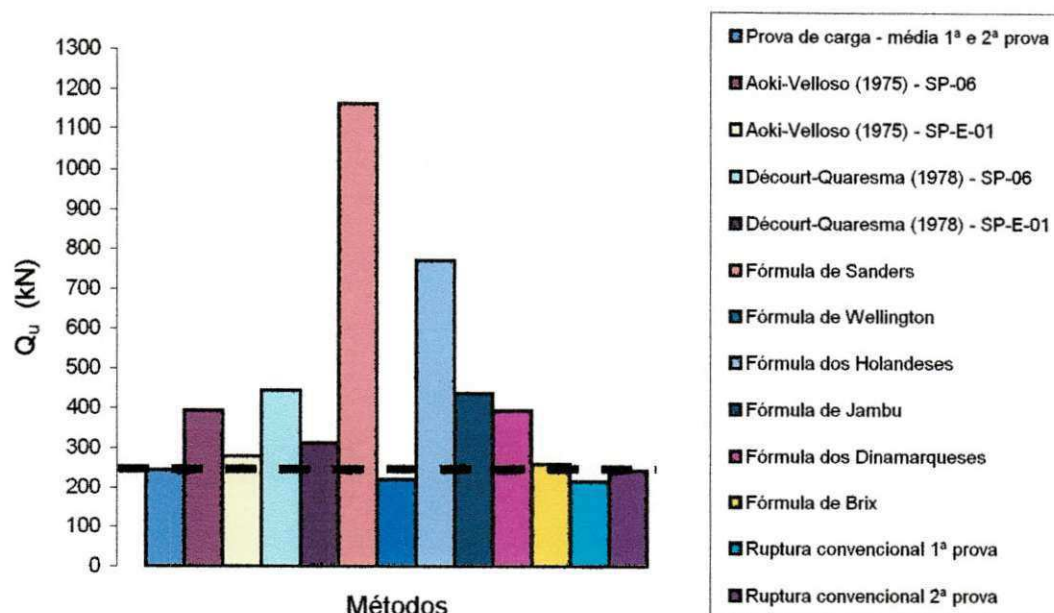


Figura 4.1 – Comparação entre os valores de capacidade de carga medidos e previstos – estaca B

#### 4.5.2 Estaca C

Os valores de capacidade de carga da estaca C medidos e previstos pelos diversos métodos são apresentados na Tabela 4.10. Considerando-se estes valores de capacidade de carga pode-se observar que:

- A carga de ruptura à tração 155 kN, representa 70 % da parcela de resistência lateral prevista pelo método Aoki-Velloso (1975), 222,2 kN. Em relação à parcela de resistência lateral prevista pelo método Décourt Quaresma (1978), 211,0 kN, o percentual é da ordem de 73 %. Considerando que McClelland (1972), *apud* Orlando e Maffei (2000), sugere que se adote a resistência lateral na tração igual a 70 % da resistência lateral na compressão, pode-se dizer que os dois métodos aplicados se mostram adequados para a previsão da resistência lateral no levantamento.

Tabela 4.10 – Valores calculados – estaca C.

Meio de obtenção	Sondagem	Q <sub>l</sub> (kN)	Q <sub>p</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)	$\frac{Q_{u_{PC}} - Q_u}{Q_{u_{PC}}}$ (%)
Prova de Carga à Tração	-	-	-	155,0	-
Método Aoki-Velloso (1975)	SP-13	222,2	-	222,2	43
Método Décourt-Quaresma (1978)	SP-13	211,0	-	211,0	36

A Figura 4.2 faz uma comparação entre o valor da capacidade de carga à tração medido e os valores da resistência lateral à compressão previstos pelos métodos semi-empíricos. Nesta Figura as colunas que estão acima da linha do valor medido indicam os métodos cujos valores da resistência lateral à compressão são maiores que o valor medido na tração.

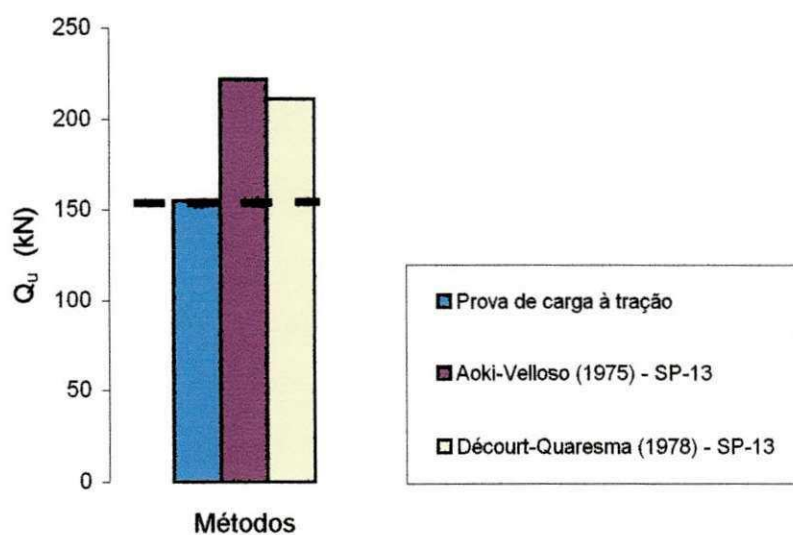


Figura 4.2 – Comparação entre os valores de capacidade de carga medidos e previstos – estaca C

### 4.5.3 Estaca F

Os valores de capacidade de carga da estaca F medidos e previstos pelos diversos métodos são apresentados na Tabela 4.11. Nesta tabela também é apresentada a carga de ruptura convencional, segundo a NBR 6122/96. Considerando-se estes valores de capacidade de carga pode-se observar que:

- A carga de ruptura extrapolada pelo método Van der Veen (1953), 349 kN, está próxima da carga máxima aplicada na estaca que é de 340 kN. A carga de ruptura convencional, com base na NBR 6122/96 é de 325 kN;

- Dos métodos semi-empíricos, o de Aoki-Velloso (1975), é o que mais converge para o resultado da prova de carga, com a capacidade de carga prevista em 416,8 kN, porém, contra a segurança. O método Décourt Quaresma (1978), conduz a resultado sensivelmente superior, 465,4 kN, também contra a segurança;

- Das fórmulas dinâmicas a de Wellington é a única que está a favor da segurança;

- Da aplicação das fórmulas dinâmicas, tendo como comparação as cargas últimas, o resultado que mais se aproxima do obtido pela prova de carga, 349,0 kN, é o obtido pela fórmula dos Brix, 500,8 kN, seguido do resultado obtido pela fórmula dos Dinamarqueses, 545,9 kN.

Tabela 4.11 – Valores calculados – estaca F.

Meio de obtenção	Sondagem	Q <sub>l</sub> (kN)	Q <sub>p</sub> (kN)	Q <sub>u</sub> (kN)	$\frac{Q_{u_{PC}} - Q_u}{Q_{u_{PC}}}$ (%)
Prova de Carga à Compressão Van der Veen (1953)	-	-	-	349,0	-
Método Aoki-Velloso (1975)	SP-09	223,6	193,2	416,8	19
Método Décourt-Quaresma (1978)	SP-09	234,2	231,2	465,4	33
Fórmula de Sanders	-	-	-	2353,7	574
Fórmula de Wellington	-	-	-	244,2	(-) 30
Fórmula dos Holandeses	-	-	-	1631,1	367
Fórmula de Jambu	-	-	-	587,7	68
Fórmula dos Dinamarqueses	-	-	-	545,9	56
Fórmula de Brix	-	-	-	500,8	43
Ruptura Convencional conforme a NBR 6122/96				325,0	(-) 7

A Figura 4.3 faz uma comparação entre os valores de capacidade de carga medido e previstos. Nesta Figura as colunas que estão acima da linha do valor medido indicam os métodos contra a segurança.

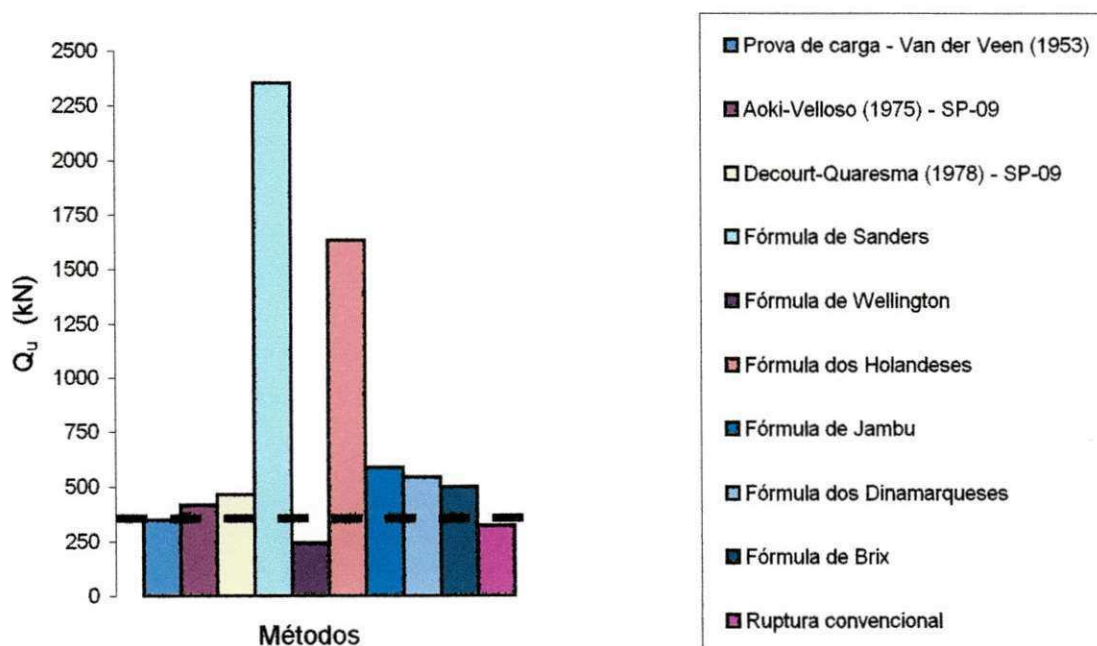


Figura 4.3 – Comparação entre os valores de capacidade de carga medidos e previstos – estaca F.

#### 4.6 Análise da Curva Carga-recalque

Nesta sessão será analisada a curva carga-recalque da prova de carga conduzida na estaca F. Para realizar esta análise será aplicado o modelo de Massad (1993). O desenvolvimento matemático completo desta sessão está no Apêndice. Este modelo considera que a forma da curva pode trazer informações sobre a mobilização do atrito lateral e da carga de ponta.

O modelo de Massad (1993) é baseado na hipótese da curva carga-recalque se ajustar a uma parábola. Nestas condições são aplicadas as relações de Cambefort (1964).

Na aplicação do modelo de Massad (1993), considerando o perfil do solo e a distribuição dos  $N_{SPT}$ , a estaca é tratada como: estaca em compressão axial, que atravessa camada de solo relativamente homogênea, com  $h_1 = 8,00$  m, e fica embutida em camada profunda, mais resistente, também relativamente homogênea, com  $h_2 = 2,50$  m. A parábola ajustada neste caso tem a seguinte equação:  $y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$ .

Nesta análise adotou-se como módulo de elasticidade do material que constitui a estaca, o valor de  $25 \times 10^6$  kPa extraído da Tabela 14.3 – Valores Típicos de E, do livro Velloso – Lopes (2002).

A estaca F foi encontrada como sendo de ponta. O fato de a estaca ter sua capacidade de carga principalmente determinada pela resistência de ponta é típico de solos granulares. Este é o caso da estaca F. Portanto, esta primeira informação é compatível com o modelo físico verificado na prática de fundações.

A separação das parcelas que compõem a capacidade de carga proposta por Cambefort (1964) e Massad (1993) foi obtida. Segundo o modelo de Massad a resistência de ponta nesta estaca vale 227,9 kN. A resistência devida ao atrito lateral vale 121,1 kN.

Os valores do atrito lateral e resistência de ponta fornecida pela prova de carga interpretada pelo modelo de Massad (1993) foram comparados com as previsões feitas pelo método de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

Como pode ser visto na Figura 4.4, a resistência de ponta prevista pelo modelo de Massad (1993) é de 18 % maior que o valor previsto pelo método Aoki-Velloso (1975) e praticamente igual ao valor previsto pelo método Décourt-Quaresma (1978).



O atrito lateral previsto pelo modelo de Massad (1993) é 54 % do valor previsto pelo método Aoki-Velloso (1975) e 52 % do valor previsto pelo método Décourt-Quaresma (1978).

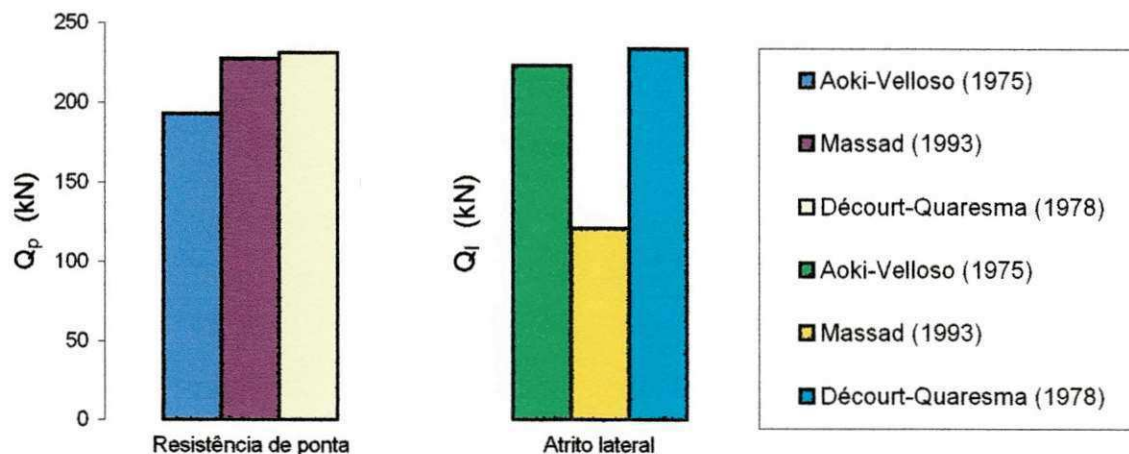


Figura 4.4 – Comparação das parcelas de resistência prevista nos diversos métodos/modelo - estaca F.

O atrito lateral unitário médio na estaca F previsto no modelo de Massad (1993) é de 11,53 kN/m. O atrito lateral unitário médio na estaca C é de 16,3 kN/m. Considerando-se que a estaca F é solicitada à compressão e a estaca C é solicitada à tração, pode-se dizer que, neste caso, o atrito lateral previsto através do modelo de Massad (1993) é menor que o medido. Isto é, divergente da proposição corrente em geotecnia que diz que o atrito na compressão e na tração tem uma relação de 0,7. De fato a diferença encontrada entre os dois é 30 %. Entretanto, o atrito lateral na compressão deveria ser maior que o atrito lateral na tração. Esta divergência se deve em parte pela diferença entre os perfis e entre os  $N_{SPT}$  dos furos SP-13, relacionado à estaca C e SP-09 relacionado à estaca F e em parte pela utilização da curva carga-recalque no descarregamento da estaca F, para o cálculo da sua resistência lateral, pelo modelo de Massad (1993), impondo-se as condições de solo relativamente homogêneo em toda a extensão da estaca, para aplicação das equações validas para o descarregamento.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

#### 5.1 Conclusões

- Os métodos semi-empíricos, Aoki-Velloso (1975) e Décourt Quaresma (1978), se mostram adequados para a previsão da capacidade de carga das estacas ensaiadas à compressão, podendo-se dizer ainda, que a carga de levantamento da estaca ensaiada à tração é da ordem de 70% do valor da resistência lateral prevista pelos referidos métodos;

- Das fórmulas dinâmicas aplicadas, a de Wellington, se mostra mais adequada para a previsão de capacidade de carga das estacas analisadas;

- A interpretação da curva carga-recalque da estaca analisada pelo modelo de Massad (1993), utilizando-se o descarregamento para a previsão do atrito lateral na ruptura, apresenta valor do atrito lateral unitário médio, da ordem de 30 % menor que o medido na prova de carga à tração.

#### 5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

- Verificar os métodos semi-empíricos para a previsão de capacidade de carga em estacas cravadas em outras obras da região, como possibilidade de alimentar bancos de dados;

- Aplicar fórmulas dinâmicas em outros trabalhos de fundação, em obras da região, a fim de ajustar o fator de segurança a ser empregado em cada fórmula;

- Aplicar o modelo de Massad (1993) em outros trabalhos de fundação, para separar o atrito lateral, comparando-o com valor medido em ensaio de arrancamento.



**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ALONSO, U.R. (1980). Correlações entre Resultados de Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica para a cidade de São Paulo. Solos e Rochas, v. 3, n. 3, p. 19 – 25.

AMARAL, A.B.T; AMARAL, J.C; CELLI, G.C.D; ANDREGHETONI, P.P; DANTAS, B. (2002). Sobre a Cravação de Estacas Pré-moldadas: Uma Correlação Estatística entre o Número de Golpes do Martelo por Metro e o Valor do NSPT da Sondagem a Percussão. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, São Paulo, Anais (CD-ROM).

AOKI, N. (1976). Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44p.

AOKI, N. (1985). Prática de Fundações em Estacas Pré-Moldadas em Terra. Palestra proferida no Curso “Pile Foundations for Offshore Structures”, COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 45p.

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

AOKI, N ; ALONSO, U.R. (1986). Provas de Carga em Estacas Pré-Fabricadas de Concreto Centrifugado. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, v.6, p. 287 – 295.

AOKI, N; VELLOSO, D.A. (1975) An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. In: V PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Buenos Aires, V.1, p.367 – 376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996). NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 33 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). NBR 7250 – Identificação e Descrição de Amostras de Solo Obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. Rio de Janeiro, 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). NBR 12131 – Estacas: Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro, 4 p.

BAGUELIN, F. & VENON, V.P. (1971) “Influence de la Compressibilité des Pieux sur la Mobilisations des Efforts Resistant”. In: Le Comportement des Sols Avant La Rupture. Bulletin des Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées. Numéro Especial. Paris, Mai.

BOWLES, J.E. (1988). Foundation analysis and design. 4<sup>th</sup> Ed. New York: McGraw-Hill Book Company.

BROMS, B.B. (1966). Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacith of Piles. Sols Soils, Paris, n. 18-19, p. 21-31.

CAMBEFORT, M (1964). “Essai sur le comportement en terrain homogéne des pieux.” Annales de l’ Institut du Batiment et des Travaux Public, n. 204, Decémbre.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. (1999). Carga Admissível em Fundações Profundas, Publicação EESC-USP, 1<sup>a</sup> Edição, São Carlos, SP

DANZIGER, B.R; VELLOSO, D.A. (1986). Correlações entre SPT e os Resultados dos Ensaio de Penetração Contínua. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, V. G, p. 103 – 113.

D’APPOLONIA, E. (1968), “Load Transfer – Pile Clusters,” Proc. Lecture Series on Foundation Engimeering, Northwestern Univ., pp. 93-152.

D'APPOLONIA, E, and J. P. ROMUALDI (1963), Load Transfer in End Bearing Steel H-Piles, JSMFD, ASCE, Vol. 89, SM2, pp. 1-26.

DÉCOURT, L. (1989) "Instrumented Bored Piles in Residual Soils". In: Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics. Published on the occasion of the XII ICSMFE. Rio de Janeiro, Brasil.

DÉCOURT, L. (1982). Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on Values of the SPT. In: 2 nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol 1, p. 29-34.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. (1978) Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. In: VI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Anais..., Rio de Janeiro, Vol I: 45-54.

GODOY, N.S. (1972). Fundações. Notas de Aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, 65 p.

GODOY, N.S. (1983). Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Resultados de Penetrômetro Estático. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, SP.

GOLOMBEK, S. (1985) – Debates – Tema I – Estacas escavadas. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, Vol. III, p. 73, São Paulo.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S. e BERNARDES, G. P. (1996) Ensaio de Carregamento Dinâmico, 1ª Edição Estacas Benaton, São Paulo.

MASSAD, F. (1986) "Notes on the Interpretation of Failure Load from Routine Pile Load Tests." Revista Solos e Rochas, V. 9 (1): 33 – 36.

MASSAD, F. (1991-a) "Análise da Transferência de Carga em Duas Estacas Instrumentadas, Quando Submetidas à Compressão Axial". II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II). Anais..., S. Paulo, Vol I: 235 – 244.

MASSAD, F. (1991-b) "Estacas Escavadas em Compressão Axial: Comportamento e Parâmetro Visando a Estimativa dos Recalques". II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II). Anais..., S. Paulo, Vol I: 255-264.

MASSAD, F. (1991-c) "Comportamento de Estacas Escavadas de Elevadas Compressibilidades". II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE II). Anais..., S. Paulo, Vol I: 245-254.

MASSAD, F. (1992) "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". Revistas Solos e Rochas Vol. 15(2): 103-115, S. Paulo.

MASSAD, F. (1993) "Sobre a Interpretação de Provas de Carga em Estacas, Considerando as Cargas Residuais na Ponta e a Reversão do Atrito Lateral. Parte II: Estacas Atravessando Camadas de Solo mais Fracas e Embutidas em Solo mais Resistentes". Revista Solos e Rochas, Vol 16(2): 93-112, S. Paulo.

MASSAD, F. (1994) "Considerações sobre a Forma da Curva Carga – Recalque de Estacas Solicitadas Axialmente". Aula Inaugural de 1993. Publicação 045/94, Escola de Engenharia de São Paulo, São Carlos, p. 5.

MAZURKIEWICZ, B. K. (1972). Test Loading of Piles According to Polish Regulations. Royal Sw. Acad. of Eng. Sciences, Stockholm, Conn. On Pile Research Report, n. 35, 20p.

McCLELLAND, B. Design and performance of deep foundations. In: Specialty Conference on performance of Earth and Earth Supported Structures, Indiana, 1972. Proceedings, ASCE, v.2, p.111-142.

MELLO, V.F.B. (1971). The Standard Penetration Teste, State-of-the-Art Report. In: IV PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Puerto Rico, V.1, p. 1-86.

MORETTO, O. (1972). Nota do tradutor, Mecanica de Suelos en la Ingenieria Practica, K. TERZAGHI & R. B. PECK, Editorial "El Ateneo" S.A., Buenos Aires, p. 526-528.

ORLANDO, C.; MAFFEI, C. E. M. (2000) Comparação entre a resistência de atrito lateral na tração e na compressão de estacas em areias, através de modelos físicos. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE IV). São Paulo, Anais 2, p. 150-160.

POTYONDY, J.G. (1961). Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials. Géotechnique, London, V. 11, n. 4, p. 339-353.

SADALLA NETO, S. F.; BERNARDES, G. P. e ALENCAR J. A. (1996) Análise da Capacidade de Carga de Estacas Injetadas – Comparação de Resultados Teóricos com os de Provas de Carga. In: 3º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo.

SANTOS, M.V.; FARRAN, K.A.A; HOENISCHI, J.C.B e TORTOSELLO, L.M. (1997, a). Diagnóstico Sócio-Econômico-Ecológico do Estado de Mato Grosso. Geomorfologia, Cuiabá, MT; SEPLAN.

SANTOS, M.V.; FARRAN, K.A.A; HOENISCHI, J.C.B e TORTOSELLO, L.M. (1997, b). Diagnóstico Sócio-Econômico-Ecológico do Estado de Mato Grosso. Geomorfologia, Cuiabá, MT; SEPLAN.

VAN DER VEEN, (1953). The Bearing Capacity of a Pile. In: III INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, ZURICH, V. 2, p. 84-90.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (2002). Fundações, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, v. 2, p. 197.

VELLOSO, P.P.C (1981). Fundações: Aspectos Geotécnicos, PUC – RJ, 3 ed., V. 3, p. 467-469.

VESIC. A.S. (1967). Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundation in Sand. In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATIONS, Duke University, USA, p. 53-68.

## APÊNDICE

Neste apêndice, é apresentado uma aplicação dos procedimentos para a obtenção das equações da curva carga-recalque teórica e dos elementos a ela relacionados, pelo modelo matemático de Massad (1993). Este modelo baseia-se na previsão dos recalques em estacas. Nesta sessão será empregado o modelo para a verificação do seu ajuste à prova de carga à compressão realizada na estaca F. Esta prova de carga foi escolhida, dentre as outras, por satisfazer às condições para a aplicação do modelo.

### A.1 Tipo de Tratamento Matemático para a Estaca e Comprimentos a Considerar

Analisando-se o perfil do solo, bem como a distribuição dos  $N_{SPT}$  com a profundidade, conclui-se que a estaca pode ser tratada como: estaca em compressão axial, que atravessa camada de solo relativamente homogêneo e fica embutida em camada profunda, mais resistente, também relativamente homogênea.

Da mesma forma, estimou-se em 8,00 m a espessura da camada mais fraca e 2,50 m o embutimento na camada mais resistente. Assim, tem-se para os comprimentos da estaca:  $h_1=8,00$  m e  $h_2=2,50$  m.

### A.2 Ajuste Parabólico

Para facilitar o ajuste, elaborou-se a Tabela A.1, com os pontos  $(P_0; y_0)$  obtidos nos diversos estágios da prova de carga.

No carregamento, o ponto (0; 0), chamou-se de estágio 0 e no descarregamento, o ponto (340 kN; 13, 55 mm), chamou-se de estágio 0 do descarregamento.

Tabela A.1 – Dados obtidos na prova de carga.

Estágios		Carga no Topo	Recalque no Topo
Carreg.	Descar.	$(P_0)$ (kN)	$(y_0)$ (mm)
0	-	0	0
1º	-	34	0,18
2º	-	68	0,43
3º	-	102	0,80
4º	-	136	1,46
5º	-	170	2,22
6º	-	204	3,06
7º	-	238	4,06
8º	-	272	5,68
9º	-	306	8,32
10º	0	340	13,55
	1º	255	12,92
	2º	170	12,53
	3º	85	11,63
	4º	0	10,00

Com a finalidade de verificar qual é o melhor ajuste parabólico para a curva carga-recalque, foram plotados num sistema de eixos cartesianos os pontos  $(P_0^2; y_0)$  dos estágios do carregamento. Da análise dos pontos plotados, verificou-se que os pontos em seqüência, que conduzem a um melhor alinhamento são os dos estágios 0 ao 8º. Analisando a curva carga-recalque verificou-se que os pontos dos estágios 0 ao 2º, estão aproximadamente alinhados. Desta forma, fez-se as regressões lineares pelo método dos mínimos quadrados, nos trechos com os pontos dos estágios 0 ao 8º, 1º ao 8º e 2º ao 8º, e verificou-se que elas tem o mesmo coeficiente angular. A regressão linear para o trecho entre os estágios 0 ao 8º é o que apresentou o maior coeficiente de determinação e o menor termo independente. Menor termo independente, significa maior valor para a medida da rigidez relativa solo-estaca, o que é importante para a verificação da aplicabilidade do Método da Parábola. Assim, o trecho entre os estágios 0 ao 8º é o mais adequado para o ajuste parabólico. Este ajuste é dado pela Equação (2.69).

O resultado da regressão consta na Tabela A.2, sendo  $C_1$  o termo independente,  $C_2$  o coeficiente angular da reta e  $R^2$  o coeficiente de determinação.



Tabela A.2 – Valores de  $C_1$ ,  $C_2$  e  $R^2$  do ajuste parabólico do carregamento.

Trechos entre Estágios	$C_1$ (mm)	$C_2$ $\left[ \frac{mm}{(KN)^2} \right]$	$R^2$
0 ao 8°	0,0475	$7,4 \times 10^{-5}$	0,9977

Assim, a equação pode ser escrita:

$$y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2 \quad (A.1)$$

### A.3 Medida da Rigidez Relativa Solo-estaca na Camada mais Fraca

Pela Equação (2.76), substituindo-se  $K$  por  $K_1$  e  $h$  por  $h_1$ , para a camada mais fraca, tem-se:

$$K_1 = \left( \frac{h_1}{2 ES} \right)^2 \cdot \frac{1}{C_1 C_2} \quad (A.2)$$

Adotando-se para o módulo de elasticidade do material que constitui a estaca, o valor de  $25 \times 10^6$  kPa, conforme Tabela 14.3 – Valores típicos de  $E$ , Velloso-Lopes (2002), tem-se:

$$K_1 = 8,72 \quad (A.3)$$

Portanto, enquadra-se no caso  $K_1 \geq 8$  da Tabela 2.9, isto é, estaca compressível ou “longa” e fica assegurado a existência da parábola associada ao trecho 3 – M, conforme Massad (1993).

#### A.4 Atrito Lateral na Ruptura para a Camada mais Fraca Majorado pelo Parâmetro

$\mu_1$

A sua determinação é feita através da Equação (2.70), assim tem-se:

$$\mu_1 A_{tr1} = \frac{1}{2 \cdot K_{r1} \cdot C_2} = 74,82 \text{ kN} \quad (\text{A.4})$$

#### A.5 Atrito Lateral na Ruptura

O modelo de Massad, que é baseado na teoria de Cambefort permite separar através de hipóteses simplificadas, o valor do atrito lateral e da parcela de ponta.

Pela curva carga-recalque, no carregamento, só é possível calcular o valor do atrito lateral na ruptura, majorado do parâmetro  $\mu$ .

Como o atrito lateral no descarregamento independe do parâmetro  $\mu$  e já que o descarregamento se faz pelo caminho inverso, pode-se calcular aproximadamente o atrito lateral na ruptura, no carregamento, através do descarregamento, impondo-se as condições de solo relativamente homogêneo em toda a extensão da estaca. Para tanto, conforme Massad (1992), faz-se um ajuste parabólico dado pela Equação (2.73). Este ajuste é obtido por regressão linear entre os pontos  $\left[ \left( P_0^{máx} - P_0 \right)^2 ; \left( y_0^{máx} - y_0 \right) \right]$ , com  $P_0$  e  $y_0$  do trecho 0 ao 4° do descarregamento. Este trecho, que envolve todos os estágios do descarregamento foi escolhido pela dificuldade de se excluir os seguimentos lineares correspondentes aos Trechos (6 - 7) e (8 - 9) da curva carga-recalque teórica. A impossibilidade desta exclusão é tão maior quanto menor for o número de estágios no descarregamento.

O resultado da regressão consta na Tabela A.3, sendo  $C_{1R}$  o termo independente,  $C_{2R}$  o coeficiente angular da reta e  $R^2$  o coeficiente de determinação.

Tabela A.3 – Valores de  $C_{1R}$ ,  $C_{2R}$  e  $R_R^2$  do ajuste parabólico no descarregamento.

Trechos entre Estágios	$C_{1R}$ (mm)	$C_{2R}$ $\left[ \frac{mm}{(kN)^2} \right]$	$R_R^2$
0 ao 4º	0,1802	$3 \times 10^{-5}$	0,9855

Assim, a Equação (2.73) pode ser escrita:

$$y_0^{\text{máx}} - y_0 = 0,1802 + 3 \times 10^{-5} \left( P_0^{\text{máx}} - P_0 \right)^2 \quad (\text{A.5})$$

e como consequência, conforme as Equações (2.74) e (2.75) tem-se:

$$y_{1R} = 0,1802 \text{ mm} \quad (\text{A.6})$$

$$A_{lr} = 121,11 \text{ kN} \quad (\text{A.7})$$

Pode-se então verificar a condição  $K_{Reb} \geq 8$  da Tabela 2.9, para que a estaca seja compressível ou “longa” no descarregamento. Na Equação (2.54), substituindo-se  $K$  por  $K_{Reb}$  e  $y_l$  por  $y_{1R}$ , tem-se:

$$K_{Reb} = \frac{A_{lr}}{K_r y_{1R}} = 9,77 \quad (\text{A.8})$$

Portanto, satisfaz a condição acima.

## A.6 Tipo de Estaca

Como o carregamento chegou a 340 kN, sem que tivesse atingido a ruptura e, considerando que a carga de ruptura  $P_r$ , estimada pelo método de Van der Veen (1953) é de 349 kN, tem-se que:  $2 A_{lr} = 242,22 \text{ kN}$  é menor do que a carga de ruptura e, portanto, a

estaca pode ser tratada como de ponta.

### A.7 Encurtamento Elástico da Estaca em Função de $\mu A_{lr}$

O encurtamento elástico da estaca, sob a ação de  $A_{lr1}$  e  $A_{lr2}$ , com  $\mu A_{lr} = \mu_1 A_{lr1} + \mu_2 A_{lr2}$ , é dado pela Equação (2.68-b), onde, substituindo-se  $\mu_2 A_{lr2}$  por  $\mu A_{lr} - \mu_1 A_{lr1}$

pode-se escrever:

$$y_{enc} = \frac{\mu_1 A_{lr1}}{2K_{r1}} + \frac{\mu A_{lr} - \mu_1 A_{lr1}}{2K_{r2}} + \frac{\mu A_{lr} - \mu_1 A_{lr1}}{K_{r1}} \quad (A.9)$$

Como as rigidez das estacas de comprimento  $h_1$  e  $h_2$ , são respectivamente:

$$K_{r1} = \frac{ES}{h_1} = 90,31 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad \text{e} \quad (A.10)$$

$$K_{r2} = \frac{ES}{h_2} = 289,00 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad (A.11)$$

tem-se:

$$y_{enc} = -0,543 + 0,0127 \mu A_{lr} \quad (A.12)$$

### A.8 Atrito Lateral na Ruptura Majorado pelo Parâmetro $\mu$

No trecho 4-5 da curva carga-recalque teórica, a relação  $P_0$ ,  $y_0$  é linear, correspondendo à mobilização da resistência na ponta, ao longo do trecho pseudo-elástico da segunda relação de Cambeftort e , tem-se para este trecho a Equação (2.68-a), que pode ser reescrita como:

$$y_0 = P_0 \left( \frac{1}{K_r} + \frac{1}{R_2 S_p} \right) - \mu A_{lr} \left( \frac{1}{K_r} + \frac{1}{R_2 S_p} \right) + y_{enc} \quad (A.13)$$

donde se extrai  $\mu A_{lr}$  por comparação com a equação da reta média deste trecho, obtida por regressão linear entre os pontos  $(P_0 ; y_0)$  do 8º ao 10º estágio do carregamento. A equação da reta obtida pela regressão linear é a seguinte:

$$y_0 = -26,232 + 0,1157P_0 \quad (\text{A.14})$$

$$\text{e o seu coeficiente de determinação } R^2 = 0,9652 \quad (\text{A.15})$$

comparando-se as duas equações, têm-se as condições

$$\frac{1}{K_r} + \frac{1}{R_2 S_p} = 0,1157 \frac{\text{mm}}{\text{kN}} \quad (\text{A.16})$$

$$\mu A_{lr} \left( \frac{1}{K_r} + \frac{1}{R_2 S_p} \right) - y_{enc} = 26,232 \text{ mm} \quad (\text{A.17})$$

que, entrando com  $y_{enc}$ , dado pela Equação (A.12), extrai-se:

$$R_2 = 342,03 \times 10^{-6} \frac{\text{kN}}{\text{mm}^3} \quad (\text{A.18})$$

$$\mu A_{lr} = 249,41 \text{ kN} \quad (\text{A.19})$$

### A.9 Parâmetro $\mu$

Como já se obteve os valores de  $\mu A_{lr}$  e  $A_{lr}$ , o seu valor calcula-se como segue:

$$\mu = \frac{\mu A_{lr}}{A_{lr}} = 2,06 \quad (\text{A.20})$$

Como o valor máximo que pode ocorrer para qualquer estaca, conforme Tabela 2.8, é  $\mu = 2$ , a pequena diferença pode estar nas hipóteses feitas para o cálculo de  $A_{lr}$  através do trecho de descarregamento. Assim, para o caso pode-se assumir  $\mu = 2$ .

### A.10 Carga Residual na Ponta da Estaca

Da Equação (2.52), extrai-se:

$$P_h = A_{lr}(\mu - 1) = 121,11 \text{ kN} \quad (\text{A.21})$$

### A.11 Atrito Lateral na Ruptura na Camada mais Resistente Majorada pelo Parâmetro $\mu_2$

Da Equação (2.68-c) extrai-se:

$$\mu_2 A_{lr2} = 174,59 \text{ kN} \quad (\text{A.22})$$

### A.12 Recalque para que o Atrito Lateral Atinja o Valor Máximo na Cabeça da Estaca

Quando  $K_1 \geq 8$  e  $h_1 \gg h_2$  tem-se pelo Ábaco para o método da parábola, Figura 2.21,  $\beta'_m \cong 1$  que levado à Equação (2.71), junto com  $C_1$ , tem-se:

$$\mu_1 y_{11} = 2C_1 = 0,095 \text{ mm} \quad (\text{A.23})$$

### A.13 Resistência de Ponta

Conforme o Item 2.5.1, pode-se escrever que a carga de ruptura é a soma da

resistência de ponta e do atrito lateral, ou seja:

$$P_r = R_p S_p + A_{lr} \quad (\text{A.24})$$

Assim, tem-se:

$$R_p S_p = P_r - A_{lr} = 227,89 \text{ kN} \quad (\text{A.25})$$

#### A.14 Coordenadas do Ponto 3 do Trecho 0 – 3

Como  $K_1$  é elevado, entrando-se com o seu valor na Equação (2.64-b), resultado em  $\beta_3 \cong 1$ . Das Equações (2.64-a) e (2.65), com  $\beta \cong 1$  extrai-se a relação:

$$\frac{P_{03}}{y_{03}} = K_{r1} \sqrt{K_1} \quad (\text{A.26})$$

e, tem-se:

$$y_{03} = 0,00375 P_{03} \quad (\text{A.27})$$

A Equação (A.29) representa a inclinação da reta no trecho 0-3. É de se notar que o ponto 3 pertence também ao trecho parabólico, assim, resolvendo-se o sistema de equações representado pelas Equações (A.1) e (A.29) tem-se as coordenadas deste ponto, como segue:

$$P_{03} = 25,34 \text{ kN} \quad (\text{A.28})$$

$$y_{03} = 0,095 \text{ mm} \quad (\text{A.29})$$

#### A.15 Equação para o Trecho 3 – M

Entrando-se com  $K_1=8,72$ , na Figura 2.20, extrai-se  $\beta' \cong 1$  que, levado à Equação (2.66) com outros valores já calculados, tem-se as equações:

$$\frac{\gamma_0}{0,095} = \frac{1}{2} + \frac{8,72}{2} \left( \frac{P_0}{74,82} \right)^2 \quad \text{ou} \quad (\text{A.30})$$

$$\gamma_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2 \quad (\text{A.31})$$

#### A.16 Equação para o Trecho M-4

O avanço do ponto M para o 4 ocorre com a mobilização plena do atrito lateral no trecho de embutimento. Como o ajuste do trecho parabólico apresenta-se praticamente coincidente numa boa extensão da curva carga-recalque de campo, pode-se considerar com boa aproximação que o trecho M-4 é representado pela mesma parábola do trecho 3-M, Equação (A.27) ou seja:

$$Y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$$

#### A.17 Equação para o Trecho 4 - 5

A Equação (A.14) estabelecida anteriormente rege este trecho, ou seja:

$$y_0 = -26,232 + 0,1157P_0$$

#### A.18 Coordenadas do Ponto 4 do Trecho M-4

As coordenadas do ponto 4 depende do encurtamento elástico da estaca sob a ação de  $A_{lr1}$  e  $A_{lr2}$ , e de outros fatores. Segundo Massad (1993), estas coordenadas podem ser



calculadas pelas equações abaixo:

$$P_{04} = \mu_1 A_{lr1} + \mu_2 A_{lr2} + R_2 S_p \mu_2 y_{12} \quad (\text{A.32})$$

$$y_{04} = \mu_2 y_{12} + y_{enc} + \frac{R_2 S_p \mu_2 y_{12}}{K_r} \quad (\text{A.33})$$

Donde se extrai:

$$P_{04} = 249,41 + 9,8847 \mu_2 y_{12} \quad (\text{A.34})$$

$$y_{04} = 2,62 + 1,144 \mu_2 y_{12} \quad (\text{A.35})$$

O ponto  $(P_{04}; y_{04})$  deve satisfazer também a equação para o trecho 4 – 5 ou seja, Equação (A.14):

Note-se que, para qualquer valor de  $\mu_2 y_{12}$ , a Equação (A.14) é satisfeita.

Assim, para que o ponto 4 coincida com a interseção do trecho M-4 com o trecho linear 4–5, satisfazendo as suas equações, basta fazer:

$\mu_2 y_{12} = 2,67 \text{ mm}$ , o que resulta para as coordenadas do ponto 4, os valores:

$$P_{04} = 275,80 \text{ kN} \quad (\text{A.36})$$

$$y_{04} = 5,67 \text{ mm} \quad (\text{A.37})$$

assim, fica também determinado por interação, o recalque para que o atrito lateral atinja o valor máximo na “cabeça da estaca de comprimento  $h_2$ ”

$$\mu_2 y_{12} = 2,67 \text{ mm} \quad (\text{A.38})$$

#### A.19 “Rigidez Relativa Solo (Fuste) – Estaca” na Camada mais Resistente

Pela Equação (2.56), calcula-se:

$$K_2 = \frac{Al_{r2}}{K_{r2} \cdot y_{12}} = \frac{\mu_2 Al_{r2}}{K_{r2} \cdot \mu_2 y_{12}} = 0,226 \quad (\text{A.39})$$

### A.20 “Coeficiente de Rigidez Relativa Solo (Fuste e Ponta) – Estaca” $\lambda$

Pelas Equações (2.60) e (2.62) como segue:

$$\lambda_2 = \frac{R_2 S_p / K_{r2}}{\sqrt{K_2}} \quad \text{e} \quad r = \frac{Z_2 K_{r2}}{Z_1 K_{r1}}$$

Obtem-se:

$$\lambda_2 = 0,072 \quad \text{e} \quad (\text{A.40})$$

$$r = 0,515 \quad (\text{A.41})$$

com  $K_2 = 0,226$  e  $\lambda_2 = 0,072$  encontra-se pela Figura 2.18,  $\frac{\lambda}{r} = 0,49$ ,

assim:

$$\lambda = 0,25 \quad (\text{A.42})$$

Portanto, conforme Tabela 2.10 – Tipos de estacas em função de  $\lambda$ , trata-se de uma estaca elíptica, o que significa deficiência de rigidez de ponta.

### A.21 Coordenadas do Ponto M do Trecho 3 - M

A sua determinação se faz através da Figura 2.20, onde, com  $\lambda = 0,25$  encontra-se  $(P_{0M} / \mu_1 Al_{r1} - 1)Z_1 = 0,25$ , já que a linha em diagonal da figura, que liga a origem ao ponto

de coordenadas (2;2), representa o ponto M. Assim, obtem-se:

$$P_{0M} = 81,15kN \quad (A.43)$$

que, levado à equação para o trecho 3 – M, Equação (A.27), obtem-se:

$$y_{0M} = 0,535mm \quad (A.44)$$

### **A.22 Coordenadas do Ponto 5 do Trecho 4 - 5**

Com a carga de ruptura  $P_r = P_{05} = 349kN$ , levada à equação para o trecho 4-5, Equação (A.14), obtem-se:

$$y_{05} = 14,15mm \quad (A.45)$$

### **A.23 Comparação entre os Pontos ( $P_0$ ; $y_0$ ) da Curva Carga-recalque de Campo com os Obtidos pelas Equações da Curva Carga-recalque Teórica**

Para facilitar esta comparação, calculou-se as coordenadas dos pontos correspondentes às mesmas cargas  $P_0$  utilizada na prova de carga, acrescentando-se ainda, os pontos notáveis da curva teórica . Os resultados constam da Tabela A.4.

Tabela A.4 – Pontos  $(P_0; y_0)$  da curva carga-recalque de campo e da curva teórica

Carga no topo $P_0 (kN)$	Recalque no topo $y_0 (mm)$		Pontos da curva teórica
	Campo	Teórico	
0	0	0	Ponto 0 da curva - origem
25,34	-	0,10	Ponto 3 da curva, calculado anteriormente
34	0,18	0,13	Pela equação $y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$
68	0,43	0,39	Pela equação $y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$
81,15	-	0,54	Ponto M, calculado anteriormente
102	0,80	0,82	Pela equação $y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$
136	1,46	1,42	Pela equação $y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$
170	2,22	2,19	Pela equação $y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$
204	3,06	3,13	Pela equação $y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$
238	4,06	4,24	Pela equação $y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$
272	5,68	5,52	Pela equação $y_0 = 0,0475 + 7,4 \times 10^{-5} P_0^2$
275,80	-	5,67	Ponto 4 da curva, calculado anteriormente.
306	8,32	9,17	Pela equação $y_0 = 0,1157P_0 - 26,232$
340	13,55	13,11	Pela equação $y_0 = 0,1157P_0 - 26,232$
349 ( $P_r$ )	-	14,15	Ponto 5 da curva, calculado anteriormente

## A.24 Traçado da Curva Carga-recalque Teórica sobreposta à Curva Carga-recalque de Campo

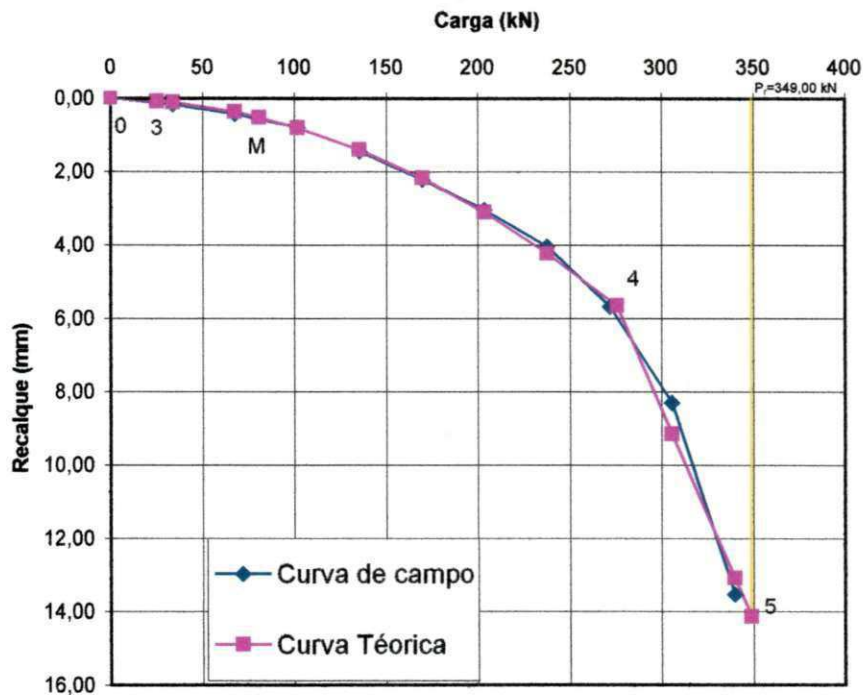


Figura A.1 – Curva carga-recalque teórica e de campo.

## A.25 Análise e Interpretação dos Resultados

A curva carga-recalque teórica, produzida pelo modelo, se ajusta à curva carga-recalque de campo, até o ponto de coordenadas (275,80 kN; 5,67 mm). Este ponto corresponde à plena mobilização do atrito lateral em todo o fuste da estaca. Deste ponto para frente, no trecho que depende exclusivamente do avanço da mobilização da ponta, a curva carga-recalque teórica segue pela reta oriunda da regressão linear, entre os pontos da curva carga-recalque de campo, até o ponto correspondente à carga de ruptura de Van der Veen (1953). Embora esta reta não se ajuste perfeitamente à curva carga-recalque de campo, mesmo com um bom coeficiente de determinação, ou seja,  $R^2 = 0,9652$ , é perfeitamente aceita, uma

vez que o solo não é perfeitamente elástico.

É de se notar que a resistência lateral majorada pelo seu respectivo parâmetro  $\mu_1$ , referente à camada mais fraca, independe da carga de ruptura. O seu valor foi calculado em 74,82 kN.

A resistência lateral majorada pelo seu respectivo parâmetro  $\mu_2$ , referente ao embutimento na camada mais resistente, depende da resistência lateral majorada pelo seu respectivo parâmetro  $\mu_1$ , referente a camada mais fraca, e da rampa de mobilização da resistência de ponta  $R_2$ . O seu valor foi calculado em 174,59 kN.

Quando o trecho de mobilização da resistência de ponta, após a mobilização total do atrito lateral, é bem desenvolvido, a carga de ruptura só tem importância na determinação da resistência de ponta e, conforme o nível de carga a que se chegou na prova de carga, também tem importância na determinação do tipo de estaca, isto é, de ponta ou de atrito lateral.

No caso presente, a carga de ruptura foi extrapolada. Assim, a resistência de ponta,  $R_p S_p = 227,89$  kN, foi calculada em função dessa extrapolação.

Quanto a diferença significativa entre a resistência lateral,  $A_{lr} = 121,11$  kN, e a resistência de ponta, já era esperada, tendo em vista o perfil do solo no local da estaca e o gráfico de cravação.