

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO  
CENTRO TECNOLÓGICO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**MARITA RAQUEL PARIS CAVASSANI**

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE  
ESTACAS METÁLICAS TUBULARES DE ALTA  
RESISTÊNCIA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA  
DINÂMICA DE ENERGIA CRESCENTE**

Vitória  
2005

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

**MARITA RAQUEL PARIS CAVASSANI**

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE  
ESTACAS METÁLICAS TUBULARES DE ALTA  
RESISTÊNCIA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA  
DINÂMICA DE ENERGIA CRESCENTE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Geotecnia.

Orientadores: Prof.<sup>a</sup> Kátia Vanessa Bicalho, Ph.D.  
Prof. Reno Reine Castello, Ph.D.

Vitória (ES)

2005

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)  
(Biblioteca Central da Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

---

C377a Cavassani, Marita Raquel Paris, 1976-  
Avaliação da capacidade de carga de estacas metálicas tubulares de alta resistência através de provas de carga dinâmica de energia crescente / Marita Raquel Paris Cavassani. – 2005.  
177 f. : il.

Orientadora: Kátia Vanessa Bicalho.  
Co-Orientador: Reno Reine Castello.  
Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Estacas metálicas. 2. Fundação. 3. Materiais - Testes dinâmicos. I. Bicalho, Kátia Vanessa. II. Castello, Reno Reine. III. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 624

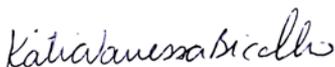
---

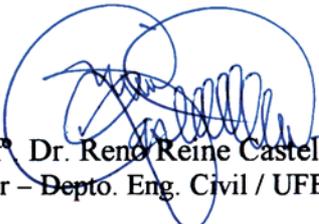
# **AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS TUBULARES DE ALTA RESISTÊNCIA ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA DINÂMICA DE ENERGIA CRESCENTE.**

**Marita Raquel Paris Cavassani**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Estruturas.

Aprovada em: 27/09/2005, por:

  
Prof.<sup>ª</sup> Dr.<sup>ª</sup> Kátia Vanessa Bicalho  
Orientadora – Depto. Eng. Civil / UFES

  
Prof.<sup>º</sup> Dr. Renato Reine Castello  
Co-orientador – Depto. Eng. Civil / UFES

  
Prof.<sup>º</sup> Dr. Nelson Aoki  
Universidade de São Paulo/São Carlos/SP

Dedico este trabalho a minha mãe.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, pela vida, pela oportunidade de aprendizado diário e por ter me permitido o fechamento de mais uma etapa de crescimento profissional.

A professora Kátia Vanessa Bicalho pela confiança, perseverança, amizade e orientação.

Ao professor Reno Reine Castello pela experiência, dedicação, apoio e orientação.

Ao professor Nelson Aoki pela disponibilidade, sugestões e ensinamentos transmitidos iluminando meu caminho.

A empresa GEOMEC por fornecer todos os dados de prova de carga dinâmica necessários para a realização desta pesquisa. Em particular aos Engenheiros Sérgio. C. Paraíso e Cláudia Maria C. Costa pelo auxílio prestado e recepção na GEOMEC para a realização das análises CAPWAPC.

Ao engenheiro Afonso Henrique Mascarenhas de Araújo da empresa Vallourec Mannesmann por ter autorizado o fornecimento dos dados de ensaios realizados nas estacas da V&M analisados neste trabalho e por ter proporcionado uma visita à empresa em Belo Horizonte.

À minha mãe Aparecida Paris Vilar, pelo exemplo de vida, apoio, incentivo, força e também pela presença constante em todos os momentos da minha vida.

Ao meu pai Orlando de Mello Cavassani e aos meus irmãos Marcelo e Mabel pelo carinho, amizade e apoio.

Aos meus amigos Jeselay Reis, Marcelo Veronez, Karla Freitas e Fábio Uliana que disponibilizaram seu tempo e contribuíram na realização desde trabalho.

Aos meus amigos do mestrado/UFES Carlos Olympo, Carina, Fábio, Fernanda, Luiza, Macksuel, Miguel e Veronez pela força e apoio diário nessa caminhada e pelos momentos de descontração proporcionados.

Aos amigos, professores e funcionários que conheci durante minha permanência no departamento de geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – USP/SP.

Aos demais colegas, professores e funcionários da Universidade Federal do Espírito Santo pela colaboração, em especial o secretário do mestrado da pós-graduação Wilton Costa Drumond Sousa pela assistência e apoio.

A CAPES pela bolsa de estudos concedida.

Ao NEXEM pelos auxílios concedidos.

E a todos aqueles que de alguma maneira ajudaram na realização deste trabalho.

“Na cadeia da vida, são todos os elos igualmente valiosos, porque todos são igualmente necessários”. (Ramón y Cajal)

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>iv</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....</b>	<b>viii</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS.....</b>	<b>ix</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>xv</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xvi</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DA PESQUISA .....	1
1.2. OBJETIVO GERAL .....	2
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	2
1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
2.1. INTRODUÇÃO.....	4
2.2. CONCEITOS.....	4
2.3. MÉTODO DE AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO .....	4
2.3.1. Métodos estáticos .....	4
2.3.2. Formulação teórica .....	5
Resistência de Ponta.....	5
Carga de atrito lateral.....	6
2.3.3. Métodos semi-empíricos .....	6
Método Aoki-Velloso (1975).....	7
Método Décourt-Quaresma (1978, 1982) .....	9
Método Velloso (1987) .....	10
2.4. PROVA DE CARGA ESTÁTICA .....	12
2.4.1. Tipos de ensaios .....	13
2.4.2. Definição da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque .....	14
Método da NBR 6122 (1996).....	16
Método de Davisson (1972).....	16
Critério Inglês .....	17
Método de Van der Veen (1953).....	18
2.5. MÉTODOS DINÂMICOS.....	18
2.5.1. Fórmulas dinâmicas.....	19
2.5.2. Teoria da equação da onda .....	25
Equação da onda de tensões em barras .....	26
Método simplificado da cravação de estacas .....	29
Método numérico proposto por Smith (1960).....	31
2.5.3. Aplicação da Equação da Onda.....	34
Programa computacional.....	35
Ensaio de carregamento dinâmico.....	36
Instrumentação dinâmica .....	37
Efeito da resistência do solo.....	37
Energia transferida à estaca.....	41

Aplicação do princípio de Hamilton ao ensaio de carregamento dinâmico .....	41
2.6. FLAMBAGEM .....	45
<b>3. RESULTADOS DE ESTUDOS COMPARATIVOS ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO E MEDIÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO.....</b>	<b>48</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	48
3.2. COMPARAÇÕES ENTRE DIFERENTES MÉTODOS DE PREVISÃO E MEDIÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO.....	48
<b>4. ESTUDO DE CASO.....</b>	<b>54</b>
4.1. INTRODUÇÃO.....	54
4.2. GEOLOGIA REGIONAL.....	54
4.3. PERFIL DO TERRENO .....	56
4.4. CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS E DO SISTEMA DE CRAVAÇÃO .....	57
4.5. METODOLOGIAS DE ENSAIOS .....	59
4.5.1. Ensaio de Carregamento Dinâmico .....	59
Ensaio dinâmico com repique .....	60
Ensaio dinâmico com PDA .....	62
4.5.2. Prova de carga estática .....	66
<b>5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>67</b>
5.1. INTRODUÇÃO .....	67
5.2. RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS .....	67
5.3. ANÁLISES DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE ENERGIA CRESCENTE.....	72
5.3.1. Tensão de compressão .....	72
5.3.2. Curva carga dinâmica–deslocamento .....	74
Estacas que atingiram a tensão de escoamento (grupo A): .....	74
Estacas que não atingiram a tensão de escoamento (grupo B): .....	78
5.3.3. Eficiência do sistema de cravação .....	80
5.3.4. Curva adimensional carga dinâmica-energia.....	81
5.3.5. Curva carga dinâmica-energia e trabalho (Princípio de Hamilton).....	83
5.3.6. Curva carga dinâmica-força máxima.....	85
5.3.7. Curva adimensional carga-energia das fórmulas dinâmicas tradicionais .....	86
5.4. RESULTADOS PELO MÉTODO CAPWAPC .....	87
5.4.1. Força atuante na estaca ao longo da profundidade .....	87
5.4.2. Variação da resistência total, fuste e ponta com a altura de queda do martelo para as estacas em estudo .....	89
5.4.3. Análise estática pelo CAPWAPC.....	89
5.4.4. Análise dos resultados das provas de carga dinâmica e estática.....	93
5.4.5. Comparação entre as energias obtidas para um mesmo deslocamento na curva carga- deslocamento das provas de carga dinâmica e estática .....	97
5.5. FÓRMULAS ESTÁTICAS SEMI-EMPÍRICAS.....	101
5.5.1. Previsão da resistência mobilizada no sistema estaca-solo .....	101

5.5.2. Resistência Lateral Unitária .....	104
5.5.3. Fórmulas dinâmicas.....	104
Fórmula de Hiley (1925).....	104
Fórmula de Uto et al. (1985).....	107
<b>6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....</b>	<b>109</b>
6.1. INTRODUÇÃO.....	109
6.2. CONCLUSÕES.....	109
6.2.1. Prova de carga dinâmica.....	109
6.2.2. Comparação entre as provas de carga estática e dinâmica .....	110
6.2.3. Fórmulas estáticas semi-empíricas .....	110
6.2.4. Fórmulas dinâmicas.....	111
6.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	111
<b>7. REFERÊNCIAS.....</b>	<b>112</b>
<b>8. ANEXOS.....</b>	<b>118</b>
ANEXO A – LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAÇÃO E PERFIL GEOTÉCNICO.....	119
ANEXO B – TABELA COM VALORES DE NEGA, REPIQUE E DESLOCAMENTO MÁXIMO MEDIDOS NO TOPO DA ESTACA .....	123
ANEXO C – TENSÃO DE COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA ENERGIA APLICADA .....	127
ANEXO D – CURVA ADIMENSIONAL CARGA DINÂMICA EM FUNÇÃO DO DESLOCAMENTO MÁXIMO .....	132
ANEXO E - EFICIÊNCIA DO SISTEMA DE CRAVAÇÃO EM FUNÇÃO DA ALTURA DE QUEDA DO MARTELO.....	137
ANEXO F - CURVA ADIMENSIONAL CARGA DINÂMICA EM FUNÇÃO DA ENERGIA .....	142
ANEXO G - CURVA CARGA DINÂMICA EM FUNÇÃO DA ENERGIA E DO TRABALHO (PRINCÍPIO DE HAMILTON) .....	147
ANEXO H - RESISTÊNCIA MOBILIZADA E FORÇA MÁXIMA EM FUNÇÃO DO DESLOCAMENTO MÁXIMO .....	152
ANEXO I - CURVA ADIMENSIONAL ENERGIA TÍPICA DAS FÓRMULAS DINÂMICAS EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA MOBILIZADA .....	157
ANEXO J - FORÇA NORMAL MOBILIZADA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE.....	162
ANEXO K - RESISTÊNCIA TOTAL, DE FUSTE E DE PONTA EM FUNÇÃO DA ALTURA DE QUEDA DO MARTELO.....	167
ANEXO L - RESISTÊNCIA LATERAL UNITÁRIA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE PREVISTA POR MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS E MEDIDA PELO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO PARA CADA ESTACA ANALISADA.....	172
<b>9. APÊNDICE.....</b>	<b>177</b>
REGRA DE SIMPSON.....	177

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Transferência de carga axial ao solo pela ponta da estaca e por atrito lateral .....	6
Figura 2.2 Curva carga-recalque plotada em duas escalas diferentes (Van der Veen, 1953).....	15
Figura 2.3 Carga de ruptura convencional (NBR 6122, 1996).....	16
Figura 2.4 Critério de ruptura pelo método de Davisson, 1972 (Fellenius, 1980).....	17
Figura 2.5 Critério Inglês de ruptura.....	17
Figura 2.6 Critério de ruptura pelo método de Van der Veen (1953) .....	18
Figura 2.7 Parâmetros envolvidos no processo de cravação (Fleming et al., 1992) .....	20
Figura 2.8 Relação entre a resistência e a penetração durante o impacto do martelo sobre a estaca (Cummings, 1940).....	20
Figura 2.9 Dispositivo para medida de nega e repique .....	21
Figura 2.10 Barra homogênea submetida a uma tensão de compressão distribuída uniformemente (Timoshenko e Goodier, 1970) .....	26
Figura 2.11 Deformação de uma barra devido a propagação da onda (Adaptada de Niyama, 1991) ...	27
Figura 2.12 Representação da solução da Equação da Onda (Niyama, 1991).....	29
Figura 2.13 Efeito da superposição de duas ondas de tensão, uma de compressão e outra de tração (Timoshenko e Goodier, 1970) .....	30
Figura 2.14 Efeito da superposição de duas ondas de compressão (Timoshenko e Goodier, 1970).....	30
Figura 2.15 Método de representação do processo de cravação (Smith, 1960) .....	32
Figura 2.16 Diagrama tensão-deformação para cepo (Smith, 1960).....	33
Figura 2.17 Modelo simplificado de representação do solo (Velloso e Lopes, 2002) .....	33
Figura 2.18 Modelo discreto utilizado pelo GRLWEAP para representar o processo de cravação de estacas no solo (CD-ROM - Pile Dynamics, Inc. ).....	35
Figura 2.19 Registro típico das curvas de força e velocidade (Niyama, 1991).....	38
Figura 2.20 Aplicação do principio de Hamilton até o limite inferior de resistência (Ávila, 2001) ....	43
Figura 2.21 Aplicação do principio de Hamilton entre o limite inferior e o superior de resistência (Ávila, 2001) .....	43
Figura 2.22 Aplicação do principio de Hamilton até o pós ruptura (Ávila, 2001).....	44
Figura 2.23 Estaca parcialmente enterrada: (a) condição real (b) condição equivalente (Davison e Robinson, 1965) .....	46
Figura 4.1 Mapa geomorfológico do RJ, adaptada de CPRM (2004) .....	55
Figura 4.2 Propriedades geotécnicas das argilas do Rio de Janeiro (Ortigão, 1993) .....	56
Figura 4.3 Descrição do perfil típico do terreno e variação de $N_{SPT}$ com a profundidade .....	57
Figura 4.4 (a) Planta de locação das estacas e do furo de sondagem (b) Vista geral das estacas cravadas .....	59
Figura 4.5 Sensores instalados e etiqueta para registro de nega e repique.....	60

Figura 4.6 Registro de nega e repique elástico em campo .....	62
Figura 4.7 Relação entre os deslocamentos máximos medidos pelo procedimento de Chellis (1961) e pelo método CASE.....	62
Figura 4.8 Instrumentação instalada no fuste da estaca tubular .....	63
Figura 4.9 Flambagem local do trecho livre da estaca E07.....	63
Figura 4.10 Condições do topo da estaca após o ensaio de carregamento dinâmico (a) Estaca E02 (b) Estaca E04.....	64
Figura 4.11 Sinais de campo medidos para a estaca E15 .....	65
Figura 5.1 Curva carga-recalque da estaca E01 .....	68
Figura 5.2 Curva carga-recalque da estaca E02 .....	68
Figura 5.3 Curva carga-recalque da estaca E04 .....	69
Figura 5.4 Curva carga-recalque da estaca E09 .....	69
Figura 5.5 Curva carga-recalque da estaca E10 .....	70
Figura 5.6 Tensão de compressão em função da energia aplicada: (a) Tensão de compressão maior que $F_y$ ; Estaca E02, (b) Tensão de compressão de compressão menor que $F_y$ ; Estaca E14.....	73
Figura 5.7 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E02 .....	75
Figura 5.8 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E06 .....	76
Figura 5.9 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E08 .....	76
Figura 5.10 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E20 .....	77
Figura 5.11 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E19 .....	77
Figura 5.12 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E11 .....	78
Figura 5.13 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E09 .....	79
Figura 5.14 Variação da eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento para a estaca E09 .....	81
Figura 5.15 Curva adimensional carga dinâmica-energia – E14.....	82
Figura 5.16 Curva carga versus energia cinética, potencial e trabalho – E08.....	83
Figura 5.17 Curva carga versus energia cinética, potencial e trabalho – E19.....	84
Figura 5.18 Análise de pós-ruptura – E19.....	84
Figura 5.19 Curva força máxima e resistência mobilizada versus deslocamento máximo – E12.....	85
Figura 5.20 Curva força máxima e resistência mobilizada versus deslocamento máximo – E19.....	85
Figura 5.21 Curva adimensional carga versus energia das fórmulas dinâmicas tradicionais – E01 .....	86
Figura 5.22 Modelo de transferência de carga ao solo - Aoki (1989).....	87
Figura 5.23 Curva força normal mobilizada versus profundidade – E01.....	88
Figura 5.24 Curva força normal mobilizada versus profundidade – E06.....	88
Figura 5.25 Curva força normal mobilizada versus profundidade – E09.....	89
Figura 5.26 Curva resistência mobilizada total, fuste e ponta versus altura de queda do martelo – E10 .....	90

Figura 5.27 Curva resistência mobilizada total, fuste e ponta versus altura de queda do martelo – E11 .....	90
Figura 5.28 Curva carga estática versus recalque – E01 .....	91
Figura 5.29 Curva carga estática versus recalque – E02 .....	91
Figura 5.30 Curva carga estática versus recalque – E04 .....	92
Figura 5.31 Curva carga estática versus recalque – E09 .....	92
Figura 5.32 Curva carga estática versus recalque – E10 .....	93
Figura 5.33 Curva adimensional carga-deslocamento – E01 .....	94
Figura 5.34 Curva adimensional carga-deslocamento – E02 .....	95
Figura 5.35 Curva adimensional carga-deslocamento – E04 .....	95
Figura 5.36 Curva adimensional carga-deslocamento – E09 .....	96
Figura 5.37 Curva adimensional carga-deslocamento – E10 .....	97
Figura 5.38 Perfil de um solo residual (saprolito) da formação geológica da Serra do Mar (Adaptada de Aoki, 1988).....	98
Figura 5.39 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E01 .....	98
Figura 5.40 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E02 .....	99
Figura 5.41 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E04 .....	99
Figura 5.42 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E09 .....	100
Figura 5.43 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E10 .....	100
Figura 5.44 Resistência do sistema estaca-solo prevista pela fórmula de Aoki-Velloso (1975).....	102
Figura 5.45 Resistência do sistema estaca-solo prevista pela fórmula de Décourt-Quaresma (1978, 1982).....	102
Figura 5.46 Resistência do sistema estaca-solo prevista pela fórmula de Velloso (1987).....	103
Figura 5.47 Resistência lateral unitária ao longo da profundidade. ....	104
Figura 5.48 Comparação da resistência mobilizada pela fórmula de Hiley (1925) e pelo método Case .....	105
Figura 5.49 Comparação da resistência mobilizada pela fórmula de Hiley adaptada e pelo método Case .....	107
Figura 5.50 Comparação da resistência mobilizada pela fórmula de Uto et al. (1985) e método Case .....	108

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Coeficientes $k$ e $\alpha$ (Aoki-Velloso, 1975).....	8
Tabela 2.2 Coeficientes de transformação $F_1$ e $F_2$ (Aoki-Velloso, 1975) .....	9
Tabela 2.3 Valores do coeficiente $C$ em função do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978).....	10
Tabela 2.4 Valores da resistência lateral do fuste (Décourt e Quaresma, 1978).....	10
Tabela 2.5 Valores aproximados de $a$ , $b$ , $a'$ e $b'$ (Velloso, 1987) .....	12
Tabela 2.6 Valores de $J_c$ sugeridos por Rausche et al. (1985).....	40
Tabela 3.1 Coeficiente de correlação obtido pela análise da capacidade de carga medida e prevista (Olson e Flaate, 1967).....	48
Tabela 3.2 Coeficiente de correlação entre a capacidade de carga medida por prova de carga e estimada por fórmulas dinâmicas (Tavenas, 1971).....	49
Tabela 3.3 Resultados de capacidade de carga (Gomes e Lopes, 1986) .....	50
Tabela 3.4 Resultados da carga última total (Albuquerque e Carvalho, 1998).....	51
Tabela 3.5 Resultado da relação entre o método Case e fórmulas dinâmicas (Rosa, 2000) .....	52
Tabela 4.1 Limites de Atterberg para argilas da Baixada Fluminense.....	55
Tabela 4.2 Características geométricas das estacas e do sistema de cravação .....	58
Tabela 4.3 Propriedades das estacas analisadas .....	58
Tabela 4.4 Dados referentes aos ensaios de carregamento dinâmico.....	61
Tabela 5.1 Resultado da prova de carga estática.....	70
Tabela 5.2 Carga crítica de flambagem geral: estacas E01, E02, E04, E09 e E10.....	71
Tabela 5.3 Valores de $R_e$ , $RMX$ , $RMX/R_e$ , $DMX/B$ , $K/B$ e $S/B$ para as estacas em estudo.....	79
Tabela 5.4 Descrição da eficiência média de cada martelo utilizado no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.....	80
Tabela 5.5 Valores de $EMX$ em função de $ER_e$ .....	82
Tabela 5.6 Resultados de carga de ruptura obtidos pelo método da NBR 6122 e CAPWAPC .....	93
Tabela 5.7 Energia de deformação na prova de carga estática e dinâmica .....	101
Tabela 5.8 Resultados de carga de ruptura.....	103
Tabela 5.9 Análise estatística dos valores de $\mu_{A-V}$ , $\mu_{D-Q}$ e $\mu_V$ .....	103
Tabela 5.10 Análise estatística dos valores de $\mu_H$ .....	105
Tabela 5.11 Análise estatística dos valores de $\mu_{HS}$ .....	107
Tabela 5.12 Análise estatística dos valores de $\mu_U$ .....	108

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAPWAP	Case Pile Wave Analysis Program
CAPWAPC	Case Pile Wave Analysis Program Continuous Version
CASE	de Case Institute of Technology
CLT	Cyclic load test
CPT	Cone Penetration Test
CRP	Constant rate of penetration test
DATPRO	Data Processing
DIET	Dynamic Increasing Energy Test
EFD	Energia da fórmula dinâmica
ERE	Energia de ruptura estrutural
NBR	Norma Brasileira Registrada
PCD	Prova de carga dinâmica
PCE	Prova de carga estática
PDA	Pile Driving Analyser
QML	Quick Maintained Load Test
SCT	Swedish cyclic test
SML	Slow Maintained Load Test
SPT	Standard Penetration Test
WEAP	Wave Equation Analysis Program

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal da estaca (área cheia)
$A_l$	Área lateral da estaca.
$A_p$	Área da seção transversal da ponta da estaca (área cheia)
$A_s$	Área da seção transversal de aço da estaca
a, a', b e b'	Parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT (método Velloso, 1987)
B	Menor dimensão da fundação, sendo no caso das estacas em estudo, o seu diâmetro.
$B_b$	Diâmetro da ponta do Cone
c	Velocidade de propagação de onda
C	Coefficiente em função do tipo de solo (método Décourt-Quaresma, 1978)
$C_1$	Deslocamento elástico do capacete
$C_2$	Deslocamento elástico da estaca
$C_3$	Deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca
$c_a$	Aderência entre a estaca e o solo
$c_s$	Coesão do solo
CS	Coefficiente de segurança global
$c_u$	Resistência não-drenada do solo
D	Diâmetro circunscrito à estaca
DMX	Deslocamento máximo
DP	Desvio padrão
e	Coefficiente de restituição
$e_c$	Fator de correção entre o SPT e o atrito lateral, $e_c = 2,5$ (Uto et al., 1985)
$e_{ce}$	Fator de correção do comportamento efetivo (Uto et al., 1985)
$e_f$	Eficiência do martelo
$e_o$	Índice de vazios do solo
E	Módulo de elasticidade do material da estaca

EFD	Energia das fórmulas dinâmicas
EFN	Parcela de energia que se transforma em trabalho
EMX	Energia cinética máxima aplicada no sistema estaca-solo ( $EMX = T$ )
$E_p$	Energia potencial, obtida pelo produto do peso do martelo pela sua altura de queda
ERE	Energia de ruptura estrutural
F	Força externa
$F(t)$	Força no instante t
$F(x,t)$	Força na seção x no instante de tempo t
$F_1$ e $F_2$	Coefficientes de correção que levam em consideração o tipo de estaca e o efeito de escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo)
$F_i$	Força interna
$F_u$	Tensão limite de ruptura do aço
$F_y$	Tensão limite de escoamento do aço
$f_s$	Resistência lateral unitária medida na luva de Begemann do CPT
$f, g$	Ondas de deslocamento que se propagam em sentidos contrários
h	Altura de queda do martelo
IP	Índice de plasticidade
J	Coefficiente de amortecimento dinâmico de ponta – Modelo de Smith (1960)
J'	Coefficiente de amortecimento dinâmico de fuste – Modelo de Smith (1960)
$J_c$	Coefficiente de amortecimento do método Case
k	Coefficiente em função do tipo de solo que correlaciona a tensão de ponta do ensaio CPT com a resistência à penetração de simples reconhecimento SPT
K	Repique elástico
$K_h$	Módulo do subsolo
l	Profundidade do centro de resistência da cravação da estaca
L	Comprimento total da estaca
$L_c$	Comprimento cravado da estaca

$L_e$	Comprimento equivalente ( $L_e = L_u + L_s$ )
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
$L_s$	Comprimento cravado da estaca equivalente à condição real
$L_u$	Comprimento livre (sem confinamento do solo)
N	Média dos $N_{SPT}$ ao longo da estaca
$n_h$	Constante de reação horizontal do solo
$N(z)$	Força que atua na estaca normal à sua seção transversal na profundidade z
$N_c, N_\gamma$ e $N_q$	Fatores de capacidade de carga de fundações
$N_1$	Índice de resistência à penetração médio do SPT na camada de solo de espessura $\Delta l$
$N_p$	Índice de resistência à penetração do SPT na cota de apoio do elemento estrutural de fundação
$N_{pm}$	Média aritmética dos valores de $N_{SPT}$ na ponta da estaca, imediatamente anterior e posterior.
$N_{SPT}$	Índice de resistência à penetração do amostrador padrão tipo SPT
P	Carga
$P_a$	Carga admissível
$P_{cr}$	Carga crítica de flambagem
$Pl(z)$	Atrito lateral acumulado na profundidade z
PP	Peso próprio
$P_r$	Carga de ruptura convencional
$Q(z)$	Atrito lateral local na profundidade z
$q_c$	Resistência de ponta unitária medida no ensaio CPT
$q_l$	Tensão de ruptura lateral unitária entre solo e estaca
$q_p$	Capacidade de carga unitária do solo na cota de apoio da estaca
R	Resistência mobilizada pelo sistema estaca-solo para uma dada energia aplicada ao sistema

$R^2$	Coefficiente de correlação
$R_c$	Comprimento característico do sistema estaca-solo quando o módulo do subsolo aumenta linearmente com a profundidade.
$R_d$	Resistência dinâmica
$R_e$	Resistência de escoamento
RE	Resistência de ruptura estrutural da estaca
$R_l$	Resistência lateral entre solo e estaca
RMX	Resistência estática máxima no método Case
$R_p$	Resistência de ponta da estaca
$R_{pt}$	Parcela de resistência total (estática mais dinâmica) na ponta da estaca
$R_t$	Resistência total dada pela soma das resistências dinâmica e estática
$R_u$	Capacidade de carga ou carga de ruptura
S	Deslocamento permanente da estaca (nega)
$S_c, S_\gamma$ e $S_q$	Fatores de correção quanto à forma da fundação
t	Espessura da parede da estaca
$T_c$	Comprimento característico do sistema estaca-solo quando o módulo do subsolo é constante com a profundidade.
U	Perímetro da seção transversal do fuste da estaca
u	Deslocamento da partícula
v	Velocidade da partícula
V	Energia potencial do sistema, incluindo a energia de deformação e a energia potencial de qualquer força conservativa externa
$v(t)$	Velocidade na seção com sensores no instante de tempo t
$v(x, t)$	Velocidade na seção x no instante de tempo t
$V_e$	Energia potencial de deformação elástica
$v_p$	Velocidade da ponta da estaca
w	Umidade natural
$W_d$	Trabalho feito pelo amortecimento dinâmico e pelas forças de inércia

$W_{de}$	Onda descendente
$W_{nc}$	Trabalho das forças não conservativas incluindo o amortecimento e quaisquer cargas externas.
$W_p$	Peso da estaca
$W_r$	Peso do martelo
$W_w$	Onda ascendente
$X$	Perdas totais de energia do sistema estaca-solo
$Z$	Impedância da estaca
$z$	Profundidade
$\alpha$	Coefficiente de correlação entre a resistência lateral com a tensão de ponta $q_c$ , do cone de Begemann
$\beta$	Fator de dimensão da estaca
$\gamma$	Peso específico total do solo
$\delta$	Ângulo de atrito entre a estaca e o solo
$\Delta l$	Trecho da estaca onde se admite $q_l$ constante
$\Delta_r$	Recalque correspondente à ruptura convencional
$\Delta S$	Penetração permanente adicional da estaca tendo como referência o impacto correspondente a $R_u$
$\Delta t$	Intervalo de tempo
$\Delta u$	Deslocamento da partícula em relação à sua posição inicial
$\Delta x$	Segmento da barra (estaca)
$\varepsilon$	Deformação específica
$\eta$	Coefficiente dado pela expressão $\eta = \nu + \psi(1 - \beta) \approx 0,7$
$\lambda$	Fator de carregamento
$\mu_1$	Relação entre a resistência obtida pelo método Case e a fórmula de Chellis (1961)
$\mu_2$	Relação entre a resistência obtida pelo método Case e a fórmula de Uto et al. (1985)

$\mu_{A-V}$	Relação entre a resistência obtida pelo método Aoki-Veloso (1975) e a resistência obtida na prova de carga estática
$\mu_{D-Q}$	Relação entre a resistência obtida pelo método Décourt-Quaresma (1978, 1982) e a resistência obtida na prova de carga estática
$\mu_H$	Relação entre a resistência obtida pela fórmula de Hiley (1925) e a resistência obtida na prova de carga dinâmica interpretada pelo método Case.
$\mu_{HS}$	Relação entre a resistência obtida pela fórmula de Hiley com medidas de energia pelo PDA e a resistência obtida na prova de carga dinâmica interpretada pelo método Case.
$\mu_U$	Relação entre a resistência obtida pela fórmula de Uto et al. (1985) e a resistência obtida na prova de carga dinâmica interpretada pelo método Case.
$\mu_V$	Relação entre a resistência obtida pelo método Velloso (1987) e a resistência obtida na prova de carga estática
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\chi$	Razão da parcela de carga na ponta da estaca pela resistência última (Velloso, 1987)
$\rho$	Recalque
$\rho_e$	Massa específica da estaca
$\sigma$	Tensão
$\sigma_h$	Tensão horizontal média na superfície lateral da estaca na ruptura
$\tau$	Resistência lateral oferecida pelo solo à cravação da estaca
$\upsilon$	Fator de execução da estaca
$\varphi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\psi$	Coefficiente em função da distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade (Velloso, 1987)
$\omega$	Coefficiente que define a forma da curva carga-recalque (Van der Veen)

## RESUMO

Neste trabalho é apresentado um estudo de capacidade de carga de estacas tubulares de aço, de pequeno diâmetro e de alta resistência estrutural, cravadas em um campo de experiência cujo perfil geotécnico apresenta uma espessa camada de argila mole e como camada de apoio o embasamento rochoso de gnaiss, no município de Duque de Caxias, Baixada Fluminense.

Foram analisados os resultados de provas de carga dinâmica de energia crescente, pelos métodos CAPWAPC e CASE, realizadas em 20 estacas e os resultados de provas de carga estáticas em 5 dessas estacas. Os resultados das provas de carga estática e dinâmica foram comparados entre si e também aos resultados obtidos através de métodos estáticos semi-empíricos e fórmulas dinâmicas, utilizados no cálculo de capacidade de carga do sistema estaca-solo. Os métodos semi-empíricos utilizados foram os de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1982) e de Velloso (1987). As fórmulas dinâmicas utilizadas foram as de Hiley (1925), de Uto et al. (1985) e de Hiley combinada a medidas de energia pelo PDA (Broms e Choo, 1988).

As estacas estudadas apresentaram, de uma forma geral, uma maior resistência de ponta que por atrito lateral. Este comportamento foi observado pelos métodos de cálculo semi-empíricos que concordaram, neste aspecto, com as análises dinâmicas feitas pelo método CAPWAPC. Ao comparar os valores de capacidade de carga obtidos pelos métodos estáticos semi-empíricos aos valores obtidos na prova de carga estática, verificou-se que o método de Décourt-Quaresma (1978, 1982) foi o que mais se aproximou dos resultados. No entanto, a distribuição da resistência ao longo da profundidade não foi coincidente com o método CAPWAPC para todos os métodos semi-empíricos utilizados. No que se refere à previsão de capacidade de carga por fórmulas dinâmicas, obteve-se concordância entre os valores obtidos pela fórmula de Hiley (1925) e os valores obtidos pela análise dinâmica feita pelo método Case.

As provas de carga estática foram realizadas em condições distintas das provas de carga dinâmica, pois as estacas ensaiadas estavam bastante sobrecarregadas, atingido o limite de escoamento do aço em que estas estacas foram fabricadas. Assim, os valores de capacidade de carga obtidos pela prova de carga estática foram inferiores aos valores obtidos pela prova de carga dinâmica de energia crescente. A resistência do sistema estaca-solo obtida na prova de carga estática atingiu em torno de 70% a 80% da carga de escoamento da estaca. A análise dos resultados de prova de carga dinâmica mostrou que o comportamento do sistema estaca-solo estudado foi comandado pelo elemento estrutural de fundação, ou seja, a capacidade de carga obtida foi igual à carga de escoamento das estacas estudadas.

Palavras chave: Estacas metálicas, estacas cravadas, capacidade de carga, prova de carga dinâmica de energia crescente, fundação.

## ABSTRACT

In this study the ultimate bearing capacity of driven high capacity steel pipe piles is evaluated by using static and dynamic tests with increasing energy. The studied piles were driven in an experience site located in the city of Duque de Caxias, Rio de Janeiro, Brazil. The subsoil consisted of varying depths of soft clay over weathered gneiss. Piles were driven into the gneiss.

The dynamic tests with increasing energy (CAPWAPC and CASE methods) were conducted on 20 piles. The static load tests were also conducted on 5 of the piles. The results of the static and dynamic tests are compared. This study also compares the test capacity results with the predicted capacity from dynamic formulas and semi-empirical static methods. The semi-empirical methods used are Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1982) and Velloso (1987). The used dynamic formulas are Hiley (1925), Uto et al. (1985) and Hiley combined with energy measures by the PDA (Broms and Choo, 1988).

Both measurements and predictions indicate that most of the static resistance results from point bearing. Comparisons of predicted capacity from the investigated semi-empirical static methods with the static load tests on the same piles show that Décourt-Quaresma (1978, 1982) method presents the best match for the data used in this study. However the pile-soil load transfer mechanism was not coincident with the CAPWAPC method for all the used semi-empirical methods. Comparisons of predicted bearing capacity from the used dynamic formulas with the Case method analysis of dynamic pile testing data on the same piles indicate that the Hiley formula (1925) presents good agreements for the investigated piles.

In order to analyze the structural resistance of the steel piles studied, during the dynamic tests with increasing energy these piles were submitted to high energies, in most cases higher than their yield stress. Therefore, the results of the static load tests are lower than the results of the dynamic tests (i.e., about 70 or 80 % of the yield stress). Analysis of the results of dynamic tests show that the behavior of the pile-soil system studied was controlled by the structural element of foundation, i.e., the bearing capacity of the pile-soil system was equal to the ultimate structural load of the studied piles.

Keywords: Steel piles, driven piles, bearing capacity, dynamic increasing energy test, foundation.

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

---

#### 1.1. JUSTIFICATIVA E IMPORTÂNCIA DA PESQUISA

As estacas são empregadas desde os mais remotos tempos como processo de fundação e tem como objetivo tornar possível a construção de edificações com cargas pesadas em terrenos onde as condições são consideradas inadequadas (por exemplo, aterros arenosos fofos ou argilas moles) a estas construções. Avanços tecnológicos têm sido feitos quanto ao projeto, sistema e controle de cravação e processo executivo de fundações profundas na busca de um aumento na capacidade de carga de fundações e métodos de construção mais econômicos e eficientes.

Atualmente, existem no mercado estacas de aço de alta resistência, que beneficiam diretamente a relação peso da estaca/carga de serviço. Essas estacas podem ser muito vantajosas como fundação profunda principalmente em projetos com cargas elevadas nos pilares cujo perfil geotécnico apresenta como camada de apoio o embasamento rochoso. Entretanto, nessa situação a carga pode ser transmitida quase que integralmente pela ponta da estaca e o elemento fraco do sistema de fundação pode vir a ser a rocha. Bowles (1996) mostra que a resistência à compressão simples,  $q_u$ , do granito varia entre 70 e 276 MPa. Wyllie (1992) sugere que para fundações profundas a tensão admissível da rocha seja tomada como sua resistência à compressão simples, ou seja, no caso usual de projetos em que não se tem investigação alguma da rocha de apoio um valor máximo a se tomar seria de 70 MPa, como sugere o já citado Bowles.

Existe, portanto, a necessidade de uma avaliação da capacidade de carga das estacas de aço de alta resistência através da realização de ensaios de campo, provas de carga estática e dinâmica de energia crescente, visando conhecer o comportamento dessas estacas, principalmente no que se refere à capacidade do terreno de fundação suportar tensões tão elevadas quanto as produzidas por aços de alta resistência.

O comportamento de fundações profundas é muito influenciado pelo método de instalação das estacas e não pode ser adequadamente previsto somente com o conhecimento das propriedades físicas da estaca e do solo de fundação. O conhecimento do comportamento de estacas e métodos de construção da fundação profunda é essencial para entender o comportamento da fundação.

São observados na literatura técnica estudos sobre o comportamento de estacas de aço do tipo perfil H, trilho e também tubular com grandes diâmetros. No entanto, tubos metálicos de aço sem costura de pequenos diâmetros estão atualmente no mercado para serem utilizadas como elemento de fundação, mas pouco se tem encontrado na literatura técnica registro do comportamento desse tipo de estaca.

Neste trabalho, estuda-se o comportamento de estacas tubulares de aço de pequenos diâmetros ( $\emptyset 141,3$  mm,  $\emptyset 168,3$  mm,  $\emptyset 219,1$  mm,  $\emptyset 273,0$  mm,  $\emptyset 323,8$  mm e  $\emptyset 355,6$  mm), fabricados com aço de alta resistência, através da realização de provas de carga dinâmicas de energia crescente realizadas em 20 estacas. Na prova de carga dinâmica todas as estacas foram

levadas ao limite da sua capacidade estrutural, visando verificar a carga última que estas estacas podem suportar e contribuindo assim para a sua utilização como elemento estrutural de fundação. Neste trabalho é considerado o limite da capacidade estrutural das estacas a carga que provoca o escoamento do aço em que as estacas foram fabricadas, denominada de resistência de escoamento,  $R_e$ .

## 1.2. OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar a capacidade de carga de estacas tubulares de aço de alta resistência estrutural através de provas de carga dinâmica de energia crescente, cravadas em um campo de experiência cujo perfil geotécnico apresenta uma espessa camada de argila mole e como camada de apoio o embasamento rochoso de gnaiss, no município de Duque de Caxias, Baixada Fluminense. As estacas estudadas são tubos metálicos de aço sem costura com pequeno diâmetro, fabricados com aço de alta resistência.

## 1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Avaliar a capacidade de carga do sistema estaca-solo pelos métodos: semi-empíricos estáticos de Aoki-Velloso (1975), de Décourt-Quaresma (1978, 1982) e de Velloso (1987); fórmulas dinâmicas de, Hiley (1925), de Uto et al. (1985) e de Hiley combinada com medidas de energia pelo PDA (Broms e Choo, 1988); ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente (prova de carga dinâmica) e prova de carga estática.
- Comparar os resultados de previsão da capacidade de carga da fundação obtidos pelos métodos e fórmulas citados acima com os resultados das provas de carga estática e dinâmica de energia crescente.
- Verificar qual o elo mais fraco do sistema estaca-solo para a condição proposta, ou seja, se é o solo ou a estaca que atinge a ruptura.
- Estudar o mecanismo de transferência da carga estaca-solo ao longo da profundidade para a fundação em estudo.
- Analisar as curvas de carga-deformação das provas de carga estática e dinâmica de energia crescente por meio da energia potencial de deformação.

## 1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O Capítulo 1 apresenta uma introdução da pesquisa, sua importância e justificativa, o objetivo geral e os específicos e a organização da dissertação.

O Capítulo 2 mostra uma revisão da literatura técnica pertinente ao assunto em estudo. Inicialmente apresentam-se as definições de alguns conceitos fundamentais na engenharia de fundações que serão utilizados nesta dissertação. Posteriormente comenta-se sobre os métodos de avaliação da capacidade de carga do sistema estaca-solo e a prova de carga estática, seguido pelos métodos dinâmicos, introdução da equação da onda e o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Apresenta-se também o método de cálculo de flambagem local e geral utilizado posteriormente na dissertação a critério de verificação da estabilidade das estacas estudadas, ou seja, a capacidade das estacas suportarem uma dada carga sem sofrer mudanças bruscas em suas configurações.

No Capítulo 3 são apresentadas comparações entre diferentes métodos de avaliação da capacidade de carga da fundação encontrados na literatura técnica.

O Capítulo 4 apresenta o estudo de caso, objeto de estudo. Apresenta-se brevemente a geologia da região de estudo e posteriormente descreve-se o perfil geotécnico do subsolo e as características geométricas das estacas estudadas e do sistema de cravação das mesmas. Apresentam-se também as metodologias dos ensaios que as estacas foram submetidas: ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente e de prova de carga estática.

O Capítulo 5 mostra os resultados obtidos nos ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente que foram realizados nas 20 estacas analisadas nesta dissertação e da prova de carga estática realizada também em cinco dessas estacas. Conjuntamente realizou-se uma análise dos resultados obtidos. Posteriormente são apresentados os valores de resistência do sistema estaca-solo obtidos pelos métodos de avaliação da capacidade de carga: as fórmulas estáticas semi-empíricas Aoki-Velloso (1975), Décout-Quaresma (1978-1982) e Velloso (1987) e as fórmulas dinâmicas de Hiley (1925), de Uto et al. (1985) e a de Hiley combinada com medidas de energia pelo PDA (Broms e Choo, 1988). Comparações entre os resultados de capacidade de carga previstos e medidos são realizadas.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões da dissertação e as sugestões para futuras pesquisas relacionadas à utilização de estacas tubulares de aço de alta resistência como elemento estrutural de fundação.

## CAPÍTULO 2

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

#### 2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo mostra uma revisão da literatura técnica pertinente ao assunto em estudo. Os tópicos aqui abordados dão subsídios para a realização e compreensão das análises realizadas neste trabalho.

#### 2.2. CONCEITOS

Inicialmente, apresentam-se as definições de alguns conceitos fundamentais na engenharia de fundações que serão utilizados nesta dissertação.

Define-se fundação de uma obra de engenharia civil como um sistema formado pelo conjunto de elementos estruturais que transmitem as cargas de uma obra ao solo de apoio e o próprio maciço de solo que resiste as tais cargas. Sua finalidade é receber e suportar as solicitações provenientes da superestrutura.

O sistema formado por cada elemento estrutural da fundação e pelo maciço de solo que o envolve, sob a base e ao longo do fuste no caso de estacas, caracteriza o que se denomina de elemento isolado de fundação. Assim, pode-se também dizer que a fundação é o sistema formado por todos os elementos isolados de fundação da obra (Aoki e Cintra, 2000). No caso deste trabalho o elemento estrutural da fundação sempre será uma estaca.

A capacidade de carga,  $R_u$ , de um elemento isolado de fundação é a carga que provoca a ruptura do elo mais fraco do sistema estaca-solo. Desta forma, a capacidade de carga depende tanto do tipo de maciço de solo e dos seus parâmetros de resistência quanto do processo executivo e da geometria (dimensão da seção transversal e comprimento) da estaca. Neste trabalho, quando utilizado somente o termo capacidade de carga entende-se que está se referindo ao elemento isolado de fundação.

A quantidade de elementos estruturais que constituem a fundação de uma obra bem como as dimensões da seção transversal e a disposição em planta são definidas pelo projetista que faz o lançamento da fundação com base nas solicitações que são transmitidas pelas seções de apoio da superestrutura. Já a profundidade de cada elemento estrutural que irá definir uma superfície resistente (Aoki et al., 2002), é a variável da fundação por estacas de uma obra.

#### 2.3. MÉTODO DE AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

##### 2.3.1. Métodos estáticos

Os métodos estáticos de avaliação da capacidade de carga do sistema estaca-solo podem ser teóricos, empíricos ou semi-empíricos. Os métodos teóricos consistem na estimativa da capacidade de carga obtida por meio das teorias desenvolvidas na Mecânica dos Solos. Os métodos semi-empíricos típicos são aqueles em que as propriedades dos solos são estimadas a

partir de correlações com ensaios *in situ* de penetração. As propriedades dos solos estimadas são posteriormente aplicadas às fórmulas teóricas (ABNT, 1996).

A carga admissível,  $P_a$ , é definida aplicando-se à carga de ruptura,  $R_u$ , obtida pelo cálculo da capacidade de carga do sistema estaca-solo, um coeficiente de segurança global, CS:

$$P_a = \frac{R_u}{CS} \quad (2.1)$$

A norma NBR 6122, “Projeto e execução de fundações” (ABNT, 1996), especifica o coeficiente de segurança mínimo igual a 2 para o cálculo de capacidade de carga de estacas sem prova de carga e de 1,6 para o caso em que seja feita a prova de carga antes do início da cravação. Esta redução só é permitida quando se dispõe de resultados de um número adequado de provas de carga e quando os elementos ensaiados são representativos do conjunto da fundação ou ainda a critério do projetista. Essa norma também admite a aplicação de coeficientes de segurança parciais.

### 2.3.2. Formulação teórica

Inúmeras teorias de determinação da capacidade de carga de fundações profundas foram desenvolvidas com base na observação do comportamento de fundações rasas, não considerando a alta tensão de confinamento que existe na fundação profunda (Castello, 1979). Os primeiros trabalhos teóricos para previsão da capacidade de carga admissível foram apresentados por Caquot (1934) e Buisman (1935), seguido por Terzaghi (1943), Meyerhorf (1951) e outros (Castello, 1979; Décourt et al., 1996). Cada um destes autores assumiu um modelo de ruptura para ser utilizado na análise teórica da capacidade de carga.

A Figura 2.1 ilustra as forças que atuam no elemento isolado de fundação quando o mesmo é submetido a uma solicitação. A capacidade de carga,  $R_u$ , é definida pela soma das resistências máximas suportadas pela ponta  $R_p$  e pelo atrito lateral  $R_l$ :

$$R_u = R_p + R_l \quad (2.2)$$

#### Resistência de Ponta

A resistência de ponta,  $R_p$ , é definida pelo produto da capacidade de carga unitária,  $q_p$ , da camada de solo na cota de apoio da estaca, pela área da seção transversal de sua ponta,  $A_p$ :

$$R_p = q_p \cdot A_p \quad (2.3)$$

Sendo, num solo homogêneo:

$$q_p = c_s \cdot N_c \cdot S_c + \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + \gamma \cdot L_c \cdot N_q \cdot S_q \quad (2.4)$$

onde,  $\gamma$  é o peso específico total do solo,  $B$  é a menor dimensão da fundação (no caso de estacas circulares  $B$  é o diâmetro da estaca),  $c_s$  é a coesão do solo de apoio,  $L_c$  é a profundidade entre a superfície do terreno e o nível da ponta da estaca,  $S_c$ ,  $S_\gamma$  e  $S_q$  são os fatores de correção quanto à forma da fundação e  $N_c$ ,  $N_\gamma$  e  $N_q$  são os fatores de capacidade de carga.

Os fatores de capacidade de carga dependem da forma da superfície de ruptura adotada por cada autor e também do ângulo de atrito interno  $\phi$  do solo de fundação. As diversas teorias existentes têm conduzido a valores muito discrepantes entre si, uma vez que a dispersão dos valores dos fatores de capacidade de carga entre os modelos de ruptura propostos é muito grande.

### Carga de atrito lateral

O atrito e a adesão entre o fuste da estaca e o solo desenvolvem uma força resistiva  $R_l$ , denominada de carga lateral e definida como:

$$R_l = q_l \cdot A_l \quad (2.5)$$

sendo,  $q_l$  a tensão de ruptura unitária por atrito lateral e  $A_l$  a área lateral da estaca.

Em geral, a tensão de ruptura lateral é determinada por:

$$q_l = c_a + \sigma_h \cdot \text{tg} \delta \quad (2.6)$$

sendo,  $c_a$  a aderência entre a estaca e o solo,  $\sigma_h$  a tensão horizontal média na superfície lateral da estaca na ruptura e  $\delta$  o ângulo de atrito entre a estaca e o solo. Tal tensão de ruptura lateral ao longo do fuste é de difícil avaliação (Lambe e Whitman, 1969).

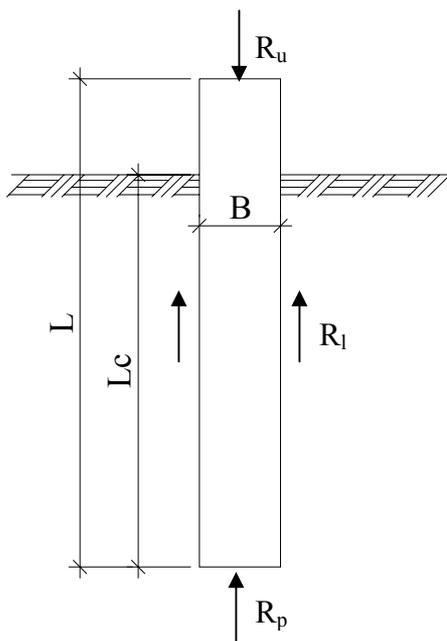


Figura 2.1 Transferência de carga axial ao solo pela ponta da estaca e por atrito lateral

### 2.3.3. Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados por meio de comparação dos resultados com provas de carga estáticas.

O primeiro método brasileiro de estimativa da transferência de carga de estacas foi proposto por Aoki e Velloso (1975). Desde então, vários autores vêm seguindo a mesma linha de raciocínio na proposição de outros métodos (Velloso e Alonso, 2000). Neste trabalho serão abordados além do método Aoki-Velloso (1975), o método Décourt-Quaresma (1978), e o

método de Velloso (1987), bastante utilizados no Brasil. Esses métodos de previsão da capacidade de carga definem a parcela de carga resistida pelo atrito lateral ao longo do fuste da estaca e a parcela resistida pelo solo sob a ponta da estaca. A soma das duas parcelas define a carga de ruptura do solo que dá suporte a uma estaca isolada.

Para as estacas de seção constante com a profundidade, a resistência de ponta e a resistência lateral são definidas pelas equações (2.3) e (2.5), respectivamente. A área lateral  $A_l$  da estaca é dada por:

$$A_l = \sum U \cdot \Delta l \quad (2.7)$$

sendo,  $U$  o perímetro da seção transversal do fuste da estaca e  $\Delta l$  o trecho onde se admite  $q_l$  constante.

A estimativa dos valores de  $q_l$  e  $q_p$  é o que diferencia os diversos métodos semi-empíricos. Vale ressaltar que os métodos semi-empíricos devem ser utilizados para as regiões geotécnicas que lhes deram origem e para os tipos de estacas propostas pelos autores de cada método. A utilização de métodos semi-empíricos em regiões diferentes a que foram propostos deve ser feita de maneira cuidadosa até que se tenha maior confiabilidade nos resultados.

Nesse trabalho, os métodos semi-empíricos apresentados a seguir serão utilizados para estimar a capacidade de carga das estacas tubulares de aço em estudo, cravadas em um solo predominantemente argiloso e apoiadas no embasamento rochoso.

#### Método Aoki-Velloso (1975)

Aoki e Velloso (1975) apresentam um critério de estimativa da capacidade de carga de fundação por estacas de diferentes tipos a partir dos resultados do ensaio de Cone (Cone Penetration Test, CPT). O método proposto é utilizado de maneira corrente na execução de projetos de fundação e também na comunidade científica.

A capacidade de carga do solo  $q_p$  na cota de apoio da estaca é dada por:

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.8)$$

e o atrito lateral  $q_l$  entre a estaca e o solo é definido como:

$$q_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.9)$$

sendo,  $q_c$  a resistência de ponta unitária medida no ensaio de Cone,  $f_s$  a resistência lateral unitária medida na luva de Begemann do CPT (área teórica de 150 cm<sup>2</sup>),  $F_1$  e  $F_2$  são os coeficientes de correção que levam em consideração o tipo de estaca e o efeito de escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo). Os coeficientes  $F_1$  e  $F_2$  foram obtidos através de ajustes dos resultados apresentados pelo critério estabelecido e por provas de carga estáticas. Os autores utilizaram o método de Van der Veen (1953) para estimar a carga de ruptura quando as provas de carga não foram levadas até à ruptura.

É comum o engenheiro de fundação dispor somente das informações presentes no boletim de sondagem à percussão SPT (Standard Penetration Test) para realizar um estudo de fundação, no qual fornece a descrição e classificação tátil visual das camadas de solos, a localização do

nível d'água e o índice de resistência à penetração do amostrador padrão tipo SPT. Assim, quando não se dispõe de resultados do ensaio CPT, os valores da resistência à penetração obtidos pela sondagem de simples reconhecimento do solo SPT podem ser utilizados na aplicação desse método através das correlações:

$$q_c \cong k \cdot N_p \quad (2.10)$$

e

$$f_s \cong \alpha \cdot k \cdot N_l \quad (2.11)$$

sendo,  $N_p$  e  $N_l$ , respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio do elemento estrutural de fundação e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura  $\Delta l$ , obtidos a partir da sondagem de simples reconhecimento SPT de referência. Os demais parâmetros são os coeficientes  $\alpha$  e  $k$ ; o primeiro é estabelecido por Begemann (1965) para correlacionar o atrito local do cone com ponteira Begemann com a tensão de ponta  $q_c$ , e o segundo é um coeficiente em função do tipo de solo que correlaciona a tensão de ponta do ensaio CPT com a resistência à penetração de simples reconhecimento SPT.

Os valores de  $k$  e  $\alpha$  são apresentados na Tabela 2.1 e os valores de  $F_1$  e  $F_2$  na 0 conforme estabelecidos pelos autores do método. O método Aoki-Velloso (1975) foi originalmente proposto para as estacas do tipo Franki, metálicas e pré-moldadas, acrescentado posteriormente os valores de  $F_1 = 3,0$  e  $F_2 = 6,0$  para as estacas escavadas com lama bentonítica.

Tabela 2.1 Coeficientes  $k$  e  $\alpha$  (Aoki-Velloso, 1975)

<b>Tipo de solo</b>	<b>k (kPa)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno-argilo	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto-arenosa	330	3,0

Tabela 2.2 Coeficientes de transformação  $F_1$  e  $F_2$  (Aoki-Velloso, 1975)

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

A capacidade de carga,  $R_u$ , de um elemento isolado de fundação é estimada pelo método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) pela expressão:

$$R_u = \frac{k \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot k \cdot N_l \cdot \Delta l) \quad (2.12)$$

sendo,  $U$  o perímetro da seção transversal do fuste da estaca e  $\Delta l$  o trecho onde se admite  $q_l$  constante.

Quando o segmento da estaca  $\Delta l$  a ser calculado, situa-se entre duas camadas de solos distintas o método adota uma média ponderada dos coeficientes  $k$  e  $\alpha$ , cujo peso é a espessura das camadas atravessadas pelo segmento da estaca. O mesmo procedimento deve ser realizado quando a distância  $\Delta l$  abaixo da ponta da estaca abrange mais de uma camada de solo.

Quando a ponta da estaca se situa entre duas cotas de determinação de valores de índices de resistência à penetração SPT, Aoki e Alonso (1986) recomendam que se faça uma interpolação linear da capacidade de carga da fundação calculada a partir desses dois índices.

#### Método Décourt-Quaresma (1978, 1982)

Décourt e Quaresma (1978) apresentam um método de previsão da capacidade de carga do sistema estaca-solo a partir dos dados fornecidos por sondagens de reconhecimento à percussão SPT. Os valores obtidos por esse método foram confrontados com os resultados de 41 provas de carga estáticas. Os autores utilizaram a carga de ruptura convencional correspondente ao recalque de 10% do diâmetro da estaca, para as provas de carga que não apresentaram ruptura nítida na curva carga-recalque.

O método Décourt-Quaresma (1978) permite prever tanto a resistência de ponta quanto a resistência por atrito lateral. A resistência de ponta (unitária) é obtida levando em consideração o número de golpes medidos em cada metro no ensaio SPT ( $N_{SPT}$ ) e o tipo de solo, pela expressão:

$$q_p = C \cdot N_{pm} \quad (2.13)$$

sendo  $N_{pm}$  a média aritmética dos valores de  $N_{SPT}$  correspondentes à ponta da estaca, imediatamente anterior e imediatamente posterior. O valor de  $C$  é um coeficiente obtido na Tabela 2.3 em função do tipo de solo.

A resistência lateral é estimada considerando a média dos valores de  $N_{SPT}$  do ensaio SPT ao longo do fuste, sem considerar os valores utilizados para a estimativa da resistência de ponta. De posse desse valor a adesão média ao longo do fuste é obtida diretamente pela Tabela 2.4 sem levar em consideração o tipo de solo.

Tabela 2.3 Valores do coeficiente C em função do tipo de solo (Décourt e Quaresma, 1978)

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

Tabela 2.4 Valores da resistência lateral do fuste (Décourt e Quaresma, 1978)

$N_l$ (valor médio ao longo do fuste)	Adesão (kPa)
$\leq 3$	20
6	30
9	40
12	50
$\geq 15$	60

Décourt (1982) aperfeiçoa o método proposto Décourt-Quaresma (1978) e a resistência por atrito lateral unitária passa a ser obtida pela expressão (em kPa):

$$q_l = 10 \cdot \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad (2.14)$$

sendo  $N_l$  o valor médio dos valores de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste da estaca. Os autores do método sugerem que os valores médios de  $N_{SPT}$  menores que 3 devem ser considerados iguais a 3 e os valores médios maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Portanto, a capacidade de carga  $R_u$  de um elemento isolado da fundação é estimada pela fórmula semi-empírica de Décourt-Quaresma (1978,1982) a seguir:

$$R_u = C \cdot N_{pm} \cdot A_p + 10 \cdot \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right) \cdot A_l \quad (2.15)$$

sendo  $A_p$  a área da seção transversal da ponta da estaca e  $A_l$  a área lateral.

O método Décourt-Quaresma (1978) foi proposto baseado em um estudo realizado basicamente em estacas pré-moldadas de concreto. No entanto, os autores do método admitem a validade do método proposto para as estacas do tipo Franki, Strauss (apenas com ponta em argila) e escavadas.

#### Método Velloso (1987)

Velloso (1987) apresenta um método semi-empírico de previsão da capacidade de carga do elemento isolado de fundação utilizando-se de resultados do ensaio de penetração do cone. A parcela de carga resistida pelo atrito lateral é definida como:

$$R_l = U \cdot v \cdot \lambda \cdot \sum \Delta l \cdot q_l \quad (2.16)$$

e a parcela de carga resistida pela ponta é:

$$R_p = A \cdot v \cdot \beta \cdot q_p \quad (2.17)$$

sendo  $v$ ,  $\lambda$  e  $\beta$ , respectivamente, os fatores da execução da estaca, de carregamento e da dimensão da base. O fator  $v$  é igual a 1 para estacas cravadas e 0,5 para estacas escavadas,  $\lambda$  é igual a 1 para estacas comprimidas e 0,7 para estacas tracionadas e  $\beta$  é igual 0 (zero) no caso de estacas tracionadas com diâmetro da base igual ao diâmetro do fuste e, caso contrário, é obtido pela equação:

$$\beta = 1,016 - 0,016 \cdot \frac{B}{B_b} \quad (2.18)$$

sendo  $B_b$  o diâmetro da ponta do cone padrão ( $B_b = 3,6$  cm).

Portanto, segundo o método Velloso (1987) a capacidade de carga  $R_u$  de um elemento isolado da fundação é estimada por:

$$R_u = A \cdot v \cdot \beta \cdot q_p + U \cdot v \cdot \lambda \cdot \sum \Delta l \cdot q_l \quad (2.19)$$

Dispondo-se de resultados de um ensaio de cone, a resistência de ponta (unitária)  $q_p$  é definida como:

$$q_p = \frac{\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2}}{2} \quad (2.20)$$

onde,  $\bar{q}_{c1}$  e  $\bar{q}_{c2}$  são, respectivamente, a média dos valores medidos da resistência de ponta  $q_c$  no ensaio de cone, numa espessura igual a  $8 \cdot B$  logo acima da cota de apoio da ponta da estaca e numa espessura igual a  $3,5 \cdot B$  logo abaixo da cota de apoio da ponta da estaca.

O atrito lateral unitário  $q_l$  é igual ao atrito lateral medido no ensaio de cone,  $q_l = f_s$ .

Quando não se dispõe de resultados do ensaio CPT, os valores da resistência à penetração obtidos pela sondagem de simples reconhecimento do solo SPT podem ser utilizados na aplicação desse método. A resistência unitária de ponta é definida por:

$$q_p = a \cdot N^b \quad (2.21)$$

A resistência de atrito lateral unitária é definida como:

$$q_l = a' \cdot N^{b'} \quad (2.22)$$

sendo,  $a$ ,  $b$ ,  $a'$  e  $b'$  parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT, cujos valores estão apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 Valores aproximados de a, b, a' e b' (Velloso, 1987)

Solo	Ponta		Atrito	
	a (kN/m <sup>2</sup> )	b	a' (kN/m <sup>2</sup> )	b'
Areias sedimentares submersas*	600	1	5	1
Argilas sedimentares submersas*	250	1	6,3	1
Solos residuais de gnaíse arenosiltosos submersos	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnaíse siltoarenosos submersos	400*	1*	8*	1*
	470**	0,96**	1,21**	0,74**

Nota: \* Dados obtidos na área da Refinaria Duque de Caxias (RJ)

\*\* Dados obtidos na área da AÇOMINAS (MG)

## 2.4. PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A prova de carga estática possibilita conhecer o comportamento de uma fundação quando submetida a cargas estáticas crescentes até que ocorra a ruptura do elo mais fraco do sistema estaca-solo. Normalmente, a ruptura ocorre no maciço de solo.

Considerada o método mais preciso de avaliação da capacidade de carga de uma fundação, a prova de carga estática é executada para medir a reação real do solo à aplicação de uma carga estática sobre o topo da estaca (Coduto, 1994; Hussein et al., 2002). Os demais métodos avaliam a capacidade de carga da fundação de forma indireta, razão pela qual geralmente fornecem valores menos precisos (Coduto, 1994).

O método de ensaio, a aparelhagem utilizada e a execução da prova de carga em estacas são normalizados no Brasil pela norma NBR 12131, “Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio” (ABNT, 1995). Também devem ser respeitadas as recomendações feitas pela norma NBR 6122, “Projeto e execução de fundações” (ABNT, 1996), quanto à avaliação da capacidade de carga por prova de carga estática.

O ensaio consiste basicamente em aplicar cargas conhecidas ao solo através do elemento de fundação e medir os deslocamentos correspondentes. As cargas aplicadas podem ser verticais, horizontais ou inclinadas; de compressão ou de tração. No caso de uma fundação profunda, o elemento de fundação ensaiado pode ser uma estaca, um conjunto de estacas associadas, ou ainda um tubulão (Niyama et al., 1996). Geralmente, as provas de carga são realizadas sobre cada elemento isolado da fundação, embora o ideal fosse ensaiar todos os elementos que compõem cada bloco (Alonso, 1991).

A prova de carga determina a resistência do solo mobilizada no momento do ensaio. O projeto geotécnico bem como outras considerações no que diz respeito às normas e especificações de execução ditam quando a prova de carga vai ser executada após a instalação da estaca. O tempo de espera pode variar de um dia até mais de uma semana (Hussein et al., 2002). O intervalo mínimo entre a instalação de estacas cravadas e o início do ensaio corresponde ao tempo necessário ao restabelecimento da estrutura do solo em torno da estaca, devido ao amolgamento do solo causado pela cravação. A norma NBR 12131, “Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio” (ABNT, 1995), recomenda o intervalo de 3 dias para solos não coesivos e de 10 dias para solos coesivos.

Embora a prova de carga estática seja considerada como o método que melhor representa as condições de campo e fornece assim resultados mais precisos quanto à capacidade de carga da fundação, devido ao alto custo e ao tempo necessário para a sua execução, dificilmente é executada em um número expressivo de estacas tal que se possa considerar representativo estatisticamente, de toda a fundação (Alonso, 1991), elevando assim a importância da utilização correta dos métodos de previsão (Hwang et al., 2003).

Niyama et al. (1996) relatam que a prova de carga estática vem evoluindo no que diz respeito a instalação, metodologia, equipamentos, operação e interpretação do ensaio, de forma a torná-lo mais preciso, rápido e econômico. Essa evolução busca tornar a utilização de provas de carga mais freqüente e em maior quantidade, além de estimular a realização de ensaios que atinjam a ruptura. Relatam ainda que a busca por estes objetivos contribui para a evolução do conhecimento do comportamento dos solos e das fundações, bem como na segurança e na economia das obras.

#### **2.4.1. Tipos de ensaios**

A norma NBR 12131 (ABNT, 1995) admite dois tipos de ensaios para a prova de carga estática: ensaio com carregamento lento e ensaio com carregamento rápido. A realização de outro tipo de ensaio é permitida pela norma desde que previamente justificado pelo projetista. Entretanto, exige que seja realizada pelo menos uma prova de carga do tipo “ensaio com carregamento lento ou rápido” para fins de comparação.

O ensaio lento (“slow maintained load test”, SML) é o mais antigo e mais utilizado no Brasil (Niyama et al., 1996). Consiste em aplicar cargas conhecidas, divididas em parcelas, a cada estágio de carregamento. Cada incremento de carga, que não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista no ensaio, é mantido até que ocorra a estabilização dos recalques correspondentes. A estabilização ocorre quando em duas leituras sucessivas o recalque não exceder a 5% do recalque total observado no mesmo estágio de carregamento e o tempo de cada estágio não deve ser inferior a 30 minutos (ABNT, 1995).

O ensaio é executado até a obtenção da carga de ruptura ou até que se atinja o dobro da carga de trabalho provável, que pode estar bem abaixo da carga de ruptura da estaca (Hussein et al., 2002). A norma NBR-12131 (ABNT, 1995) relata ainda que, caso a ruptura não seja atingida, inicia-se depois de decorridas 12 horas de manutenção da carga máxima aplicada, o descarregamento. Devem ser realizados pelo menos 4 estágios de descarregamento com controle dos deslocamentos até a estabilização e com duração mínima de 15 minutos.

O ensaio com carregamento rápido (“quick maintained load test”, QML) surgiu a partir de variações do ensaio lento. Entretanto, a carga aplicada em cada estágio, que não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista no ensaio, é mantida por 5 minutos independente da estabilização ter ocorrido ou não. As leituras dos recalques são feitas no início e no fim de cada estágio, sendo que a última é feita 10 minutos após o descarregamento total. Niyama et al. (1996) afirmam que a grande vantagem na realização deste ensaio é a redução do custo e do tempo de execução além deste procedimento proporcionar uma melhor definição da curva carga-recalque devido à maior quantidade de pontos utilizados no traçado.

Além do ensaio rápido, outros ensaios surgiram a partir de variações do ensaio lento visando a busca de melhores informações quanto as parcelas de ponta e atrito lateral das estacas ou a melhor definição da curva carga-recalque (Niyama et al., 1996). Alguns desses ensaios são: ensaio de carregamento a uma velocidade de recalque constante (“constant rate of penetration test”, CRP) e ensaio de carregamento com ciclos de carga e descarga (“swedish cyclic test”, SCT, ou “cyclic load test”, CLT).

O ensaio de carregamento a uma velocidade de recalque constante, também é realizado em poucas horas (cerca de 2 a 3 horas) assim como o QML. Este ensaio permite apenas determinar a capacidade limite do elemento de fundação ensaiado para uma velocidade especificada, não podendo assim estabelecer uma relação carga-recalque. Com a velocidade de recalque constante pré-determinada, cerca de 0,25 a 2,5 milímetros por minuto, mede-se a força que é aplicada e o recalque correspondente. O ensaio é interrompido quando a carga deixa de crescer com a penetração da estaca no solo, ou quando é atingido um recalque elevado (5,0 a 7,0 cm). Assim como o QML, este ensaio apresenta como vantagens a redução do tempo de duração e a boa definição da curva carga-recalque. Entretanto apresenta dificuldade de execução e necessidade de equipamentos especiais (Fellenius, 1980; Niyama et al., 1996).

Nos ensaios cíclicos CLT ou SCT, o elemento de fundação é carregado a 1/3 da carga de trabalho prevista em projeto e em seguida descarregado até a metade desta carga. A carga é aumentada em 50% da carga máxima do ciclo anterior somente após o ciclo ter sido repetido 20 vezes. Cada ciclo dura 20 minutos e os ensaios são realizados até a ruptura, apresentando tempo de duração igual ou superior ao ensaio SML. Niyama et al. (1996) relatam que estudos têm sido feitos para a obtenção das parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral em estacas a partir dos resultados deste ensaio.

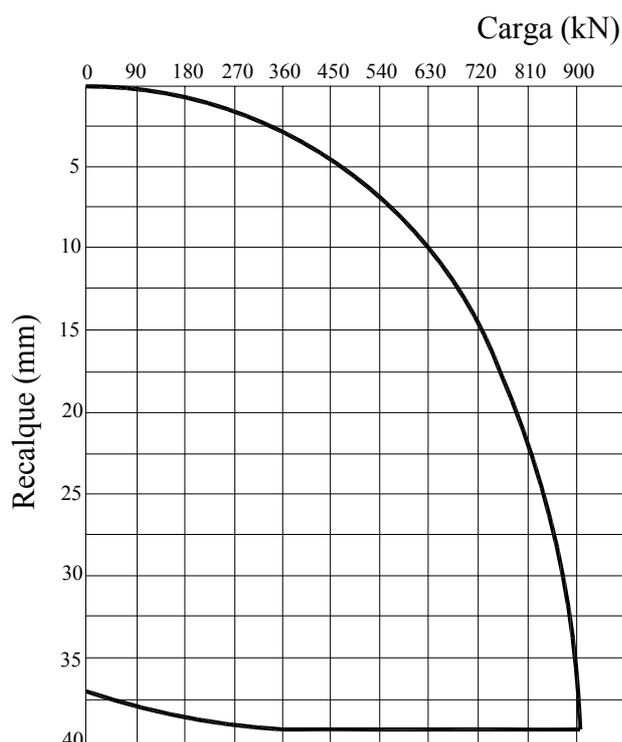
#### **2.4.2. Definição da carga de ruptura a partir da curva carga-recalque**

Os resultados de uma prova de carga estática são geralmente apresentados na forma de uma curva carga-recalque, com a carga no eixo das abscissas e o recalque no eixo das ordenadas.

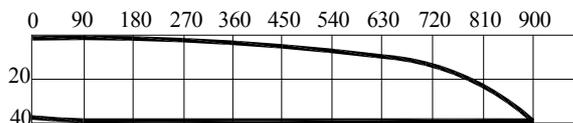
A capacidade de carga da estaca é considerada definida quando ocorrer a ruptura nítida da fundação. Ou seja, ao ser atingida a carga de ruptura o recalque se torna incessante. Entretanto, em muitos casos não há uma definição clara da carga de ruptura. Isto ocorre quando o ensaio não é realizado até a ruptura, seja por motivo de custo, de prazo, por limitação da reação ou por limitação estrutural da estaca. Nesses casos, pode-se utilizar um método de extrapolação da curva carga-recalque para a avaliação da carga de ruptura. Um método de extrapolação bastante utilizado no Brasil é o de Van der Veen (1953). Também pode ocorrer que a ruptura não seja caracterizada devido aos elevados valores de recalque. A estaca é carregada até apresentar um recalque considerável, mas a curva carga-recalque indica um crescimento contínuo do recalque com a carga, não indicando assim uma carga de ruptura. Para essa situação, a norma NBR 6122, “Projeto e execução de fundações” (ABNT, 1996), estabelece que a ruptura deve ser convencionalizada e propõe então um método para a sua obtenção, conhecido como método da norma NBR 6122.

A curva carga-recalque deve ser plotada numa escala adequada para que não ocorra uma interpretação equivocada da carga de ruptura. Van der Veen (1953) mostra o resultado de uma prova de carga executada sobre uma estaca de concreto apresentado em duas escalas diferentes para mostrar a influência da escala na construção da curva carga-recalque (Figura 2.2). A curva (a) indica uma ruptura nítida para a carga de 900 kN e a curva (b) sugere que não ocorreu a ruptura do elemento isolado de fundação. Verifica-se que a mudança de escala resulta em uma aparente mudança do valor da carga de ruptura.

A norma NBR 12131 (ABNT, 1995) relata que a curva carga-recalque deve ser traçada em uma determinada escala de forma que a reta que liga a origem do gráfico ao ponto da curva correspondente à carga estimada de trabalho faça uma inclinação de  $20 \pm 5^\circ$  com o eixo das cargas.



(a)



(b)

Figura 2.2 Curva carga-recalque plotada em duas escalas diferentes (Van der Veen, 1953)

Existem vários métodos de avaliação da carga de ruptura a partir dos resultados de prova de carga estática. Fellenius (1980) e Hwang et al. (2003) apresentam e comentam vários desses métodos, tais como: Método de Davisson, Método de Chin, Método de De Beer, Critério dos 80% de Brinch-Hansen, Método de Mazurkiewicz, Método de Fuller e Hoy, Método de Butler e Hoy, Método de Van der Veen e Critério da Norma Inglesa. Pode-se citar ainda o método da norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 1996).

Fellenius (1980) afirma que a definição de ruptura precisa ser baseada em alguma regra matemática que gere um valor reproduzível e que não depende da escala utilizada no traçado da curva carga-recalque ou da opinião pessoal dos envolvidos na interpretação dessa curva. Assim como Reese (1972), Fellenius (1980, 1999) relata que a capacidade de carga deve ser analisada considerando a forma da curva carga-recalque, caso contrário toda a interpretação perde o significado. E deve-se levar em conta pelo menos o comprimento da estaca, pois a forma da curva indiretamente o considera.

A seguir, apresentam-se alguns métodos utilizados na interpretação de provas de carga estáticas quando estas não são conduzidas até a ruptura. O método da NBR 6122 (1996) será utilizado posteriormente na interpretação dos dados das provas de carga estáticas realizadas nas estacas tubulares metálicas do presente trabalho.

### Método da NBR 6122 (1996)

O método descrito pela norma NBR 6122 convencionou a carga de ruptura como sendo a carga correspondente ao recalque,  $\Delta_r$ , que excede à compressão elástica da estaca por um fator igual ao seu diâmetro dividido por 30, definida pela equação abaixo e ilustrado na Figura 2.3:

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{B}{30} \quad (2.23)$$

sendo,  $\Delta_r$  o recalque de ruptura convencional,  $P_r$  a carga de ruptura convencional,  $L$  o comprimento da estaca,  $A$  a área da seção transversal da estaca,  $E$  o módulo de elasticidade do material da estaca e  $B$  o diâmetro da estaca (diâmetro do círculo circunscrito à estaca quando esta não for circular).

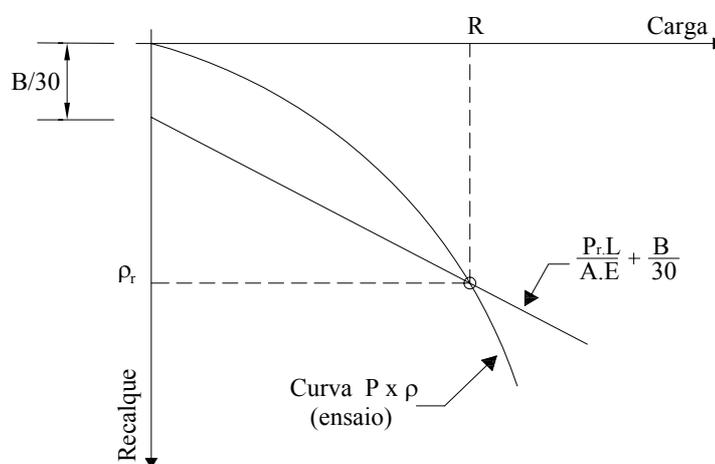


Figura 2.3 Carga de ruptura convencional (NBR 6122, 1996)

### Método de Davisson (1972)

Conforme Fellenius (1980), o método de Davisson (1972) convencionou a carga limite (e não propriamente a carga de ruptura) em função do valor do recalque máximo da estaca. A carga limite, ilustrada graficamente na Figura 2.4, é definida como a carga que excede a compressão elástica da estaca em 0,15 polegadas (4 mm) mais um fator igual ao diâmetro da estaca dividido por 120.

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + 0,15" + \frac{B}{120} \quad (2.24)$$

onde,  $\Delta_r$ ,  $P_r$ ,  $L$ ,  $A$ ,  $E$ , e  $B$  são os mesmos convencionados no método da NBR 6122.

Conforme Fellenius (1980) o método de Davisson (1972) foi desenvolvido em conjunto com a análise da equação da onda de estacas cravadas e seu uso tem sido difundido com o aumento da popularidade desse método de análise. Fellenius (1980) relata que esse método tem a vantagem de permitir o cálculo com antecedência do recalque máximo admissível para uma determinada carga de ensaio levando em consideração apenas o comprimento e o tamanho da estaca.

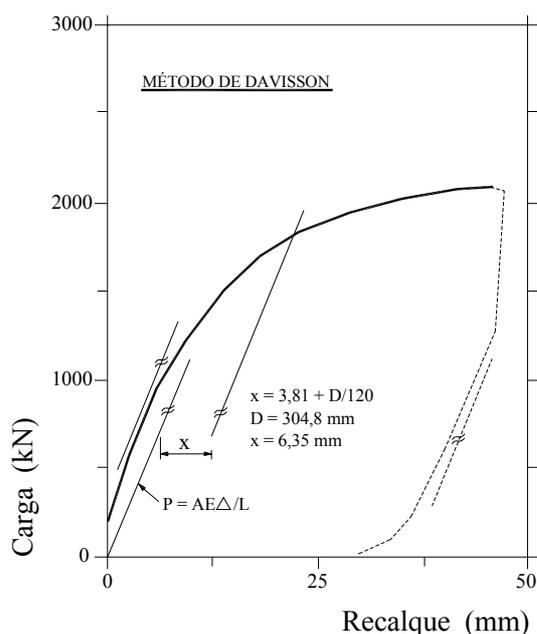


Figura 2.4 Critério de ruptura pelo método de Davisson, 1972 (Fellenius, 1980)

O método de Davisson (1972) é indicado em provas de cargas com carregamento a uma velocidade constante, CRP. A sua aplicação em provas de carga do tipo lenta pode conduzir a resultados conservadores (Fellenius, 1980; Godoy, 1983; Coduto, 1994).

### Critério Inglês

O método mais comum de interpretação de provas de carga estáticas em estacas cravadas é o sugerido pelo critério Inglês. Nesse método a carga de ruptura é aquela que corresponde a um recalque,  $\Delta_r$ , igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca, como mostra a Figura 2.5. Essa definição não considera as deformações elásticas da estaca que podem ser bastante significativas no caso de estacas longas e insignificantes no caso de estacas curtas.

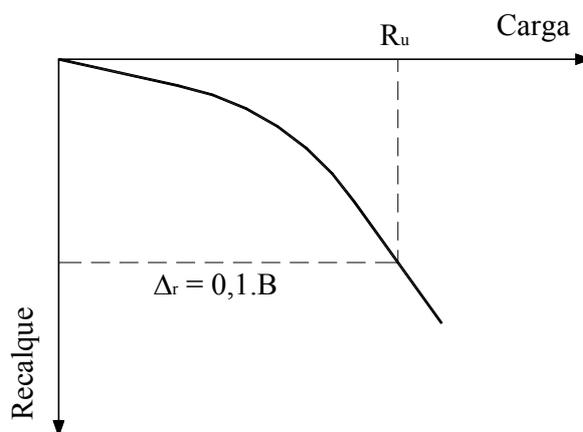


Figura 2.5 Critério Inglês de ruptura

### Método de Van der Veen (1953)

O método de Van der Veen (1953) é um método de extrapolação da curva carga-recalque bastante utilizado no Brasil. Esse método também é um critério de ruptura, pois impõe que a curva carga-recalque seja assíntota a uma reta vertical, caracterizando a ruptura do sistema estaca-solo. Diferentemente dos demais métodos apresentados, esse método não fornece uma carga de ruptura convencional e sim uma carga de ruptura física. A ruptura física é caracterizada por recalques teoricamente infinitos enquanto que a ruptura convencional caracteriza a ruptura por um recalque arbitrado.

O método de Van der Veen (1953) assume que a curva carga-recalque pode ser aproximada por uma função exponencial:

$$P = R_u (1 - e^{-\omega \cdot \rho}) \quad (2.25)$$

sendo  $\omega$  um coeficiente que define a forma da curva,  $R_u$  a carga de ruptura,  $P$  uma carga da curva e  $\rho$  o recalque correspondente.

Assumindo vários valores de  $R_u$ , e dividindo cada nível de carregamento  $P$  da curva obtida na prova de carga pelo valor de  $R_u$  assumido, calculam-se os valores de  $-\ln(1 - P/R_u)$  que são plotados versus os recalques correspondentes numa escala semi-logarítima de base neperiana, como mostra a Figura 2.6. A carga de ruptura é obtida por tentativas, sendo definida como a carga na qual a curva se aproxima de uma linha reta.

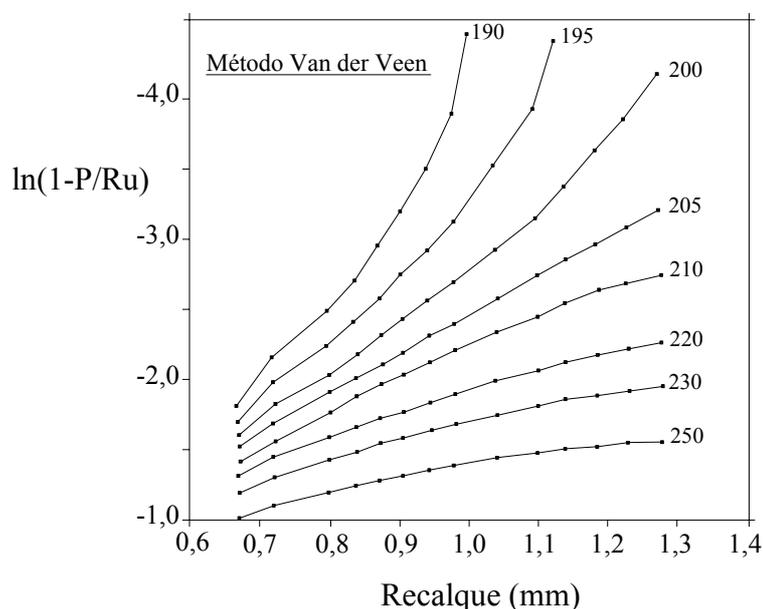


Figura 2.6 Critério de ruptura pelo método de Van der Veen (1953)

## 2.5. MÉTODOS DINÂMICOS

A previsão da capacidade de carga em estacas cravadas através de métodos dinâmicos foi originada há mais de um século atrás quando engenheiros tentavam expressar a intuitiva relação entre a resistência de cravação expressa em penetração para uma dada quantidade de golpes e a capacidade de carga, utilizando o princípio da física Newtoniana do choque entre dois corpos.

Na década de 50, com a disponibilidade de computadores digitais a solução discreta da propagação elástica e unidimensional da onda (Equação da Onda) tornou-se possível (Hussein et al, 2002). Em 1960, E. A. Smith desenvolveu um conceito que explica o processo de cravação de estacas no solo através da teoria de propagação da onda unidimensional. Os conceitos que envolvem as soluções pela equação da onda, nos quais estudam a estaca como uma barra ao longo do qual se propaga uma onda de tensão ou força gerada pelo golpe do martelo, estão expostos no item 2.5.2.

Atualmente, os métodos dinâmicos de cravação de estacas podem ser utilizados tanto no cálculo da capacidade de carga da fundação para uma dada nega quanto no controle de cravação, visando garantir a capacidade de carga previamente estimada (Velloso e Lopes, 2002).

A adequabilidade de um dado sistema de cravação (martelo - sistema de amortecimento - estaca) pode ser analisada previamente através de programas de computador baseados na Teoria da Equação da Onda, tais como: TTI Program, Raymond Company, Diesell, Dukfor, Sweap e TNO-Delf. Pode-se também citar o programa de análise da Equação da Onda FADWAVE desenvolvido por Joseph Bowles da Engineering Computer Software. Um programa que tem sido bastante utilizado é o GRLWEAP (Wave Equation Analysis of Pile Driving), que é uma versão mais atualizada do programa WEAP desenvolvido pelo atual Case Western Reserve Institute. A partir deste programa resultaram os métodos de análises dos registros de instrumentação dinâmica mais conhecidos, que são os métodos CASE e CAPWAPC.

A previsão da carga de ruptura do solo,  $R_u$ , através da aplicação de fórmulas de capacidade de carga estática, é feita utilizando as informações obtidas nos perfis geotécnicos. Os perfis geotécnicos são geralmente obtidos pelas sondagens de simples reconhecimento do solo realizadas em alguns pontos do terreno. Assim, durante a execução, é necessário verificar se a profundidade e a capacidade de carga prevista no projeto estão sendo confirmadas na prática (Alonso, 1991).

A verificação de campo da capacidade de carga da fundação por estacas cravadas é tradicionalmente realizada pela medição de nega e eventualmente do repique elástico ao final da cravação. A nega é o deslocamento permanente da estaca quando submetida a um golpe do martelo e o repique elástico é o deslocamento devido às deformações elásticas do fuste da estaca e do solo sob a sua ponta.

A verificação do desempenho de uma fundação apresenta algumas dificuldades, tais como: a complexidade e a heterogeneidade dos solos e de suas propriedades, a impossibilidade de visualização da fundação após sua execução, e as incertezas e dificuldades inerentes aos ensaios de campo e aos processos executivos. Estas dificuldades comprovam a necessidade de um processo indireto de verificar o desempenho das fundações (Niyama et al., 1996).

O controle das estacas cravadas à percussão, no que se refere à forma de obtenção dos dados da resposta à cravação, pode ser feito utilizando desde o método mais simples das fórmulas dinâmicas combinadas a medições de negas, até a sofisticada técnica de monitoração com instrumentos eletrônicos (Gomes e Lopes, 1986). A seleção cuidadosa do controle de cravação melhora a confiabilidade da fundação e também o custo global da instalação das estacas (Bell et al., 2002).

### **2.5.1. Fórmulas dinâmicas**

As fórmulas dinâmicas são uma técnica tradicional de análise da capacidade de carga da fundação utilizada constantemente no controle de cravação de estacas. Elas são baseadas em

correlações entre as características medidas durante a cravação (como, o peso do martelo,  $W_r$ , a altura de queda do martelo,  $h$ , o peso da estaca  $W_p$ , e os seus deslocamentos) e a resistência do solo à penetração da estaca. A Figura 2.7 mostra de forma simplificada os parâmetros envolvidos no processo de cravação.

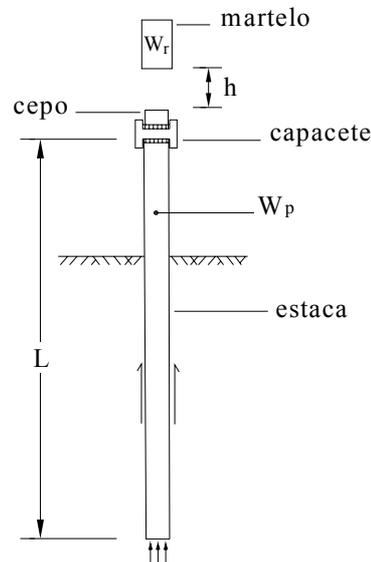


Figura 2.7 Parâmetros envolvidos no processo de cravação (Fleming et al., 1992)

Cummings (1940) mostra que a relação entre a penetração da estaca sob a aplicação de um golpe do martelo e a resistência correspondente do solo é aproximadamente como indica a Figura 2.8, (Terzaghi, 1943). A Figura 2.8 (a) mostra que a resistência à penetração de uma estaca cravada num solo arenoso aumenta consideravelmente a medida que a penetração ocorre (aumento do deslocamento). Por outro lado, para uma estaca cravada num solo argiloso, a medida que a penetração da estaca no solo aumenta ocorre um pico de resistência e depois uma diminuição para um valor residual (Figura 2.8 (b)). Neste caso a resistência dinâmica à penetração é dada pela resistência residual representada pela abscissa  $Q'_d$  sobre a reta assintótica vertical à curva de penetração.

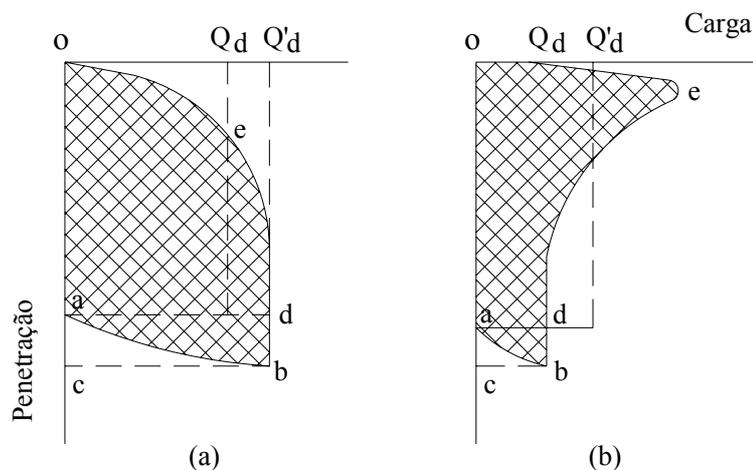


Figura 2.8 Relação entre a resistência e a penetração durante o impacto do martelo sobre a estaca (Cummings, 1940)

O golpe do martelo sobre a estaca produz um deslocamento permanente da mesma (nega,  $S$ ) e também um deslocamento elástico da estaca  $C_2$  e do solo sob a ponta da estaca  $C_3$ . Desta forma, a penetração permanente produzida pelo golpe do martelo é seguida por um repique

elástico (repique,  $K = C_2 + C_3$ ) percebido pelo movimento para cima do topo da estaca. O deslocamento elástico é indicado na Figura 2.8 pela linha *ba*. A área hachurada *oba* representa o trabalho requerido para vencer o atrito lateral e o deslocamento do solo sob a ponta da estaca.

A Figura 2.9 ilustra um dispositivo prático para a medição em campo da nega e do repique elástico pelo procedimento proposto por Chellis (1961), que consiste em prender uma folha de papel sobre a estaca e apoiar-se um lápis numa régua de referência. A cada golpe do martelo sobre o topo da estaca, move-se o lápis horizontalmente, registrando-se na folha de papel um sinal que representa, de maneira gráfica, a deformação do conjunto estaca-solo quando submetido a um carregamento dinâmico. O deslocamento máximo é dado pela soma do repique e da nega. Os valores de nega e repique elástico medidos no campo são utilizados nas fórmulas dinâmicas para a obtenção da resistência mobilizada do solo à penetração da estaca.

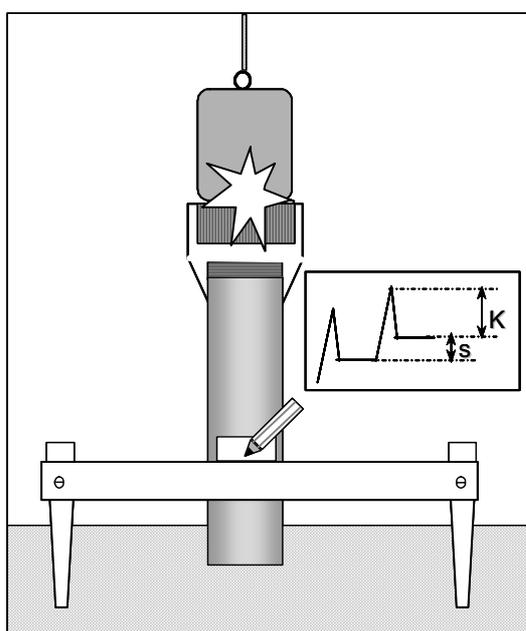


Figura 2.9 Dispositivo para medida de nega e repique

Terzaghi (1943) relata que as fórmulas dinâmicas foram elaboradas a partir da hipótese de que a resistência à penetração da estaca no solo permanece com valor constante durante todo o movimento de penetração permanente da estaca. Acreditava-se que esta resistência, mobilizada instantaneamente ao longo da cravação, era a resistência última do sistema estaca-solo, ou seja, a capacidade de carga da fundação. Atualmente, sabe-se que as fórmulas dinâmicas fornecem uma previsão da resistência do solo mobilizada à penetração da estaca (resistência do sistema estaca-solo) correspondente à energia aplicada pelo impacto do martelo sobre o topo da estaca e não à carga de ruptura da fundação sob carregamento estático.

A maioria das fórmulas dinâmicas baseia-se no princípio da conservação da energia, na lei de Newton e na lei de Hooke. Pelo princípio da conservação da energia, a energia potencial é igual ao trabalho realizado na cravação acrescido das perdas totais de energia do sistema,  $X$ . A energia potencial é dada pelo produto do peso do martelo  $W_r$  pela sua altura de queda  $h$ , e o trabalho realizado na cravação é representado pela resistência  $R$  vencida pela estaca vezes a nega  $S$ , como mostra a equação:

$$W_r \cdot h = R \cdot S + X \quad (2.26)$$

sendo que as perdas de energia do sistema se devem principalmente à eficiência do martelo, à dissipação da energia no choque (teoria do impacto de Newton) entre o martelo e a estaca e às deformações elásticas dos acessórios de cravação, do solo e da estaca. Considerando essas perdas de energia na Equação (2.26), tem-se a equação geral dada por:

$$R \cdot S = e_f \cdot W_r \cdot h - e_f \cdot W_r \cdot h \cdot \frac{W_p(1-e^2)}{W_p + W_r} - \frac{R \cdot C_1}{2} - \frac{R^2 \cdot l}{2AE} - \frac{R \cdot C_3}{2} \quad (2.27)$$

sendo,  $e_f$  a eficiência do martelo,  $W_p$  o peso da estaca,  $e$  o coeficiente de restituição ao choque,  $C_1$  e  $C_3$  as compressões elásticas do capacete sobre a estaca e do solo respectivamente e  $l$  é o comprimento medido do topo da estaca até o centro de resistência à cravação. A primeira parcela negativa da equação refere-se à perda de energia devido o impacto semi-estático entre o martelo e a estaca, seguida pelas perdas de energia devido a compressão elástica do capacete, estaca e solo respectivamente.

Há um número muito grande de fórmulas dinâmicas que se diferem principalmente pelas considerações feitas quanto à perda de energia do sistema. Conforme a seqüência histórica relatada por Whitaker e Bullen (1981), a primeira fórmula desenvolvida com a finalidade de avaliar a capacidade de carga estática última de uma fundação por estaca cravada foi a de Weisbach (1820) na qual considerava que a perda de energia era devida somente à compressão elástica da estaca. Em 1851 surgiu a fórmula de Sanders elaborada para estacas de madeira e as perdas de energia não foram consideradas ( $X = 0$ ). Posteriormente foram publicadas a fórmula de Rankine (1862) e a de Wellington, mais conhecida como Engineering News (1898). A fórmula de Hiley surgiu em 1925 e em 1930 Hiley publicou mais detalhes da sua fórmula no Journal of the Institution of Structural Engineers. A fórmula de Hiley é considerada por Terzaghi (1943) juntamente com a equação de Redtenbacher (1859) como a melhor expressão desse grupo.

A fórmula de Hiley estima a resistência do sistema estaca-solo considerando como perdas de energia no sistema de cravação, o impacto do martelo e a sua eficiência além das deformações elásticas do capacete, da estaca e do solo. A fórmula dinâmica clássica de Hiley, freqüentemente utilizada no controle de cravação de estacas, é definida segundo Chellis (1961) como:

$$R_u = \frac{e_f \cdot W_r \cdot h}{[S + 0,5 \cdot (C_1 + C_2 + C_3)]} \cdot \frac{W_r + e^2 \cdot W_p}{W_r + W_p} \quad (2.28)$$

sendo,  $R_u$  a carga de ruptura do solo,  $e_f$  a eficiência do martelo,  $W_r$  o peso do martelo,  $h$  a altura queda do martelo,  $W_p$  o peso da estaca e dos acessórios que a acompanham,  $e$  o coeficiente de restituição,  $S$  a nega, e  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  representam as deformações elásticas respectivas do capacete, da estaca e do solo.

Whitaker e Bullen (1981) citam ainda as fórmulas de Faber (1947) e a de Bullen (1959). Atualmente, existe um grande número de fórmulas dinâmicas utilizadas no controle de cravação de estacas. Bowles (1996) cita ainda as fórmulas dos Dinamarqueses, de Eytelwein, de Gates, de Janbu, Engineering News modificada, Navy-McKay e Pacific Coast Uniform Building Code. Esse autor relata que estas equações, exceto a equação de Gates, são derivadas da equação de Hiley (1930). Entre os cravadores de estaca aqui no Brasil uma fórmula atribuída a Brix parece ser a mais difundida.

Chellis (1961), baseado na lei de Hooke, mostra que a parcela elástica da estaca,  $C_2$ , da fórmula de Hiley é dada por:

$$C_2 = \frac{R_u l}{A \cdot E} \quad (2.29)$$

sendo que  $l$  é a profundidade do centro de resistência da cravação da estaca,  $A$  é a área da seção transversal da estaca e  $E$  o módulo de elasticidade. Chellis (1961) observou que a própria estaca poderia ser considerada como uma mola para verificar o valor da resistência última  $R_u$ , desde que esta resistência varie diretamente com  $C_2$ .

Portanto, conforme Aoki (1986) a equação (2.29) pode ser escrita em função da carga mobilizada como:

$$R_u = \frac{C_2 \cdot A \cdot E}{l} \quad (2.30)$$

Assim, a resistência  $R_u$  pode ser obtida através da medição do repique elástico  $K$  durante a cravação. O valor de  $C_2$  é obtido subtraindo a parcela de deformação elástica do solo  $C_3$  do repique medido. Essa equação tem a vantagem de avaliar a resistência à cravação de estacas sem ter que estimar as perdas causadas pelo sistema de cravação e amortecimento, como acontece nas fórmulas dinâmicas tradicionais. A dificuldade está na definição de  $l$ .

Velloso (1987), com base em Chellis (1961) e Aoki (1986), propõe a seguinte expressão aproximada:

$$R_u = \frac{C_2 \cdot A \cdot E}{\eta \cdot L_c} \quad (2.31)$$

sendo,  $L_c$  o comprimento cravado da estaca e  $\eta$  é dado por:

$$\eta = \chi + \psi(1 - \nu) \approx 0,7 \quad (2.32)$$

sendo que,  $\chi$  é a razão da parcela de carga na ponta da estaca  $R_p$  pela resistência última  $R_u$   $\left(\chi = \frac{R_p}{R_u}\right)$ .  $\psi$  é um coeficiente que varia em função da distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade. Em geral,  $\psi$  varia de 0,5 a 0,7, no entanto, normalmente adota-se o valor médio 0,6.

Broms e Choo (1988) relataram que as principais incertezas da fórmula de Hiley (1925) e outras fórmulas dinâmicas de cravação são a eficiência do martelo,  $e_f$ , a deformação elástica do capacete,  $C_1$ , e o coeficiente de restituição  $e$ . Broms e Choo (1988) apresentaram uma fórmula dinâmica simplificada que combina a fórmula de Hiley com medidas da energia máxima  $EMX$  transmitida ao sistema estaca-solo pelo impacto do martelo sobre a estaca e medida pelo sistema de cravação PDA, dada por:

$$R_u = \frac{EMX}{[s + 0,5 \cdot (C_2 + C_3)]} \quad (2.33)$$

Bowles (1996) afirma que cada equação geralmente reflete as suposições feitas pelo autor baseado em suas experiências pessoais e/ou na tentativa de simplificar a equação para o uso

corrente. Adicionado à larga variabilidade dos solos e das condições do martelo, as fórmulas dinâmicas não têm apresentado boas correlações com a experiência de campo, especialmente quando são utilizadas em áreas geográficas diferentes da que foi proposta. Relata ainda que as equações dinâmicas são altamente dependentes da eficiência do martelo. Este parâmetro é estimado e pode variar durante a cravação, ou seja, há o desconhecimento da energia real transmitida pelo sistema de cravação ao topo da estaca. Esta é uma das maiores dificuldades de se utilizar as fórmulas dinâmicas. Assim, as fórmulas dinâmicas têm sido bastante criticadas e o uso dessas fórmulas tem sido então recomendado apenas para garantir a homogeneidade da fundação, conforme descreve a Norma NBR 6122 “Projeto e execuções de fundações” (ABNT, 1996).

Apesar das críticas devido às suas limitações, as fórmulas dinâmicas continuam sendo bastante utilizadas no meio geotécnico como forma de avaliação da capacidade de carga da fundação com base na medição de nega e repique elástico. Com o aparecimento dos métodos de ensaio de carregamento dinâmico que utilizam a equação da onda, houve um grande avanço nessa área sendo possível não só conhecer a capacidade de carga, mas também quantificar as parcelas da carga última suportada pela ponta e pelo fuste da estaca. A análise e a quantificação de alguns parâmetros passaram a ser viável através da teoria da equação da onda e novas fórmulas continuam sendo criadas e as já existentes estão sendo reavaliadas e aferidas (Gonçalves et al., 2000).

Uto et al. (1985) propõem uma fórmula dinâmica baseada na teoria da equação da onda. A equação de Uto et al. (1985) permite determinar a capacidade de carga dinâmica decomposta nas parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral, definida como:

$$R_u = \frac{A \cdot E \cdot (S + C_3 + 2 \cdot C_2)}{2 \cdot e_{ce} \cdot L} + \frac{N \cdot U \cdot L_c}{e_c} \quad (2.34)$$

sendo, A a área da seção transversal da estaca, E o módulo de elasticidade do material da estaca, L o comprimento total da estaca,  $L_c$  o comprimento cravado, N a média dos  $N_{SPT}$  valores obtidos na sondagem SPT ao longo da estaca, U o perímetro da estaca, K o repique elástico ( $K = C_2 + C_3$ ),  $e_{ce}$  o fator de correção do comprimento efetivo ( $e_{ce} = \left(1,5 \cdot \frac{W_r}{W_p}\right)^{1/3}$ ),  $e_c$

o fator de correlação entre o SPT e o atrito lateral da estaca e tem seu valor fixado em 2,5. Uto et al. (1985) admitem  $C_3$  igual a S e a equação acima torna-se:

$$R_u = \frac{A \cdot E \cdot K}{e_{ce} \cdot L} + \frac{N \cdot U \cdot L_c}{e_c} \quad (2.35)$$

Várias tentativas têm sido feitas para melhorar a confiabilidade das fórmulas dinâmicas. Rosa e Wolle (2001) propõem modificações na fórmula dinâmica de Chellis (1961) após um estudo comparativo com valores de resistência de 519 resultados de monitorações dinâmicas realizadas em estacas pré-moldada de concreto de diversos diâmetros e comprimentos e cravadas em vários tipos de solo. As análises estão descritas detalhadamente em Rosa (2000) no qual também realiza o mesmo estudo para a fórmula de Uto et al. (1985). Embora a fórmula de Uto et al. (1985) modificada por Rosa (2000) não tenha apresentado resultados esperados, Rosa (2000) considera que a equação proposta possa ser utilizada com uma confiabilidade maior do que a fórmula original e com dispersão aceitável para uma fórmula dinâmica de cravação.

A resistência à cravação de estacas é a soma da resistência estática e da resistência dinâmica, sendo assim, o fator de segurança que converte a carga de ruptura em carga admissível leva em consideração a resistência dinâmica. Bowles (1996) apresenta faixas de valores de fator de segurança para algumas equações dinâmicas obtidas através de um estudo com 88 estacas. Entretanto, Gomes e Lopes (1986) recomendam que o fator de segurança seja determinado em cada obra, através de uma prova de carga piloto, para evitar as incertezas de se trabalhar com valores obtidos na literatura. Eles relatam também a importância de medir o valor do repique elástico do topo da estaca no campo e em utilizá-los nas fórmulas dinâmicas em substituição ao valor previamente estimado antes do início da obra. Segundo Gomes e Lopes (1986), a confiabilidade do uso de fórmulas dinâmicas no controle de cravação de estacas pode também ser melhorada através de comparações com resultados de monitoração dinâmica.

Neste trabalho será verificada a aplicabilidade das fórmulas dinâmicas de Hiley (1925), de Uto et al. (1985) e a de Hiley combinada com medidas de energia pelo PDA (Broms e Choo, 1988) pela comparação de valores previstos de resistência última por estas equações com resultados de ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente realizados em estacas tubulares metálicas.

### **2.5.2. Teoria da equação da onda**

Um grande avanço na compreensão do fenômeno da cravação de estacas foi observado a partir da introdução dos conceitos da teoria da Equação da Onda e do advento de computadores digitais, os quais tornaram possível a sua solução (Niyama, 1991; Bernadi et al., 1991). Apresentam-se a seguir os fundamentos básicos da Equação da Onda e suas aplicações à cravação de estacas.

Basicamente, a Equação da Onda é usada para descrever como as ondas de tensão são transmitidas ao longo de uma barra quando uma força é aplicada em sua extremidade (Carr et al., 1976). Ela foi deduzida por Saint Venant em 1865, assumindo a barra de material linear elástico, homogênea e de seção transversal uniforme (Timoshenko e Goodier, 1970; Goble et al., 1980; Rausche et al., 1985; Niyama, 1991; Velloso e Lopes, 2002).

Smith, (1960) e Carr et al. (1976) relatam que a idéia de aplicar a Equação da Onda à cravação de estacas surgiu em 1931 com D. V. Issacs. Em 1938, Fox publicou uma solução para a Equação da Onda aplicada à cravação de estacas, mas como na época não se dispunha de computadores eletrônicos, ele realizou uma série de suposições simplificadoras no qual diminuiu a validade de sua solução. Somente em 1960, utilizando os conceitos da Equação da Onda e recorrendo a integração numérica e aos computadores eletrônicos, Smith (1960) apresentou a solução para o problema da cravação de estacas com precisão matemática de aproximadamente 5%. Ele propôs uma solução numérica para investigar os efeitos de cada fator envolvido na cravação, como o peso e a velocidade de queda do martelo, propriedades do cepo e da estaca, e o comportamento dinâmico do solo durante a cravação (Smith, 1960; Carr et al., 1976).

Atualmente, a Equação da Onda pode ser utilizada tanto para calcular a capacidade de carga do sistema estaca-solo para uma dada carga quanto para verificar o comportamento de estacas cravadas. Através da análise da cravação de estacas pela Equação da Onda é possível distinguir as componentes estática e dinâmica (viscosa e inercial) da resistência oferecida pelo solo, examinar os efeitos do martelo e dos acessórios de cravação permitindo assim que o sistema de cravação possa ser otimizado, além de prever a distribuição das tensões, tanto de compressão como de tração, na estaca (Velloso e Lopes, 2002).

### Equação da onda de tensões em barras

A equação diferencial que governa a propagação unidimensional de tensão em barras homogêneas foi deduzida por Saint Venant em 1865, assumindo o material linear elástico de seção transversal uniforme (Timoshenko e Goodier, 1970; Rausche et al., 1985; Niyama, 1991; Velloso e Lopes, 2002).

Timoshenko e Goodier (1970) relatam que quando uma tensão de compressão uniformemente distribuída é aplicada subitamente na extremidade de uma barra, uma onda de compressão é gerada a partir do ponto de aplicação da tensão (Figura 2.10). A tensão aplicada provoca, num primeiro instante, a compressão uniforme de uma camada infinitamente fina da extremidade da barra. Essa compressão é transmitida para a camada adjacente e assim por diante. Uma onda de compressão propaga-se ao longo da barra com uma certa velocidade. A onda atravessa um segmento da barra de comprimento  $\Delta x$ , num intervalo de tempo  $\Delta t$ , com uma velocidade de propagação de onda  $c$  definida por:

$$c = \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad (2.36)$$

As partículas do material da barra que estão inicialmente em repouso são aceleradas até que se atinja uma velocidade de partícula,  $v$ , definida como:

$$v = \frac{\Delta u}{\Delta t} \quad (2.37)$$

sendo que,  $\Delta u$  é o deslocamento das partículas em relação à sua posição inicial, e corresponde ao encurtamento elástico do segmento da barra de comprimento  $\Delta x$ . A velocidade de propagação da onda  $c$  corresponde à velocidade com que a onda de compressão (ou de tração) se move ao longo da barra, e não deve ser confundida com a velocidade de partícula,  $v$ , que corresponde à velocidade de uma dada partícula da barra quando é atravessada por uma onda.

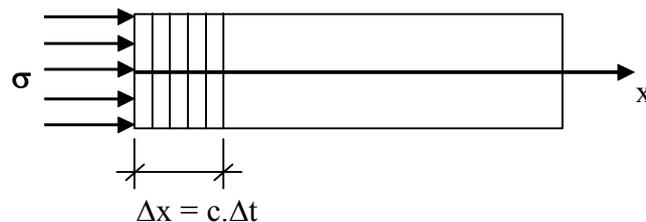


Figura 2.10 Barra homogênea submetida a uma tensão de compressão distribuída uniformemente (Timoshenko e Goodier, 1970)

A Figura 2.11 ilustra as forças que atuam num elemento infinitesimal  $dx$  de uma barra sujeita a um estado de tensão devido à propagação de uma onda longitudinal de compressão. A força interna  $F_i$  corresponde à resistência do elemento infinitesimal  $dx$  à passagem da onda e a força externa  $F$  ao esforço normal que atua no elemento considerado.

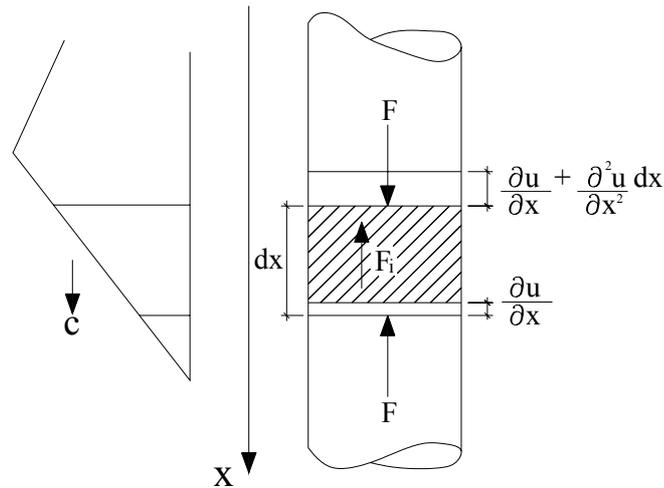


Figura 2.11 Deformação de uma barra devido a propagação da onda (Adaptada de Niyama, 1991)  
Aplicando a segunda lei de Newton ao elemento  $dx$ , a força interna  $F_i$  é definida como:

$$F_i = m \cdot a \quad \therefore \quad F_i = \rho_e \cdot A \cdot dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.38)$$

sendo que,  $A$  é a área da seção transversal da barra,  $\rho_e$  é a massa específica do material da barra,  $u$  é o deslocamento das partículas (no sentido  $x$ ), e  $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$  é a aceleração das partículas.

Pela lei de Hooke, define-se a força externa  $F$  como:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \therefore \quad F = E \cdot A \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.39)$$

sendo que,  $E$  é o módulo de elasticidade do material e  $\frac{\partial u}{\partial x}$  é a deformação específica  $\varepsilon$ .

Como a velocidade de propagação da onda  $c$  no elemento infinitesimal  $dx$  é dada por  $\frac{\partial x}{\partial t}$  e a velocidade de partícula  $v$  por  $\frac{\partial u}{\partial t}$ , a deformação específica  $\varepsilon$  pode ser escrita como:

$$\varepsilon = \frac{v}{c} \quad (2.40)$$

Substituindo a Equação (2.40) na Equação (2.39), a força de  $F$  pode ser escrita em função da velocidade de partícula  $v$  como:

$$F = Z \cdot v \quad (2.41)$$

sendo  $Z$  o fator de proporcionalidade entre a força  $F$  e a velocidade da partícula  $v$ , denominado de impedância e definido como  $\frac{E \cdot A}{c}$ . A velocidade de propagação da onda,  $c$ , depende das características da barra, isto é, do módulo de elasticidade e da massa específica

da barra (Equação (2.42)). No concreto esta velocidade varia em média de 3800 a 4000 m/s enquanto no aço é cerca de 5120 m/s (Niyama, 1991).

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.42)$$

Logo, a impedância  $Z$  pode ser reescrita como:

$$Z = A\sqrt{E\rho} \quad (2.43)$$

Quanto maior for a impedância, mais alto o pico da onda de tensão. Assim, na cravação de estacas o aumento da impedância implica num aumento da força que irá vencer a resistência do solo, facilitando a cravação (Velloso e Lopes, 2002). Isso nos mostra que quanto maior for a massa específica  $\rho$  da estaca, maior será a sua cravabilidade, contrariando, pelo menos em parte, as fórmulas dinâmicas tradicionais (resta analisar a influência da massa na velocidade  $v$ ).

O equilíbrio dinâmico das forças atuantes no elemento infinitesimal da barra (Figura 2.11), a uma distância  $x$ , num tempo  $t$  é:

$$F + \frac{\partial F}{\partial x} dx = F + F_i \quad (2.44)$$

Substituindo as Equações (2.38) e (2.39) na Equação (2.44) chega-se à equação geral da propagação da onda unidimensional, conhecida como Equação da Onda.

$$\frac{E}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.45)$$

ou

$$c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (2.46)$$

A Equação da Onda, Equação (2.46), é uma equação diferencial parcial de segunda ordem, e tem como solução geral o deslocamento  $u(x,t)$  de uma partícula, situada a uma distância  $x$  da extremidade da barra, após ter decorrido um tempo  $t$  da aplicação da tensão, dada por:

$$u(x,t) = f(x-ct) + g(x+ct) \quad (2.47)$$

sendo que, as funções  $f$  e  $g$  representam duas ondas de deslocamento, propagando-se em sentidos contrários, ao longo do eixo da barra com velocidade  $c$ , onde permanecem válidos os efeitos de superposição. A Figura 2.12 mostra a solução da Equação da Onda representada por uma onda ascendente  $W_u$  (wave up) e outra descendente  $W_{de}$  (wave down) se propagando ao longo do eixo de uma estaca.

Para  $x = 0$ , tem-se a solução particular da equação da onda correspondente ao topo da estaca que é representada pelo repique e pode ser obtida pelo procedimento de Chellis (1961).

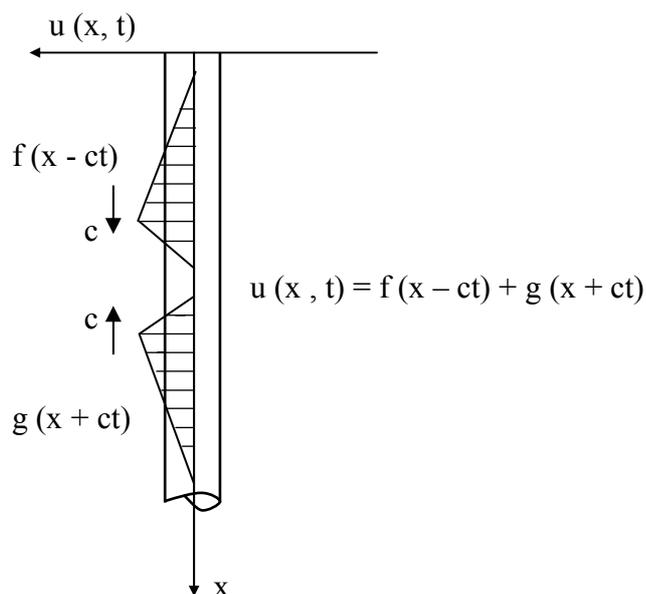


Figura 2.12 Representação da solução da Equação da Onda (Niyama, 1991)

### Método simplificado da cravação de estacas

A análise de cravação de estacas pode ser feita de maneira simplificada através do estudo da superposição das ondas de tensão em barras (estacas em condições idealizadas).

Timoshenko e Goodier (1970) mostram que a direção da velocidade  $v$  das partículas em relação à direção da velocidade de propagação de onda  $c$ , depende do tipo de tensão (de compressão ou de tração) aplicada na barra. Quando uma tensão é aplicada repentinamente na extremidade de uma barra, uma onda é gerada a partir do ponto de aplicação da tensão e, em seguida ela se propaga ao longo dessa barra. Se a tensão aplicada for de compressão, a velocidade  $v$  de partícula na zona comprimida terá a mesma direção da velocidade de propagação de onda  $c$ . Se ao invés da compressão, uma tensão de tração é aplicada repentinamente na extremidade de uma barra, a velocidade  $v$  de partícula terá direção oposta à velocidade de propagação da onda  $c$ .

A Figura 2.13 (a) mostra duas ondas, uma de compressão e a outra de tração, de mesmo comprimento e de mesma magnitude de tensão, movendo-se em direções opostas. Ao se encontrarem na seção  $mn$  elas irão se superpor e tanto a tensão resultante quanto a velocidade resultante das partículas serão obtidas por superposição. A tensão nessa seção será zero e a velocidade das partículas será duplicada ( $2v$ ). As ondas retornam as suas formas normais após se ultrapassarem (Figura 2.13 (b)). A seção transversal  $mn$  pode ser considerada como uma extremidade livre de uma barra, pois a tensão nessa região será sempre nula Figura 2.13 (c). Pode-se concluir então, que no caso de uma barra com extremidade livre, uma onda de compressão é refletida como uma onda de tração, e vice-versa.

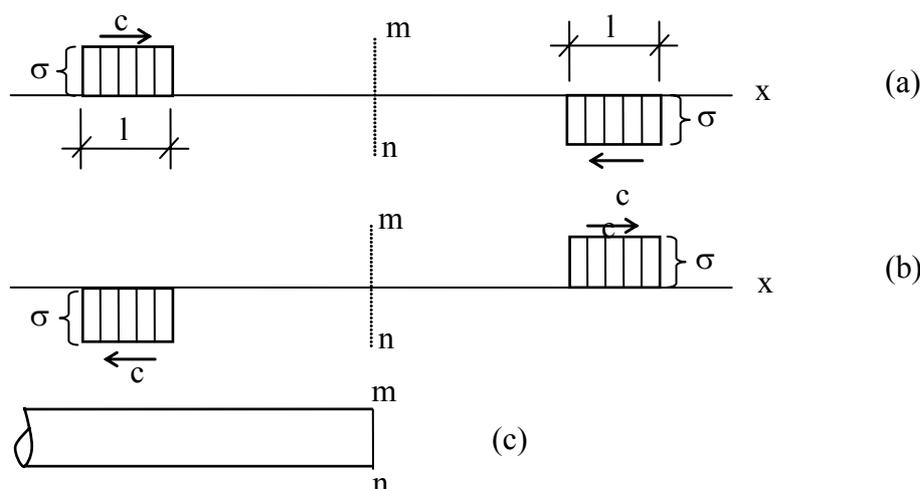


Figura 2.13 Efeito da superposição de duas ondas de tensão, uma de compressão e outra de tração (Timoshenko e Goodier, 1970)

Por outro lado, se duas ondas de compressão idênticas (mesmo comprimento e mesma magnitude), movendo-se uma em direção à outra se superpõem, a tensão será duplicada e a velocidade das partículas será zero na seção  $mn$  da barra no qual as ondas são superpostas (Figura 2.14 (a)). Esta seção permanece imóvel durante a passagem das ondas, podendo ser considerada como uma extremidade fixa de uma barra. Comparando as Figura 2.14 (a) e (b), conclui-se que a onda refletida pela extremidade fixa da barra não se altera, ou seja, se a onda incidente for de compressão a onda refletida também será de compressão.

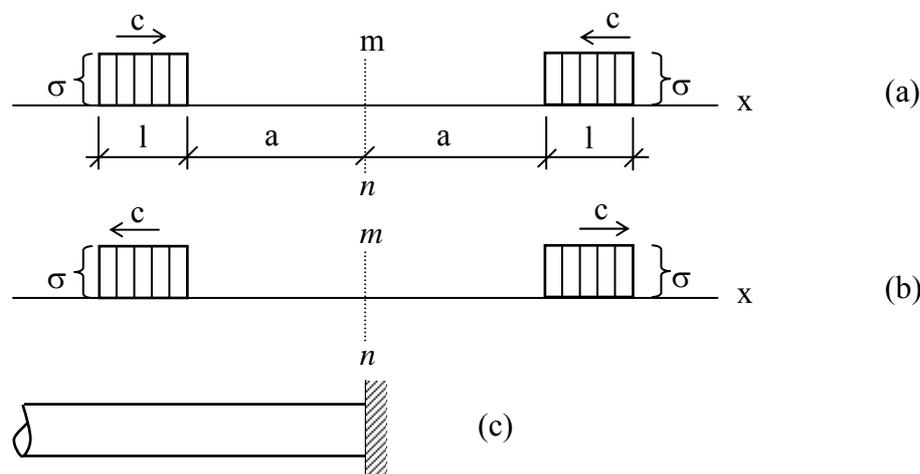


Figura 2.14 Efeito da superposição de duas ondas de compressão (Timoshenko e Goodier, 1970)

A mesma análise pode ser feita para o problema da cravação de estacas no solo. Velloso e Lopes (2002) relatam que quando a estaca penetra numa camada de solo mole, que não oferece resistência (barra com extremidade livre), a onda de tensão, originada pelo impacto do martelo na cravação, é refletida pela ponta da estaca como uma onda de tração. Essas tensões podem danificar as estacas de concreto armado, se em seu dimensionamento não foi levado em consideração esses esforços. Esses autores afirmam também que as emendas de qualquer tipo de estaca devem ser dimensionadas para resistir a essas tensões de tração. Por outro lado, se a camada de solo no qual a estaca será cravada for muito resistente (barra com extremidade

engastada), a tensão de compressão é dobrada, podendo danificar seriamente a ponta da estaca.

A resistência oferecida pelo solo ao deslocamento da estaca deve ser considerada na análise da cravação de estacas pela Equação da Onda. A Equação da Onda aplicada à cravação de estacas é obtida inserindo a resistência oferecida pelo solo na Equação (2.46), que foi deduzida anteriormente para a propagação unidimensional de ondas de tensão em barras homogêneas. Assim,

$$c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{\tau \cdot U}{\rho_e \cdot A} = 0 \quad (2.48)$$

sendo que,  $\tau$  é a resistência lateral oferecida pelo solo e  $U$  é o perímetro da estaca.

A solução da Equação (2.48) deve ser resolvida para as condições reais de contorno do problema, tais como a resistência do solo e a variação da impedância da estaca. Assim, Smith (1960) propõe uma solução numérica que juntamente com o advento dos computadores tornou possível a sua solução.

#### Método numérico proposto por Smith (1960)

Em 1960, E. A. Smith apresentou um método numérico para a solução da Equação da Onda aplicada à cravação de estacas no solo, utilizando-se da integração numérica e de computadores. O método de Smith (1960) possibilitou a obtenção da nega por golpe do martelo, as tensões instantâneas desenvolvidas na estaca durante a cravação bem como os deslocamentos e as velocidades da estaca. O cálculo numérico da equação da onda também pode ser usado para determinar as características de cravação dos vários tipos de estacas e martelos além de determinar o alcance de aplicação de uma determinada fórmula dinâmica de cravação quanto a sua precisão (Smith, 1960).

O martelo, a estaca e os outros elementos envolvidos no sistema de cravação, tal como o cepo e o capacete, são discretizados em um modelo matemático representado por uma série de pesos e molas, conforme mostra a Figura 2.15. O tempo de análise é dividido em pequenos intervalos. Estes intervalos de tempo devem ser pequenos o suficiente para que se possa admitir, com erros desprezíveis, que a cada intervalo, todas as velocidades, forças e deslocamentos são constantes. Smith (1960) afirma que, normalmente, um intervalo de aproximadamente 1/4000 segundos para a análise da cravação de estacas, é satisfatório. A cada intervalo de tempo, cada peso e cada mola são analisados separadamente, sendo determinadas matematicamente as tensões e as penetrações da estaca para qualquer tipo de solo (Smith, 1960).

Para efeito de análise, algumas considerações quanto as características físicas dos elementos utilizados na cravação foram feitas por Smith (1960). O martelo e o capacete por serem normalmente peças curtas, pesadas e rígidas, podem ser representados por pesos individuais e sem elasticidade. Na Figura 2.15, o primeiro peso,  $W_1$ , representa o martelo, e o segundo peso,  $W_2$ , representa o capacete. O cepo e o coxim são pequenas peças de madeira, plástico, ou de material similar que por serem leves e elásticos, são representados somente por molas. Eles possuem a capacidade de comprimir repentinamente e, em seguida expandir-se.

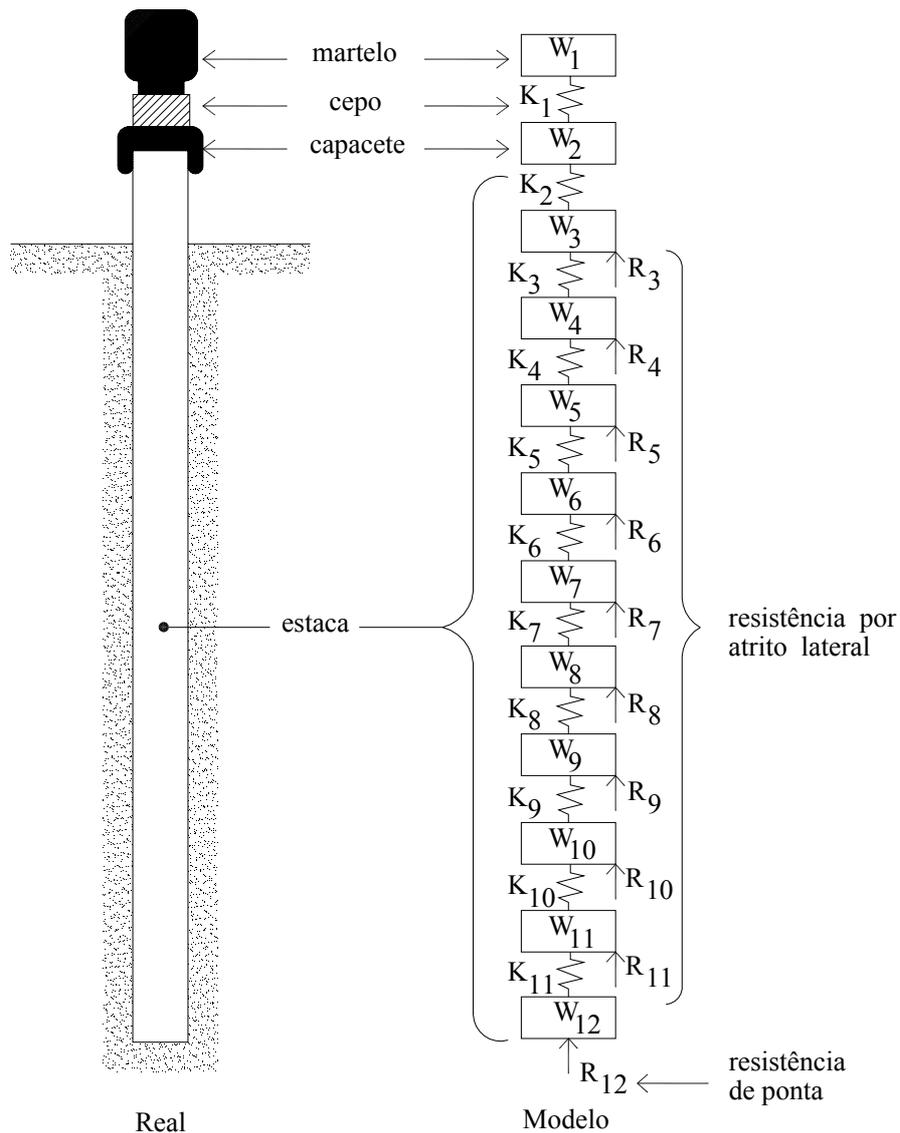


Figura 2.15 Método de representação do processo de cravação (Smith, 1960)

A Figura 2.16 ilustra a relação entre a tensão e a deformação para o cepo (o mesmo vale para o coxim) através de um diagrama proposto por Smith (1960). A compressão ocorre ao longo da linha AB cuja inclinação é determinada pela constante elástica da mola,  $k_e$ , do cepo. A restituição ocorre primeiro ao longo da linha BD, determinada automaticamente pelo computador. Como o cepo não transmite tensão, a restituição se completa ao longo da linha DA, formando assim um “loop de histerese” ABDA. O coeficiente de restituição,  $e$ , do cepo é então definido por Smith (1960) como:

$$e = \sqrt{\frac{\text{área BCD}}{\text{área ABC}}} \quad (2.49)$$

onde, a área BCD representa a energia que retorna do sistema e a área ABC representa a energia fornecida ao sistema.

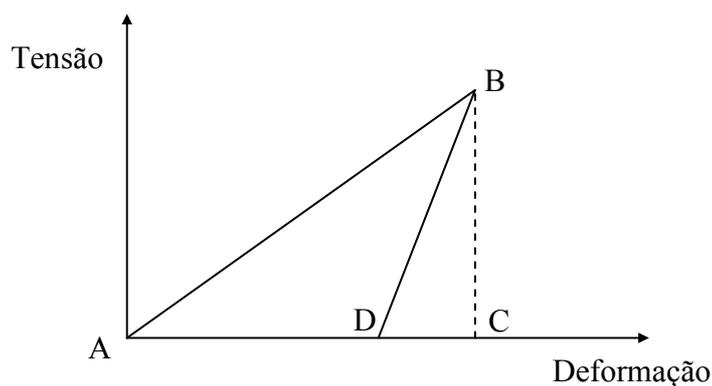


Figura 2.16 Diagrama tensão-deformação para cepo (Smith, 1960)

A estaca apesar de ser um objeto pesado, possui um pouco de compressibilidade por causa do seu comprimento. A ação da onda na estaca é analisada matematicamente dividindo-a em pequenas unidades de comprimento, representada cada uma por um peso e por uma mola. Na Figura 2.15, o peso da estaca está representado pelos elementos  $W_3$  a  $W_{12}$  e a elasticidade pelas molas de constante elástica  $K_2$  a  $K_{11}$ , consideradas perfeitamente elásticas. A unidade de comprimento escolhida deve ser consideravelmente menor que o comprimento da onda de tensão ou da onda de impacto produzida pelo martelo. Felizmente, as ondas produzidas pelo impacto do martelo na cravação das estacas são usualmente longas, portanto Smith (1960) recomenda que a estaca seja dividida em elementos com comprimento da ordem de 1,50 m a 3,00 m. Relata ainda que a relação entre a unidade de comprimento e o intervalo de tempo é muito importante. Quanto menor for o comprimento escolhido para cada elemento, menor deve ser o intervalo.

O solo é representado por molas elasto-plásticas e pistões visco-lineares (amortecedores), como mostra a Figura 2.17a. Nesse modelo a resistência total  $R_t$ , oferecida pelo solo à penetração da estaca, tanto pela ponta quanto pelo atrito lateral, possui duas componentes, uma estática,  $R$ , e a outra dinâmica,  $R_d$ . A resistência dinâmica é representada pelo amortecedor e é proporcional à velocidade de deslocamento da estaca (Figura 2.17 (b)), e a resistência estática é representada pela mola e é proporcional ao deslocamento (Figura 2.17 (c)) (Velloso e Lopes, 2002).

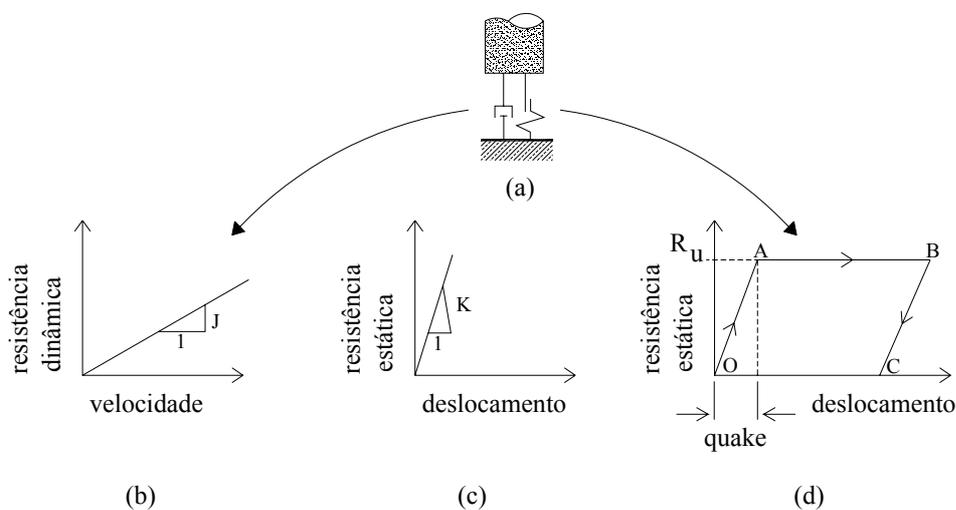


Figura 2.17 Modelo simplificado de representação do solo (Velloso e Lopes, 2002)

### *Resistência de ponta da estaca*

Para a obtenção da resistência de ponta, Smith (1960) utiliza em seu modelo o conceito proposto por Chellis (1951) no qual considera o solo elasto-plástico. A ponta da estaca penetra no solo até um determinado limite, denominado de “quake”,  $C_3$  (0,25 cm, segundo Smith, 1960), comprimindo-o elasticamente conforme representado na Figura 2.17 (d) pela linha OA. No ponto A, a resistência do solo atinge o seu valor último,  $R_u$ . A partir desse ponto ocorre a ruptura plástica do solo com a resistência permanecendo constante até o ponto B. Ocorre então, uma descompressão elástica igual a  $C_3$ , terminando o movimento no ponto C, onde todas as forças se anulam. O segmento AB, assim como o segmento OC, representa o deslocamento permanente da estaca, denominado de nega, S.

As estacas penetram no solo umas mais rapidamente que as outras e como o solo oferece maior resistência instantânea ao movimento rápido do que ao lento, Smith (1960) introduziu na análise um fator adicional de amortecimento viscoso. A parcela dinâmica da resistência, de natureza viscosa, é admitida proporcional à velocidade de deslocamento da estaca e à resistência estática, onde o coeficiente de amortecimento J (damping), é o fator de proporcionalidade. A resistência de ponta total do sistema,  $R_{pt}$ , é composta por uma parcela estática,  $R_p$ , e uma parcela dinâmica que leva em consideração a constante de amortecimento J, de modo que:

$$R_{pt} = R_p + J \cdot v_p \cdot R_p \quad (2.50)$$

onde, a  $v_p$  é a velocidade da ponta da estaca, obtida pelo cálculo numérico da Equação da Onda em qualquer instante. O produto  $J \cdot v_p$ , representa a parcela de amortecimento na resistência do sistema. Esta parcela de amortecimento pode ocasionar um aumento ou uma diminuição da resistência do solo. Entretanto, esta resistência é temporária ou instantânea, e não contribui na determinação da capacidade de carga da estaca.

### *Resistência lateral da estaca*

A resistência lateral desenvolvida ao longo do fuste da estaca é obtida de maneira semelhante à resistência de ponta. A diferença consiste na constante de amortecimento  $J'$  aplicada à resistência lateral, representada na Figura 2.15 por  $R_3$  a  $R_{11}$ , uma vez que a constante de amortecimento J é aplicada somente à resistência de ponta, representada na Figura 2.15 por  $R_{12}$ . Smith (1960) sugere os valores 0,48 s/m para o coeficiente de amortecimento  $J'$  e 0,16 s/m para J.

Neste trabalho o modelo de Smith (1960) foi apresentado somente sob o aspecto físico e prático do problema, sem abordar a parte matemática do método. Todas as equações e rotinas utilizadas no desenvolvimento do modelo numérico, bem como alguns exemplos de aplicação do método são apresentadas em detalhes no trabalho de Smith (1960).

### **2.5.3. Aplicação da Equação da Onda**

Atualmente, programas computacionais com base no modelo numérico da solução da Equação da Onda proposto por Smith (1960), são utilizados para verificar a adequabilidade de um sistema de cravação e calcular a nega para uma dada capacidade de carga do elemento isolado de fundação. A equação da onda também é utilizada para verificar o comportamento de estacas cravadas. Para tanto, utiliza-se a técnica de instrumentação dinâmica com monitoração, na qual está baseado o conceito do ensaio de carregamento dinâmico.

A seguir, discutem-se os programas computacionais baseados na equação da onda, utilizados no cálculo da capacidade de carga do sistema estaca-solo, e em seguida expõe-se o conceito do ensaio de carregamento dinâmico, bem como a técnica de instrumentação dinâmica e os métodos empregados nas análises dos sinais monitorados. Os métodos de análises mais conhecidos em engenharia de fundações são os métodos Case e o CAPWAP ou “CAPWAPC”, como é denominada a versão mais recente. Conforme Rausche et al. (1985), esses métodos surgiram de um extensivo programa de pesquisa desenvolvido pelo Case Western Reserve Institute, nos Estados Unidos, após a coleta de um grande volume de dados de força e aceleração medidos durante a cravação ou, mais freqüentemente, durante a recravação de estacas.

### Programa computacional

A partir da introdução dos conceitos da equação da propagação da onda por Smith (1960) e com o advento de computadores digitais, um grande avanço na compreensão do fenômeno da cravação de estacas foi observado (Niyama, 1991; Bernadi et al. 1991). Vários programas computacionais baseados na equação da onda foram desenvolvidos, como por exemplo: TTI Program (Carr et al., 1976), FADWAVE (Bowles, 1992) e GRLWEAP (GRL, 1998).

Os programas computacionais baseados na equação da onda simulam as condições que as estacas estarão submetidas durante a cravação e calculam, entre outras variáveis, a nega correspondente a uma dada resistência. Esses programas resolvem a equação unidimensional da onda, usando um modelo discreto de massas concentradas para representar e simular o processo de cravação de estacas no solo, como mostra a Figura 2.18 (mesmo modelo proposto por Smith, 1960). Neste modelo, a estaca e o capacete são representados por massas e molas, o solo é considerado elasto-plástico e, portanto, é representado por molas e amortecedores, e no sistema de cravação, o cepo é representado pela mola e o capacete pela massa.

Os programas baseados na equação da onda calculam as tensões dinâmicas desenvolvidas na estaca devido o impacto do martelo, o desempenho do martelo, e a relação entre a nega e a carga de ruptura (GRL, 1998). A análise das tensões deve ser feita para verificar se a estaca não está sendo sobrecarregada durante a cravação (Bell et al., 2002), o que pode ocasionar defeitos na estaca resultando num custo adicional. No caso de estacas metálicas, somente a tensão de compressão deve ser analisada.

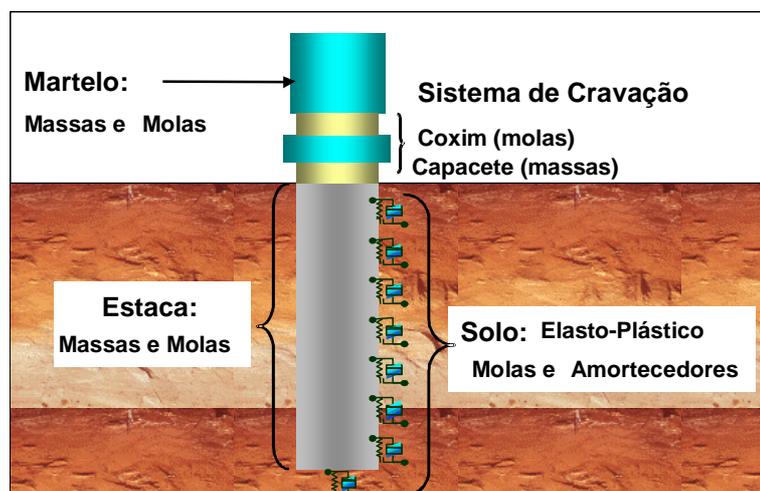


Figura 2.18 Modelo discreto utilizado pelo GRLWEAP para representar o processo de cravação de estacas no solo (CD-ROM - Pile Dynamics, Inc. )

As principais vantagens dos programas computacionais são: prevêem antecipadamente as condições de cravabilidade das estacas e são rápidos e fáceis de serem utilizados. Esses programas são ferramentas para análise do impacto em estacas cravadas, entretanto, o usuário tem dificuldade em quantificar alguns dados de entrada, como o desempenho real do martelo e parâmetros do solo. Svinkin (2002) relata que os parâmetros de resistência do solo (damping e quake) são considerados constantes na análise da Equação da Onda, não refletindo assim as mudanças das propriedades do solo na zona de interface estaca-solo após a completa cravação da estaca. Por outro lado, a Equação da Onda tem seu potencial todo explorado quando se dispõe de medições de tensões (forças) e acelerações do topo da estaca, obtidas pela monitoração dinâmica durante a cravação e/ou recravação da estaca.

### Ensaio de carregamento dinâmico

O método de ensaio de carregamento dinâmico em estacas, com base nas análises pela teoria da equação da onda, é normalizado pela NBR 13208/94 “Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico” (ABNT, 1994), que atualmente está em processo de revisão.

O ensaio de carregamento dinâmico consiste em aplicar no topo da estaca um carregamento dinâmico axial, com a finalidade de verificar o comportamento do sistema estaca-solo, por uma técnica baseada na teoria da equação da onda. Esse ensaio, também conhecido como prova de carga dinâmica, permite a avaliação da capacidade de carga do elemento isolado da fundação, da eficiência do sistema de cravação, das tensões máximas ao longo da estaca, da integridade da estaca e também das características dinâmicas do sistema estaca-solo. Estes parâmetros são avaliados após a medição dinâmica de deformação e aceleração no nível da instalação da instrumentação. Tais medições são geralmente realizadas por transdutores de deformação específica e de acelerômetros fixados a uma distância mínima de dois diâmetros do topo da estaca, em pares e diametralmente opostos para detectar e compensar os possíveis efeitos de momento fletor.

O ensaio de carregamento dinâmico pode ser realizado durante o processo de cravação ou recravação da estaca. Para uma melhor avaliação da capacidade de carga da fundação a instrumentação deve ser realizada durante uma recravação da estaca, utilizando energia igual ou ligeiramente superior àquela utilizada ao final da cravação, depois de decorrido tempo suficiente para a ocorrência de toda a variação de resistência do solo afetada pelo processo de cravação (ABNT, 1994).

No ensaio de carregamento dinâmico tradicional, a aplicação da carga se faz por uma série de impactos do martelo de energia praticamente constante sobre os sistemas de amortecimento e estaca-solo. Para tanto, a altura de queda do martelo é a mesma para todos os golpes utilizados no ensaio.

Aoki (1997) relata que nesse tipo de ensaio, os vários impactos de mesma energia são repetitivos e equivalem a um só impacto, não importando assim, se a estaca está sendo ensaiada com um ou vários golpes. Não é possível construir a curva de resistência versus deslocamento, pois somente um ponto da curva é obtido.

Niyama e Aoki (1991) relatam que a resistência do solo à cravação de uma estaca cresce proporcionalmente à energia aplicada no sistema estaca-solo, até que os limites de resistência disponível nesse sistema sejam alcançados. Por essa razão, uma outra metodologia de ensaio de carregamento dinâmico tem sido difundida e utilizada atualmente. Trata-se do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente (Dynamic Increasing Energy Test – Diet), também conhecido como prova de carga dinâmica de energia crescente, proposto por Aoki (1989).

Segundo Aoki (1989) os impactos do martelo sobre os sistemas de amortecimento e estaca-solo devem ser de energia crescente, obtida pelo aumento das alturas de queda do martelo. O aumento da energia visa garantir um deslocamento suficiente da ponta da estaca para mobilizar a sua resistência total. Essa modalidade de ensaio permite construir a curva carga mobilizada versus deslocamento dinâmico máximo, na qual se verifica o comportamento do sistema estaca-solo. Sendo assim, com o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente é possível ter certeza que a resistência última do sistema foi mobilizada.

### Instrumentação dinâmica

A instrumentação dinâmica é composta por um conjunto de instrumentos e equipamentos utilizados para a aquisição e tratamento de dados, formada por um par de acelerômetros, um par de transdutores de deformação específica e de um analisador de cravação de estacas (Pile Driving Analyser, PDA).

Os transdutores de deformação específica e os acelerômetros são fixados perto do topo da estaca, em posições diametralmente opostas para compensar eventuais efeitos de momento fletor ocasionados pelo golpe do martelo sobre a estaca. Estes instrumentos são conectados no analisador de cravação PDA, que recebe e processa internamente os sinais em tempo real e a cada impacto do martelo (Hussein et al., 2002). As medidas de deformação são convertidas em força através da aplicação da lei de Hooke e as medidas de aceleração são convertidas em velocidade através da integração em relação ao tempo (Alonso, 1991).

Com base na Teoria da Equação da Onda, o PDA analisa os sinais monitorados e estima imediatamente no campo, um grande número de variáveis para cada golpe do martelo. Entre as principais variáveis, pode-se citar: as forças máximas de compressão, FMX, e de tração, CTN, a energia cinética máxima aplicada ao sistema estaca-solo, EMX, o deslocamento máximo, DMX, e a resistência estática máxima pelo método Case, RMX.

Para uma avaliação mais extensiva e precisa da capacidade de carga do sistema estaca-solo, as medidas de força e de velocidade registradas pelo PDA podem ser analisadas posteriormente em escritório pelo método CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program). Por esse método é possível obter a magnitude e a distribuição de resistência última ao longo do fuste e sob a ponta da estaca (Hussein et al., 2002).

A norma NBR 13208, “Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico” (ABNT, 1994) recomenda que pelo menos um dos resultados obtidos pelo método Case seja comparado com o resultado de uma análise pelo método CAPWAP. O texto base da revisão dessa norma sugere que para cada golpe de energia crescente seja realizada uma análise CAPWAP.

A utilização da instrumentação dinâmica através do analisador de cravação PDA no Brasil foi introduzida primeiramente na construção de plataformas marítimas (estruturas offshore) da Petrobrás – Petróleo Brasileiro S.A. – no início da década de 80. Já a aplicação dessa instrumentação em estacas cravada em terra se deu a partir de 1983 (Alonso, 1991; Niyama et al., 1996).

### Efeito da resistência do solo

A instrumentação permite obter um registro contínuo no tempo da força e da velocidade no nível da instrumentação. O registro típico é apresentado por curvas de força e velocidade vezes impedância, tendo como referência inicial da escala do tempo o instante em que a onda descendente passa pelo nível da instrumentação. A Figura 2.19 mostra um sinal típico das

curvas registradas pelo analisador de cravação PDA e também um diagrama da trajetória das ondas incidentes e refletidas.

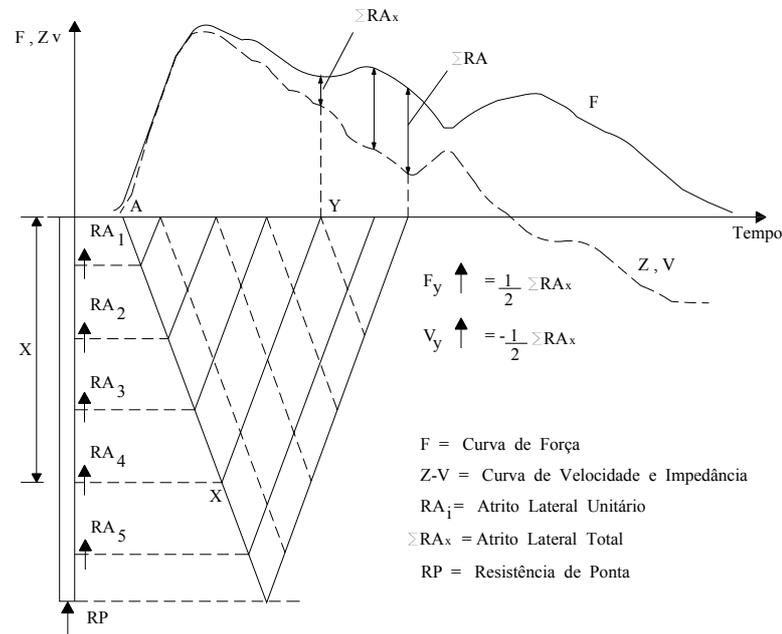


Figura 2.19 Registro típico das curvas de força e velocidade (Niyama, 1991)

As duas curvas se superporiam até o instante  $2L/c$  se não houvesse a influência da resistência do solo ao longo do fuste e sob a ponta da estaca. No entanto, as forças de resistência do solo causam um acréscimo na propagação da onda de força e um decréscimo de mesma proporção na onda de velocidade. Cada onda descendente ao percorrer uma distância  $dx$ , tem sua amplitude diminuída em  $\frac{1}{2} Ra(x)dx$ , sendo que  $Ra(x)$  é o atrito lateral unitário que atua no segmento  $dx$  da estaca. Por outro lado, cada onda ascendente tem um aumento de mesmo valor. Assim, à medida que a resistência do solo se manifesta, as duas curvas começam se afastar e a distância na vertical entre elas é o somatório dos atritos laterais até a profundidade considerada (Niyama, 1991).

### Método Case

O Método Case é um método de cálculo que permite obter a resistência total à penetração da estaca,  $R_t$ , diretamente no campo, para cada golpe do martelo. A equação básica do Método Case é segundo Rausche et al. (1985) definida como:

$$R_t = \frac{1}{2} \left\{ [F(t_1) + F(t_2)] + \left( \frac{E.A}{c} \right) [v(t_1) + v(t_2)] \right\} \quad (2.51)$$

onde,  $c$  é a velocidade de propagação da onda de choque ao longo da estaca,  $E$  é o módulo de elasticidade,  $A$  é a área da seção transversal da estaca,  $F$  e  $v$  são respectivamente a força e velocidade medidas nos instantes do impacto  $t_1$  e no tempo  $t_2$ . Sendo que  $t_2 = (t_1 + 2L/c)$  é o tempo gasto pela onda incidente para ir até a ponta da estaca e voltar por reflexão até o topo, e  $L$  é o comprimento da estaca. Rausche et al. (1985) afirmam que essa equação foi deduzida considerando que somente tensões axiais são aplicadas na estaca, com seção transversal uniforme e comportamento elástico linear, e com resistência do solo do tipo rígido-plástico.

A resistência à penetração da estaca pode não representar a capacidade estática do solo, uma vez que parte da resistência surge devido à velocidade de penetração da estaca. O problema é resolvido (ou pelo menos minimizado) dividindo a resistência total de penetração em duas parcelas: uma parcela estática e a outra dinâmica. Assim, no método CASE, a resistência total mobilizada em cada impacto vale:

$$R_t = R + R_d \quad (2.52)$$

sendo,  $R$  a resistência estática e  $R_d$  a resistência dinâmica. Com base na Teoria da Equação da Onda e considerando a resistência dinâmica proporcional à velocidade da ponta da estaca,  $v_p$ , a resistência dinâmica é definida por:

$$R_d = J_c \cdot \left( \frac{E \cdot A}{c} \right) \cdot v_p \quad \therefore \quad R_d = J_c \cdot Z \cdot v_p \quad (2.53)$$

sendo que,  $J_c$  é o coeficiente de amortecimento do método CASE e  $E \cdot A / c$  é o fator de proporcionalidade entre a velocidade imposta à ponta da estaca e a força dinâmica correspondente, denominada de impedância,  $Z$ , da estaca. A velocidade da ponta da estaca é originada do equilíbrio das forças que atuam na ponta da estaca e definida como:

$$v_p = v_{t1} + \frac{(F_{t1} - R_t)}{Z} \quad (2.54)$$

Logo, a resistência dinâmica pode ser calculada utilizando as medidas de força  $F_{t1}$  e velocidade  $v_{t1}$ , obtidas pelo ensaio de carregamento dinâmico e pela adoção da constante de amortecimento dinâmico (damping), pela equação:

$$R_d = J_c \cdot (Z \cdot v_{t1} + F_{t1} - R_t) \quad (2.55)$$

ou escrita pela Equação (2.56) quando no instante  $t_1 = 0$  não houver ondas ascendentes provenientes de reflexões, existindo assim uma proporcionalidade entre a força e a velocidade de partícula.

$$R_d = J_c \cdot (2F_{t1} - R_t) \quad (2.56)$$

O coeficiente de amortecimento  $J_c$ , depende do tipo de solo da ponta da estaca. A Tabela 2.6 mostra os valores da constante de amortecimento proposto por Rausche et al. (1985). Estes valores foram obtidos de forma empírica através de correlações entre ensaios dinâmicos e provas de carga estáticas. A carga de ruptura obtida pela prova de carga estática pode variar largamente dependendo da definição de ruptura usada (Fellenius, 1980). O critério de ruptura adotado por Rausche et al. (1985) foi o método de Davisson (1972), uma vez que este método não depende do julgamento individual de quem está analisando os resultados do ensaio.

Uma vez que a resistência total de cravação é dada pela Equação (2.52) e a parcela de resistência dinâmica pode ser calculada pela Equação (2.56), a resistência estática pode então ser determinada pela diferença entre a resistência total e a resistência dinâmica, dada por:

$$R = R_t - R_d \quad (2.57)$$

A resistência estática,  $R$ , é aproximadamente igual a resistência total,  $R_t$ , quando a velocidade da ponta da estaca é muito pequena e praticamente independe da escolha de  $J_c$ . Já no caso de cravações muito fáceis, a velocidade da ponta da estaca é muito grande e, portanto, o valor de  $R$  torna-se muito sensível à escolha de  $J_c$  (Rausche et al., 1985).

Tabela 2.6 Valores de  $J_c$  sugeridos por Rausche et al. (1985)

<b>Tipo de solo</b>	<b>Faixa de valores de <math>J_c</math></b>	<b>Valor sugerido de <math>J_c</math></b>
Areia	0,05 – 0,20	0,05
Areia siltosa ou silte arenoso	0,15 – 0,30	0,15
Silte	0,20 – 0,45	0,30
Silte argiloso ou argila siltosa	0,40 – 0,70	0,55
Argila	0,60 – 1,10	1,10

### *Método CAPWAPC*

O CAPWAPC (Case Pile Wave Analysis Program – Continuous Model) é um programa computacional que analisa os registros de força e velocidade provenientes da instrumentação da cravação dinâmica de estacas para estimar, dentre outros parâmetros, a capacidade de carga estática do sistema estaca-solo e a distribuição de resistências ao longo da profundidade.

No modelo CAPWAPC, a estaca é dividida em segmentos, representada por uma série de massas e molas concentradas. Admitem-se as forças de reação passivas do solo, expressas apenas como função do movimento da estaca. A reação do solo é representada por componentes elasto-plásticos e visco-lineares e o modelo admite três parâmetros do solo para cada elemento da estaca: a deformação elástica máxima (quake), o coeficiente de amortecimento (damping) e a resistência estática (Bernadi et al., 1991; Niyama, 1991; Gonçalves et al., 2000).

Com os dados da estaca conhecidos e os parâmetros do solo estimados, o programa utiliza o modelo de Smith (1960) na análise, tendo como condição de contorno uma variável medida na instrumentação, como por exemplo, a aceleração. O movimento da estaca é simulado e o processo fornece os deslocamentos e as forças em cada massa em que a estaca foi dividida, bem como as forças de reação do solo ao longo do tempo. Os sinais de forças calculadas no topo da estaca ao longo do tempo são comparados com os sinais medidos na instrumentação, nos quais se faz uma análise visual das duas curvas. Pode-se também comparar as curvas teóricas obtidas para a velocidade vezes impedância ou “wave up” (onda ascendente). Novos parâmetros do solo são adotados e todo o processo é repetido de forma iterativa até que se obtenha uma convergência entre os sinais medidos e calculados.

O grau de precisão do ajuste das curvas teóricas e medidas é avaliado pelo programa pela soma dos valores absolutos das diferenças relativas às curvas medidas e calculadas, denominado de “match quality”. Esse número é calculado pela soma dos valores individuais do “match quality” em quatro regiões da curva, sendo que quanto menor for esse número, melhor será o ajuste.

Atingido o melhor ajuste (“best match”) das curvas teórica e medida, o programa fornece como resultado final: a capacidade de carga estática do sistema estaca-solo no momento do golpe analisado, a distribuição de resistências ao longo do fuste e sob a ponta da estaca, os deslocamentos ocorridos ao longo da profundidade, o conjunto de parâmetros adotados na

análise (por exemplo, quake e damping), e o perfil de tensões, forças e velocidades nos segmentos da estaca. O modelo CAPWAPC também simula uma prova de carga estática, fornecendo a curva carga-recalque do topo e da ponta da estaca analisada.

### Energia transferida à estaca

A energia cinética que atua sobre o sistema estaca-solo pode ser medida diretamente pelo analisador de cravação PDA. A máxima energia cinética, EMX, medida na seção da instrumentação da estaca para cada golpe aplicado e é expressa como:

$$EMX = \int_{t_1}^{t_2} F(x, t) \cdot v(x, t) \quad (2.58)$$

sendo  $F(x,t)$  e  $v(x,t)$  respectivamente a força e a velocidade na seção instrumentada  $x$  em função do tempo.

Esta é a máxima energia que chega ao sistema estaca-solo no nível da instrumentação, ou seja, desconsiderando as perdas ocasionadas entre o topo e a instrumentação. Esta energia é, segundo Aoki (1997), transformada ou dissipada na forma de:

- Energia radiante da onda de choque que se propaga pelo maciço de solos;
- Energia de deformação do conjunto estaca-solo, abaixo dos sensores;
- Trabalho das forças atuantes, abaixo dos sensores.

A parcela de energia que se transforma em trabalho é denominado no sistema PDA por EFN. A diferença entre EMX e EFN é a energia elástica que retorna ao sistema de cravação.

Nos casos de fácil cravação, os valores de EMX e EFN são praticamente iguais. Caso contrário, ou seja, quando a cravação é mais difícil, os valores de EMX e EFN não são os mesmos, uma vez que ocorre o repique elástico devolvendo energia ao sistema de cravação (Hannigan, 1990).

### Aplicação do princípio de Hamilton ao ensaio de carregamento dinâmico

Aoki (1997) mostra que o princípio de Hamilton, conforme definido por Clough & Penzien (1975) para sistemas estruturais, pode ser aplicado ao ensaio de carregamento dinâmico no sistema estaca-solo. O princípio de Hamilton é expresso como:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V)dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta(W_{nc})dt = 0 \quad (2.59)$$

sendo,  $T$  a energia cinética total do sistema ( $T = EMX$ ),  $V$  a energia potencial do sistema incluindo a energia de deformação e a energia potencial de qualquer força conservativa externa,  $W_{nc}$  o trabalho feito pelas forças não conservativas que atuam no sistema, incluindo o amortecimento e quaisquer cargas externas e  $\delta$  a variação ocorrida durante o intervalo de tempo indicado.

O princípio de Hamilton estabelece que a variação de energia cinética e potencial mais a variação do trabalho feito pelas forças não conservativas que atuam no sistema, incluindo o trabalho feito pelo amortecimento dinâmico e quaisquer forças externas arbitrárias, consideradas durante qualquer intervalo de tempo  $t_1$  e  $t_2$  é igual a zero.

Conforme Aoki e Cintra (1997), a aplicação do princípio de Hamilton para o sistema estaca-solo, submetido à ação de um impacto de energia cinética total  $EMX$  que mobiliza a resistência  $RMX$  e provoca a penetração máxima  $DMX$ , pode ser expressa como:

$$EMX - RMX \cdot \frac{K}{2} - RMX \cdot S - W_d = 0 \quad (2.60)$$

sendo,  $W_d$  o trabalho feito pelo amortecimento dinâmico (“damping”) e pelas forças de inércia. Desse modo  $EMX$  é parcialmente recuperada como energia de deformação elástica dada por:

$$V_e = RMX \cdot \frac{K}{2} \quad (2.61)$$

e a diferença é o trabalho  $W_{nc}$  feito pelas forças não conservativas e o pelo amortecimento dinâmico.

$$W_{nc} = RMX \cdot S + W_d \quad (2.62)$$

Assumindo a condição de carga estática, a expressão acima é reduzida para a tradicional fórmula dinâmica de conservação da energia:

$$EFD - RMX \cdot \frac{K}{2} - RMX \cdot S = 0 \quad (2.63)$$

onde,  $EFD = (EMX - W_d)$  é a energia das fórmulas dinâmicas tradicionais.

As variações de  $T$ ,  $V_e$  e  $W_{nc}$  para as diversas condições de carregamento que o sistema estaca-solo pode sofrer durante a prova de carga dinâmica de energia crescente são mostradas pelas curvas de carga-deslocamento (Figura 2.20 a Figura 2.22), conforme Ávila (2001).

Na Figura 2.20, o ponto O representa toda a energia do sistema estaca-solo armazenada na forma de energia cinética  $T_1$  imediatamente antes do impacto do martelo no topo da estaca (instante  $t_1$ ). Após um intervalo de tempo  $\Delta t$  ( $\Delta t = t_2 - t_1$ ), toda esta energia cinética transforma-se em energia potencial  $V_1$ , representada pela área  $OA_1C_1O$ . O trecho  $OA_1$  representa a fase de carregamento do sistema, onde a resistência mobilizada é  $R_1$  e o deslocamento máximo correspondente é representado pelo trecho  $OC_1$ . Descarregando o sistema estaca-solo (trecho  $A_1B_1$ ), toda a energia potencial é convertida em energia de deformação elástica  $V_{e1}$ , pois a curva de descarregamento coincide com a curva de carregamento ocasionando um deslocamento final é igual a zero. No ensaio dinâmico, esse comportamento é observado pelo registro de um deslocamento permanente  $S$  (nega) igual a zero e um deslocamento máximo  $D_1$  igual ao deslocamento elástico  $K_1$  (repique). Nesse caso, o sistema estaca-solo apresenta um comportamento perfeitamente elástico ( $S = 0$ ).

Aplicando-se uma energia cinética maior que a anterior ( $T_2 > T_1$ ), ocasionada pelo aumento da altura de queda do martelo, a resistência mobilizada atinge um valor  $R_2$  e um deslocamento total representado pelo trecho  $OC_2$  (Figura 2.21). Pelo princípio da conservação da energia na fase de carregamento, a energia cinética  $T_2$  é novamente transformada em energia potencial  $V_2$ , representado pela área  $OA_2C_2O$ . Ao descarregar o sistema (trecho  $A_2B_2$ ), uma parcela da energia potencial  $V_2$  é transformada em trabalho,  $W_{nc}$  ( $S > 0$ ), e outra parcela em energia de deformação elástica  $V_{e2}$ . Observa-se um deslocamento permanente da estaca ( $S > 0$ ) e um

deslocamento elástico dado por  $K_2$ . Nesse caso, o sistema estaca-solo apresenta um comportamento elasto-plástico.

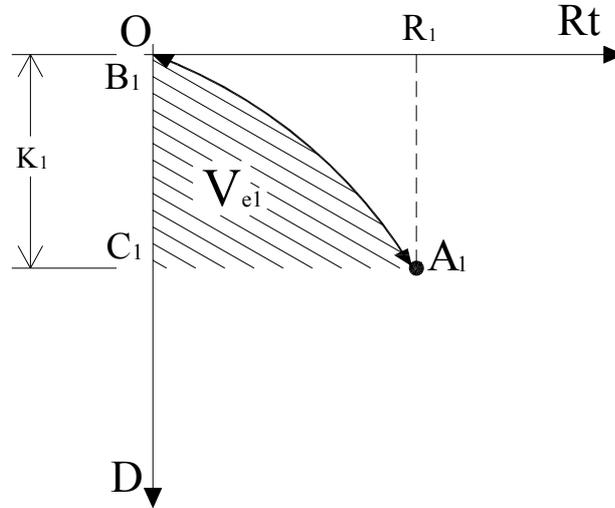


Figura 2.20 Aplicação do princípio de Hamilton até o limite inferior de resistência (Ávila, 2001)

O ponto  $A_1$  define o limite inferior de resistência (lower bound), dado pela menor resistência a partir da qual qualquer um material do sistema começa a plastificar-se. Essa plastificação é notada pelo surgimento de deslocamentos permanentes (nega).

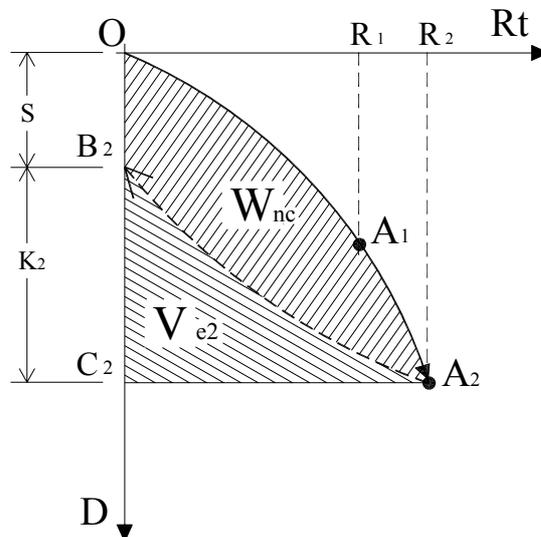


Figura 2.21 Aplicação do princípio de Hamilton entre o limite inferior e o superior de resistência (Ávila, 2001)

Aumentando ainda mais a energia cinética, a curva de carregamento descreve a trajetória  $OA_3$ , atingindo uma resistência mobilizada igual a  $R_3$  e um deslocamento total representado pelo trecho  $OC_3$  (Figura 2.22). A partir de  $A_2$ , todo acréscimo de energia cinética  $\Delta T$  é transformado em acréscimo de trabalho  $\Delta W$ , caracterizando o pós-ruptura. No pós-ruptura, o sistema cessa sua capacidade de absorver energia de deformação elástica e todo o acréscimo de energia é transformado em trabalho, isto é, a taxa de variação da energia de deformação é igual a taxa de variação do trabalho das forças atuantes. Nesta etapa, o sistema desloca-se como corpo rígido configurando o trecho  $A_2A_3$ . Considerando os teoremas de análise limite

em Mecânica dos Solos, o início desse trecho define o limite superior de resistência (upper bound), que corresponde à máxima resistência do sistema e configura a superfície de ruptura do sistema.

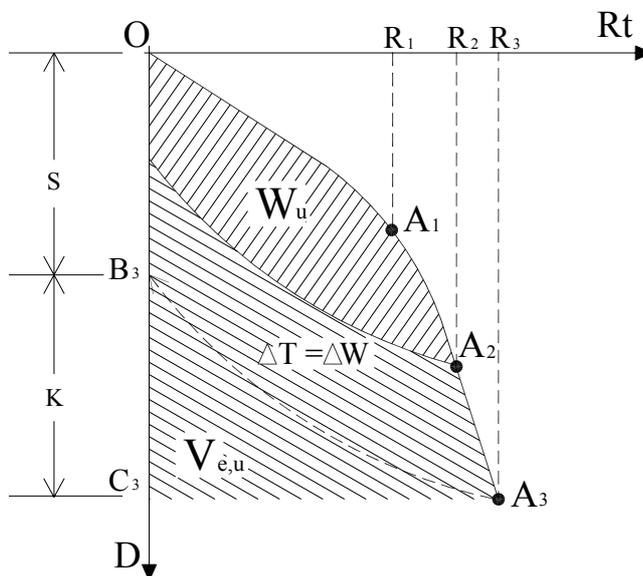


Figura 2.22 Aplicação do princípio de Hamilton até o pós ruptura (Ávila, 2001)

#### *Aspectos relacionados ao ensaio de carregamento dinâmico*

No controle de cravação de estacas através de ensaios de carregamento dinâmicos, uma maior atenção deve ser dada à questão da recuperação do solo após a cravação, pois o impacto da cravação causa mudanças nas condições geotécnicas do solo natural. Os efeitos da cravação em argilas são principalmente: amolgamento do solo, alteração no estado de tensões ao redor da estaca e desenvolvimento do excesso de pressão neutra (Hussein et al., 2002). Após a completa cravação da estaca, o adensamento do solo, manifestado pela dissipação do excesso de pressão neutra na zona de interface entre solo e estaca, é usualmente acompanhado por um aumento na capacidade de carga da estaca. Esse fenômeno é conhecido como “set-up”. O tempo requerido para que as mudanças na resistência do solo, após a cravação, retornem a condição de equilíbrio, são altamente dependentes das condições do solo e do tipo e tamanho da estaca (Hussein et al., 2002; Svinikin, 2002). Peck et al. (1974), relatam que em geral três dias são suficientes para a recuperação da resistência de solos moles (tixotropia), entretanto os mesmos autores apresentam uma situação em que o ganho de resistência continuou acelerado por vinte e cinco dias.

A análise dos dados obtidos na monitoração dinâmica, tanto pelo método Case quanto pelo CAPWAPC, fornece a resistência do solo mobilizada no momento do ensaio, não podendo prever as mudanças de resistência do solo ocasionada ao longo do tempo. Rausche et al. (1985) recomendam a realização da monitoração dinâmica não somente no final da cravação das estacas, mas também, algum tempo após a sua cravação (recravação).

Além do aumento de resistência do solo que ocorre ao longo do tempo, muitas vezes o martelo não possui energia suficiente para mobilizar completamente toda a resistência do solo. No Brasil, o ensaio de carregamento dinâmico tem sido realizado com energia crescente, proporcionado pelo aumento da altura de queda do martelo, objetivando mobilizar toda a resistência do solo.

## 2.6. FLAMBAGEM

O cálculo da carga crítica de flambagem para uma estaca completamente enterrada no solo costuma ser desconsiderado na avaliação da carga de ruptura do sistema estaca-solo. Isto porque, o problema da flambagem é minimizado pela contenção lateral formado pelo solo circundante à estaca, mesmo que este seja mole.

Sowers (1979) apresenta um caso em que estacas de aço, perfil H, cravadas 30,0 m através de argila mole até a rocha, foram ensaiadas até a carga de escoamento do aço. O confinamento da argila mole foi suficiente para impedir a flambagem no solo, a qual ocorreu num pequeno trecho livre (fora do terreno) das estacas, de cerca de 1 m.

Coduto (1994) afirma que “até o mais mole dos solos provê resistência lateral suficiente para impedir flambagem”. Esse autor cita um caso de uma estaca metálica que foi cravada num solo mole apenas por peso próprio e em seguida sofreu uma prova de carga e não flambou.

Fleming et al. (1992) relata que há duas ocasiões principais onde a estabilidade axial das estacas pode se tornar crítica quanto ao seu dimensionamento. A primeira é durante a cravação, onde a instabilidade pode levar a estaca a desviar-se significativamente do alinhamento inicial. A segunda ocasião é sobre condições de trabalho, nas quais a carga axial aplicada na estaca pode alcançar à carga crítica de flambagem. Esse autor recomenda a análise da carga crítica de flambagem para o caso de estacas que trabalham principalmente por resistência de ponta cravadas em solos moles. No entanto, mostra que a flambagem em estacas longas cravadas em camadas de argila mole é um problema secundário se comparada à instalação delas no terreno. Quer dizer que na cravação da estaca é que o problema da instabilidade axial da estaca é mais propício de ocorrer.

A carga de ruptura das estacas é influenciada pelo grau de excentricidade inicial. O problema da flambagem aumenta consideravelmente se as estacas não estiverem alinhadas inicialmente (Bjerrum, 1957), o que demonstra a necessidade de manter um certo controle de excentricidade inicial bem como manter um controle de prumo durante todo o processo de cravação das estacas metálicas em solos moles. A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 1996) exige que o raio de curvatura das estacas de aço, em qualquer ponto do eixo, seja maior que 400 m ou apresente flecha máxima de 0,3% do comprimento do perfil.

A avaliação da carga crítica de flambagem tem sido sugerida principalmente nos seguintes casos:

- Estacas que trabalham principalmente por resistência de ponta e instaladas em depósitos de solos moles (Fleming et al., 1992);
- Estacas com comprimentos livres (sem contenção do solo) significantes e instaladas em solos moles (Fleming et al., 1992);
- Estacas de pequeno diâmetro em solos coesivos muito moles (Hansbo, 1994);
- Estacas metálicas muito esbeltas em espessas camadas de argila mole (Velloso e Lopes, 2002).

Davison e Robinson (1965) apresentam um modelo de cálculo da carga crítica de flambagem geral para estacas parcialmente enterradas no terreno. Segundo esses autores uma estaca com comprimento enterrado  $L_c$  e comprimento livre  $L_u$  pode ser considerada como uma estaca sem confinamento do solo (pilar) com base fixa e comprimento equivalente  $L_e$  como mostra a Figura 2.23:

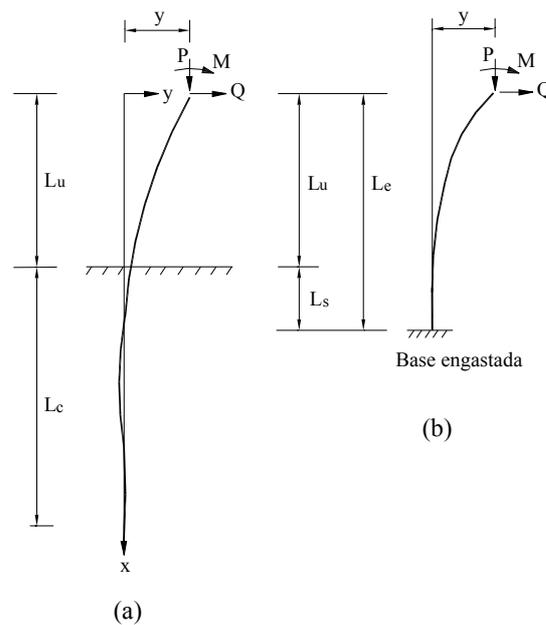


Figura 2.23 Estaca parcialmente enterrada: (a) condição real (b) condição equivalente (Davison e Robinson, 1965)

$L_e$  é obtido pela soma de  $L_u$  e  $L_s$ , sendo  $L_s$  o comprimento enterrado do sistema equivalente à condição real dada por  $L_u + L_c$ . Esse sistema (Figura 2.23 (b)) deve ser selecionado de tal forma que a carga de flambagem seja equivalente à condição real ( $L_u + L_c$ ).

A profundidade  $L_s$  é obtida em função da rigidez flexural da estaca,  $EI$ , da magnitude e da variação da resistência do solo com a profundidade. A resistência do solo é usualmente expressa em termos do módulo do subsolo  $K_h$ , considerado constante no caso de solos coesivos pré-adensados e variando linearmente com a profundidade para o caso de solos granulares e solos finos (siltosos e argilosos) normalmente adensados.

Para o caso em que o módulo do subsolo  $K_h$  aumenta linearmente com a profundidade  $z$  e em função da constante de reação horizontal do solo  $n_h$  ( $K_h = n_h \cdot z$ ), o valor de  $L_s$  é dado por:

$$L_s = 1,8 \cdot T_c \quad (2.64)$$

onde  $T_c$  representa o comprimento característico do sistema estaca-solo e é obtido pela equação:

$$T_c = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (2.65)$$

A carga crítica de flambagem,  $P_{cr}$ , considerando a ponta da estaca engastada e o topo fixo (translação possível), é definida por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_e^2} \quad (2.66)$$

Para o caso em que  $K_h$  é constante, o valor de  $L_s$  é dado por:

$$L_s = 1,4 \cdot R_c \quad (2.67)$$

sendo  $R_c$  igual a:

$$R_c = \sqrt[4]{\frac{EI}{K_h}} \quad (2.68)$$

Conforme Davison e Robinson (1965) a carga crítica de flambagem,  $P_{cr}$ , para uma estaca com rigidez flexural,  $EI$ , constante, com o topo livre e a base engastada e de comprimento equivalente  $L_e$ , é dado por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{4L_e^2} \quad (2.69)$$

Quando a espessura da parede do elemento estrutural,  $t$ , é muito pequena em relação a largura, a flambagem local pode ocorrer antes da global. Segundo o projeto de revisão da norma NBR 8800, “Projeto e execução de estruturas de aço e estruturas mistas aço-concreto de edifícios” (ABNT, 2003), não ocorrerá flambagem local em estruturas com seção tubular circular se:

$$\frac{B}{t} \leq 0,11 \frac{E}{F_y} \quad (2.70)$$

As equações (2.66) e (2.70) foram utilizadas neste trabalho para verificar, respectivamente, a flambagem geral e local das estacas E01, E02, E04, E09 e E10 em estudo, submetidas a prova de carga estática. Os resultados obtidos estão apresentados no Capítulo 5.

## CAPÍTULO 3

# RESULTADOS DE ESTUDOS COMPARATIVOS ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO E MEDIÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

### 3.1. INTRODUÇÃO

A avaliação da capacidade de carga estática através de ensaios dinâmicos tem se tornado procedimento de rotina na prática mundial de engenharia de fundações contemporânea (Hussein et al., 2002). Comparações entre diferentes métodos de previsões da capacidade de carga de fundações em estacas têm sido apresentadas em profusão na literatura técnica. Neste capítulo, apresentam-se alguns trabalhos que avaliam a capacidade de carga do sistema estaca-solo por fórmulas estáticas semi-empíricas, fórmulas dinâmicas, por ensaios de carregamento dinâmico e provas de carga estáticas.

### 3.2. COMPARAÇÕES ENTRE DIFERENTES MÉTODOS DE PREVISÃO E MEDIÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

Olson e Flaate (1967) compararam estatisticamente a capacidade de carga medida em campo através de provas de carga estáticas realizadas em 93 estacas com os valores previstos pelas fórmulas dinâmicas: Engineering News, Gow, Hiley, Pacific Coast Uniform Building Code, Janbu, dos Dinamarqueses e Gates. A acurácia das fórmulas utilizadas variou com o tipo de estaca, sendo analisadas 37 estacas de madeira, 15 pré-moldada de concreto e 41 de aço. O coeficiente de correlação entre a capacidade de carga prevista pelas fórmulas dinâmicas citadas e a capacidade de carga medida em campo variou de 0,29 a 0,81, considerando todas as estacas em estudo. A Tabela 3.1 mostra o coeficiente de correlação obtido para todas as estacas estudadas e também para cada tipo separadamente.

Tabela 3.1 Coeficiente de correlação obtido pela análise da capacidade de carga medida e prevista (Olson e Flaate, 1967)

Fórmula	Coeficiente de correlação			
	Madeira	Concreto	Aço	Todas *
Engineering News	0,28	0,11	0,37	0,29
Gow	0,43	0,12	0,38	0,36
Hiley	0,77	0,43	0,76	0,72
Pacific Coast	0,74	0,75	0,79	0,76
Janbu	0,86	0,64	0,83	0,81
Danish	0,86	0,69	0,82	0,81
Gates	0,86	0,65	0,84	0,81

\* Considerando todas as estacas de madeira, concreto e aço analisadas.

Em todos os casos analisados, as fórmulas Engineering News e Gow foram inaccuradas na previsão da capacidade de carga do sistema estaca-solo. Os valores de coeficiente de correlação obtidos por essas fórmulas foram extremamente baixos. As fórmulas dos Dinamarqueses, Janbu e Gates foram as que obtiveram valores de capacidade de carga previstos, de uma forma geral, mais próximos dos medidos em campo, apresentando coeficientes de correlação mais próximos de 1.

Tavenas (1971) realizou 45 provas de carga estáticas e comparou os valores medidos com os valores estimados pelas fórmulas dinâmicas: Engineering News (1893), Hiley (1925), Dinamarqueses (1957), Gates (1957) e Gates modificada por Olson e Flaate (1967). Tavenas (1971) mostra que as fórmulas analisadas não foram eficientes para avaliar a capacidade de carga, apresentando um coeficiente de correlação máximo de 0,272 obtido por uma regressão linear, como mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 Coeficiente de correlação entre a capacidade de carga medida por prova de carga e estimada por fórmulas dinâmicas (Tavenas, 1971)

<b>Fórmula Dinâmica</b>	<b>Coefficiente de correlação</b>
ENR	0,181
Hiley	0,131
Danish	0,272
Gates	0,225
Gates modificada por Olson e Flaate	0,253

Gomes e Lopes (1986) utilizaram diferentes técnicas de controle de cravação de estacas de concreto centrifugado ( $\varnothing 260$  mm,  $\varnothing 330$  mm e  $\varnothing 380$  mm) na obra do terminal marítimo da Petroquímica União – Santos (SP) e com os resultados obtidos fizeram uma avaliação das técnicas empregadas. Três estacas, uma de cada diâmetro, foram submetidas à prova de carga estática e ensaio de carregamento dinâmico utilizando o PDA e medição de repique. Utilizaram como método de previsão da capacidade de carga a fórmula estática semi-empírica de Aoki-Velloso (1975), as fórmulas dinâmicas de Hiley (1925) e de Uto et al. (1985). A Tabela 3.3 apresenta uma análise comparativa entre os resultados previstos e os medidos.

Gomes e Lopes (1986) relatam que os valores da capacidade de carga obtidos pela fórmula de Hiley (1925), para uma eficiência de 0,7 e coeficiente de restituição no choque de 0,5, apresentaram-se baixos se comparados com os valores das provas de carga estáticas, indicando que deve ter ocorrido uma recuperação da resistência do solo após a cravação. Já a fórmula de Uto et al. (1985) apresentou bons resultados. E os resultados da monitoração dinâmica na cravação e na recravação, indicaram valores de cargas de ruptura tanto pelo método Case quanto pelo método CAPWAP bem próximas das obtidas na prova de carga estática analisada pelo critério de Davisson (1972), exceto para a estaca  $\varnothing 380$  mm.

Broms e Choo (1988) compararam as resistências calculadas pela fórmula simplificada de Hiley com medida de energia pelo PDA com os valores de resistências determinados pelo método CAPWAP ou Case em 25 estacas de concreto e 17 estacas de aço. Broms e Choo (1988) verificaram que as resistências calculadas pela fórmula simplificada de Hiley apresentaram uma variação de  $\pm 25\%$  em relação às resistências obtidas pelo método CAPWAP, obtendo assim uma boa concordância entre os métodos utilizados.

Tabela 3.3 Resultados de capacidade de carga (Gomes e Lopes, 1986)

Método			Capacidade de Carga (kN)		
			Estaca E32 (Ø260 mm)	Estaca E14 (Ø330 mm)	Estaca E21 (Ø380 mm)
Método Estático (Aoki-Velloso, 1975)			1000	1300	1800
Fórmula Dinâmica Clássica (Hiley, 1925)			630	1030	890
Fórmula de Uto et al. (1985)			880	1260	1580
Monitoração	CASE	$J_c = 0,0$	960	970	810
		$J_c = 0,1$	920	930	800
	CAPWAP	Cravação	-	750	650
		Recravação	900	1110	950
Prova de Carga	DAVISSON (1972)		900	1100	1500
	NBR 6122 (1996)		940	1220	1650
	VAN DER VEEN (1953)		1030	1600	1900

Pereira (1997) apresentou resultados comparativos de previsões de capacidade de carga mobilizada de 31 estacas de concreto armado, avaliada por análises CAPWAP e pelas fórmulas dinâmicas: de Brix, de Woltmann, Engineering News e dos Dinamarqueses. As correlações obtidas entre os resultados de capacidade de carga pelas fórmulas dinâmicas estudadas e os resultados das análises CAPWAP não foram satisfatórias. Verificou que para valores de nega muito pequenos (menor do que 1,0 mm) os valores de carga mobilizada obtidos pelas fórmulas dinâmicas estudadas foram extremamente exageradas, principalmente no caso das fórmulas propostas por Brix e por Woltmann. Pereira (1997) alerta quanto ao fato de que os valores de capacidade de carga obtidos pelas análises CAPWAP referem-se às cargas mobilizadas pelo golpe do martelo que proporcionou maior resistência total do solo, o que não significa que esta carga obtida representa a capacidade de carga real que o solo oferece ao carregamento estático da estaca, se este for até a ruptura.

Pereira (1997) também apresentou resultados comparativos de previsões de capacidade de carga da fundação com estacas de concreto armado obtidas pela análise CAPWAP e através dos métodos semi-empíricos baseados nos resultados do índice de resistência à penetração (SPT): Método Aoki-Velloso e Método Décourt-Quaresma. Observou que para a maioria das estacas analisadas os valores previstos da capacidade de carga tanto pelo método Aoki-Velloso quanto pelo método Décourt-Quaresma foram inferiores aos valores obtidos pela análise CAPWAP.

Albuquerque e Carvalho (1998) apresentaram uma comparação entre os resultados obtidos de capacidade de carga de uma estaca pré-moldada protendida de concreto de 18 cm de diâmetro cravada num solo residual de diabásio (Campus da Unicamp), através de um ensaio de carregamento dinâmico, interpretados pelo método CASE e CAPWAP, e prova de carga estática instrumentada do tipo SML. Também foi realizada prova de carga dinâmica em mais duas outras estacas cravadas próximas à estaca submetida à prova de carga estática. Para estas duas últimas estacas foi calculada a capacidade de carga pela fórmula de Chellis (1951) modificado por Velloso (1987) e fórmula de Uto et al. (1985). Os valores obtidos nos ensaios e pelas fórmulas citadas acima estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 Resultados da carga última total (Albuquerque e Carvalho, 1998)

Estaca	CAPWAPC	CASE	UTO et al. (1985)	Chellis – Velloso (1951-1987)	Prova de carga estática
1	208	213	346	186	-
2	216	248	-	-	262
3	240	255	319	175	-

Os valores da carga última total obtida pelas fórmulas de Uto et al. (1985) e Chellis (1951) modificada por Velloso (1987) foram muito diferentes. Comparando-os com o resultado da prova de carga estática, a fórmula de Uto et al. (1985) forneceu valores superiores e a fórmula de Chellis (1951) – Velloso (1987) forneceu valores conservativos. No caso da estaca 2, observou-se que os valores obtidos pelo ensaio de carregamento dinâmico foram 17,5% e 5,3% mais conservativos, em relação aos valores obtidos na prova de carga estática.

Bernardes et al. (1998) apresentam uma estimativa da capacidade de carga de uma estaca pré-fabricada de concreto de 230 mm de diâmetro cravada num extrato areno-argiloso denso. As análises foram feitas a partir do resultado do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente com PDA, interpretado pelo método CAPWAPC, e pelas fórmulas dinâmicas de Hiley (1925) e de Janbu (1953). Utilizaram-se nessas fórmulas a energia (EMX) medida no ensaio de carregamento dinâmico e os valores de nega e repique medidos para cada golpe do ensaio. Os demais parâmetros de cada equação foram utilizados conforme propostos em cada formulação, sendo que para a fórmula de Hiley (1925) utilizou um coeficiente de restituição no choque de 0,3 e na equação de Janbu (1953) um fator de divisão dinâmico de 1,2.

Pela análise dos resultados, Bernardes et al. (1998) verificaram que os valores de resistência mobilizada máxima obtidas nas análises CAPWAPC ficaram entre os valores previstos pelas fórmulas dinâmicas de HILEY (1925) e de JANBU (1953). Os valores obtidos pela fórmula de Hiley foram mais conservativos do que os valores obtidos pela fórmula de Janbu e pelos valores da análise CAPWAPC. Esses autores afirmaram que as fórmulas de JANBU (1953) e HILEY (1925) podem ser utilizadas com sucesso desde que se conheça a energia "real" aplicada no topo da estaca.

Gonçalves et al. (1998) apresentam os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente em estacas pré-fabricadas de concreto de 260 mm de diâmetro, cravada em um depósito de silte argiloso, localizado na cidade de Americana no estado de São Paulo. A capacidade de carga foi avaliada através de prova de carga dinâmica utilizando o PDA realizado 7 dias e 9 dias após a cravação e também pelas fórmulas dinâmicas de HILEY (1925) e JANBU (1953). No caso da obra relatada, verificou-se uma redução da capacidade de carga (relaxação) de 35% e um aumento excessivo dos deslocamentos entre o final da cravação e a recravação. Os valores da capacidade de carga foram obtidos através das fórmulas dinâmicas de Hiley (1925) e JANBU (1953) e também pelas análises CAPWAPC. Os valores da carga mobilizada obtidos pelo CAPWAPC tanto para a recravação aos 7 dias quanto aos 9 dias após a cravação ficaram entre os valores previstos pelas fórmulas dinâmicas. Os resultados estimados pela fórmula de Hiley foram mais conservadores que os resultados obtidos pelos demais métodos analisados. Segundo Gonçalves et al. (1998) estas fórmulas podem ser utilizadas com sucesso, desde que se conheça a energia aplicada pelo sistema de cravação.

Com base nos registros de cravação de estacas metálicas, Danziger e Ferreira (2000) realizaram uma retro-análise pela fórmula dos Dinamarqueses e pelos programas

computacionais de equação da onda WEAP e DINEXP para avaliar a resistência à cravação dessas estacas. Tais autores obtiveram uma boa correlação entre a resistência à cravação avaliada pela fórmula dos Dinamarqueses e pelos dois programas de equação da onda utilizados, obtendo coeficientes de correlação próximos da unidade. Danziger e Ferreira (2000) concluíram que a fórmula dos Dinamarqueses é uma boa ferramenta disponível para avaliar a resistência à cravação de estacas metálicas com características similares às utilizadas no estudo.

Rosa (2000) apresenta um estudo comparativo entre os valores de resistência calculados utilizando as fórmulas de Chellis (1961) e de Uto et al. (1985) com os resultados obtidos pelo método CASE. As análises foram realizadas para estacas pré-moldadas de concreto armado e pretendido sendo os resultados separados pelo tipo de solo predominante na ponta das mesmas. A Tabela 3.5 mostra um resumo comparativo dos valores de resistência obtidos por Rosa (2000), sendo  $\mu_1$  a relação entre a resistência obtida pelo método Case e a fórmula de Chellis (1961) e  $\mu_2$  a relação entre a resistência obtida pelo método Case e a fórmula de Uto et al. (1985).

Tabela 3.5 Resultado da relação entre o método Case e fórmulas dinâmicas (Rosa, 2000)

Relação: Método Case Fórmula dinâmica (Valores médios)	Solo	$\mu_1$ Chellis (1961)	$\mu_2$ Uto et al. (1985)
* $\mu = \frac{\text{Método Case}}{\text{Fórmula dinâmica}}$	Arenoso	0,95	0,92
	Siltoso	1,01	0,68
	Argiloso	1,08	0,79

\*  $\mu = \mu_1$  (Chellis, 1961) e  $\mu = \mu_2$  (Uto et al., 1985)

Long et al. (2002) compararam os resultados de capacidade de carga previstos através de vários métodos de controle de cravação, realizados em estacas metálicas de perfil H (HP 310 x 79), com os valores medidos pela prova de carga estática. Os métodos de previsão utilizados foram: “Engineering News Formula”, fórmula de Gates, análise pelo programa de equação da onda WEAP e ensaio de carregamento dinâmico com monitoração (PDA) através dos métodos Case e CAPWAP. Os valores de capacidade de carga previstos pelos métodos citados acima foram comparados com banco de dados de outros autores (Oslon e Flaate, 1967; Fragaszy et al., 1988 e 1989; e FHWA - Federal Highway Administration descrito por Rausche, 1996) para verificar se há algum comportamento diferenciado na previsão da capacidade de carga em estacas metálicas de perfil H em relação aos outros tipos de estacas cravadas. Após realizar uma análise estatística, Long et al. (2002) concluíram:

- Para todos os métodos analisados, que não há diferenças significativas nas previsões de capacidade de carga de estacas metálicas de perfil H em relação aos outros tipos de estacas cravadas.
- A fórmula Engineering News tende superestimar os valores de capacidade de carga.
- A fórmula de Gates tende a subestimar os valores de capacidade de carga da estaca, embora os valores obtidos apresentem boa precisão quando comparados aos valores dos bancos de dados investigados.
- A utilização do programa WEAP para prever a capacidade de carga, apresenta valores altos para o caso de estacas recravadas e valores conservativos para o caso de estacas cravadas.

- A estimativa da capacidade de carga utilizando o analisador de cravação PDA, através do método Case e do CAPWAP, apresentaram valores mais precisos de capacidade de carga para a análise realizada na recravação das estacas. No caso específico, o tempo decorrido entre o fim da cravação e a realização da monitoração dinâmica foi de 7 e 15 dias.
- De todos os métodos investigados, o CAPWAP foi o método que melhor estimou a capacidade de carga.

## CAPÍTULO 4

### ESTUDO DE CASO

---

#### 4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, apresentam-se as metodologias dos ensaios de campo realizados por firmas especializadas, sobre estacas tubulares de aço de alta resistência: ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente e prova de carga estática. Descrevem-se também o perfil geotécnico do subsolo e as características das estacas em estudo e do sistema de cravação. No próximo capítulo os procedimentos serão analisados.

As estacas analisadas são tubos de aço sem costura, fabricação Mannesmann, com diâmetros que variam entre 141,3 mm e 355,6 mm. Usualmente não se encontra na literatura resultados de ensaios realizados nesse tipo de estaca com diâmetros inferiores a 355,6 mm.

Foram cravadas 20 (vinte) estacas piloto num campo de experiências construído na área de implantação do Pátio de Coque da Refinaria Duque de Caxias - REDUC. A REDUC situa-se no município de Duque de Caxias, na região de Campos Elíseos, km 113,7 da rodovia Washington Luiz, no estado do Rio de Janeiro.

Todas as estacas de aço em estudo foram submetidas ao ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Em cinco estacas, realizou-se também prova de carga estática do tipo lenta de carga mantida, não instrumentada, de acordo com as prescrições da NBR 12131/95. Os ensaios foram realizados com o objetivo de analisar as cargas máximas mobilizadas pelo sistema estaca-solo e avaliar assim a utilização das estacas em estudo como elemento estrutural de fundação. Dessa forma, os ensaios foram executados até o limite das tensões admissíveis do aço empregado na fabricação das estacas ou até a plastificação do solo confinante das estacas, ou seja, o sistema estaca-solo foi levado ao extremo da sua capacidade.

#### 4.2. GEOLOGIA REGIONAL

O município de Duque de Caxias está localizado na Baixada Fluminense, na região denominada de Baixada da Baía da Guanabara. A Baixada Fluminense é uma planície que se estende paralelamente à costa, entre a Serra do Mar e o oceano Atlântico e é limitada pela cidade de Itaguaí e a divisa com o estado do Espírito Santo.

A Baixada da Baía da Guanabara é formada por depósitos sedimentares de origem fluvio-marinha (Figura 4.1). Esses depósitos foram originados pelo acúmulo de material carregado pelos rios que descem da Serra do Mar ou dos maciços existentes no antigo Estado da Guanabara. Do ponto de vista geológico são formações recentes, certa de 6000 a 10000 anos e têm mecanismo de deposição bastante complexo. Os sedimentos argilosos possivelmente foram formados em ambiente marinho com subsequente emersão do nível do mar nos últimos 6000 anos (Costa Filho et al., 1985).

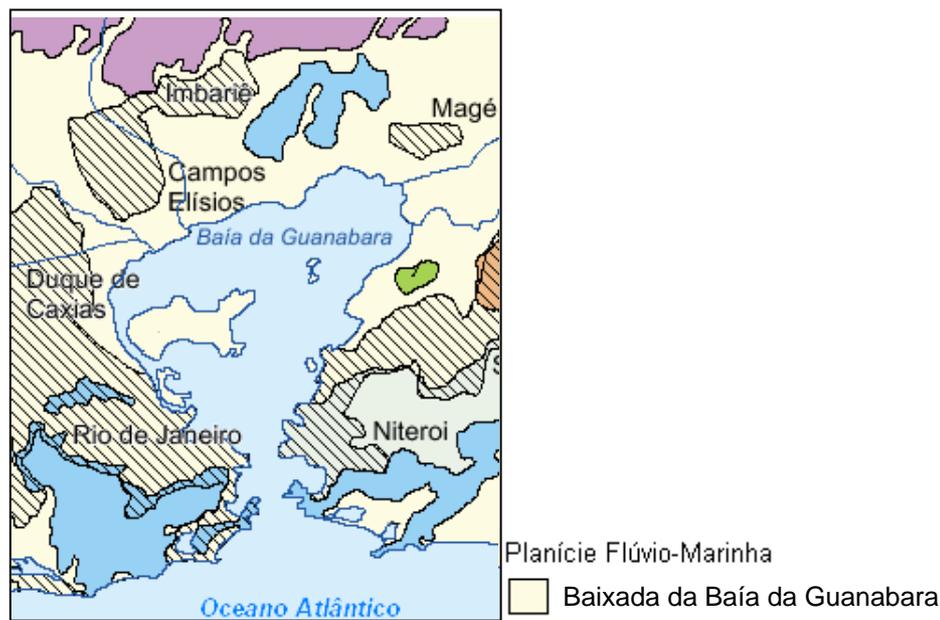


Figura 4.1 Mapa geomorfológico do RJ, adaptada de CPRM (2004)

Aragão (1975) apresenta um estudo sobre as propriedades geotécnicas dos sedimentos naturais de argila mole do Rio de Janeiro. O perfil típico da Baixada Fluminense, na área norte da Baía de Guanabara - no município de Duque de Caxias, normalmente é formado por uma camada superficial de argila muito mole, com matéria orgânica e resíduos de conchas, com espessura variável de até cerca de 14 m. O índice de resistência à penetração do amostreador padrão tipo SPT (número de golpes necessários para cravar o amostreador 300 mm),  $N_{SPT}$ , dessa camada é zero, ou seja, o amostreador padrão penetra no solo devido à simples ação estática do peso de bater. Sob essa camada se encontra uma camada de areia média a grossa, pouco argilosa de compactidade relativa média, seguida por um solo residual da alteração das rochas locais.

Costa Filho et al. (1985) relatam que as camadas de solos argilosos moles da Baía da Guanabara têm espessuras variando entre 2 m e 20 m, e estão sobrejacentes a camadas de areias e argilas arenosas. São aparentemente homogêneas, de cor cinza escuro e apresentam valores de  $N_{SPT}$  nulos. O nível d'água localiza-se próximo da superfície do terreno.

Balech (2000) apresenta os resultados de 10 sondagens SPT realizadas no distrito de Caju, na cidade do Rio de Janeiro. Os perfis apresentam espessas camadas de argila mole sobrejacentes a camadas arenosas (solo residual de gnaíse). O índice de resistência à penetração do amostreador padrão SPT para a espessa camada de argila mole foram, em geral, nulos.

Alguns resultados de limites de Atterberg das argilas da Baixada Fluminense obtidos na literatura estão ilustrados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Limites de Atterberg para argilas da Baixada Fluminense

<b>Autor</b>	<b>Local</b>	<b>LL</b>	<b>LP</b>	<b>IP</b>
Pacheco Silva (1953)	Perto da estrada Rio-Niterói	154	38	116
Costa Filho et al. (1985)	Próxima ao fundo da Baía da Guanabara	136	48	88

Ortigão (1993) apresenta valores das propriedades geotécnicas, limite de plasticidade (LP), limite de liquidez (LL), umidade (W), índice de vazios ( $e_o$ ), resistência não-drenada ( $c_u$ ) e peso específico total ( $\gamma$ ), ao longo da profundidade, para as argilas do Rio de Janeiro, assim denominada por esse autor, como mostra a Figura 4.2. Verifica-se que Ortigão (1993) obteve para os limites de Atterberg valores em torno dos obtidos por Pacheco Silva (1953) e Costa Filho et al. (1985), Tabela 4.1. O valor de  $e_o$  permanece praticamente constante até aproximadamente a profundidade de 3 m e em seguida decresce linearmente com a profundidade. A resistência não drenada das argilas varia pouco com a profundidade no caso de amostras amolgadas. Para amostras indeformadas, o valor de  $c_u$  permanece constante até aproximadamente a profundidade de 4 m, crescendo posteriormente a medida que a profundidade aumenta. O peso específico total obtido foi em torno de  $13 \text{ kN/m}^3$  até a profundidade de 4 m, e a partir daí, cresce linearmente com a profundidade.

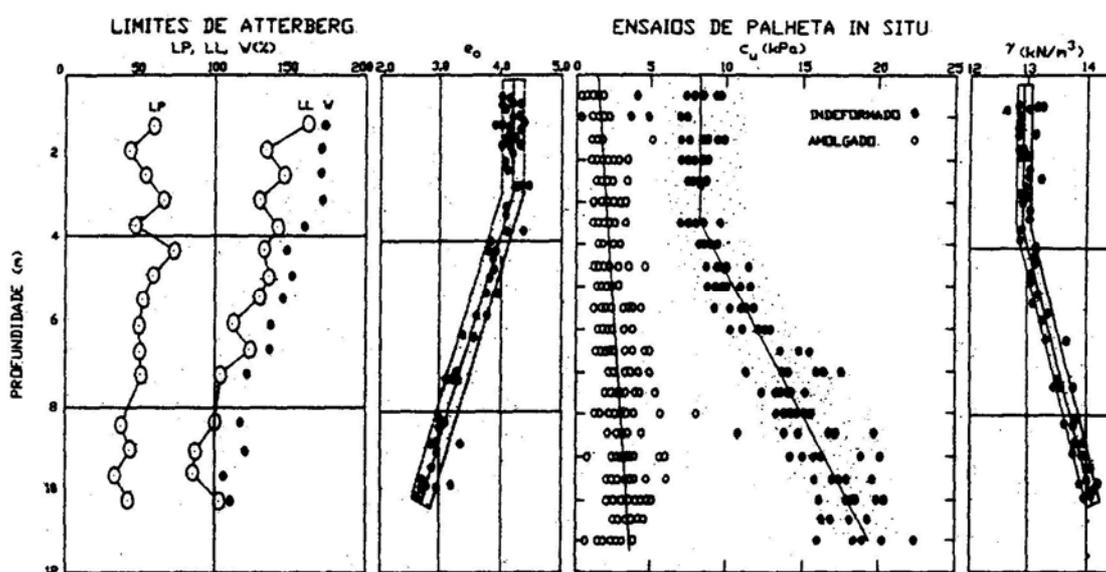


Figura 4.2 Propriedades geotécnicas das argilas do Rio de Janeiro (Ortigão, 1993)

### 4.3. PERFIL DO TERRENO

A Figura 4.3 apresenta o perfil geotécnico esquemático do subsolo do campo de experiências em estudo com os resultados obtidos em uma sondagem de simples reconhecimento (SPT), executada nas proximidades das estacas ensaiadas.

O perfil consiste, inicialmente, de um aterro de material argiloso de cerca de 2,90 m de espessura. Abaixo, verifica-se a existência de uma camada espessa (10,50 m) de argila orgânica, de consistência muito mole, seguida de uma camada de argila arenosa, plástica, de consistência mole, que vai até quase a cota 15,00 m. Abaixo, encontra-se uma camada de 1,80 m de areia argilosa, pouco compacta, de cor escura, seguida por uma camada de argila plástica, de consistência média, de cor cinza escuro, até a cota 17,70 m. Entre esta cota e a cota 18,60 m, o perfil é composto por um silte arenoso, medianamente compacto, de cor variegada. Da cota 18,60 m até o limite da sondagem (21,55 m), encontra-se um solo residual, proveniente da decomposição da rocha matriz, de cor variegada. O nível d'água se encontra na camada de aterro na profundidade de 1,20 m.

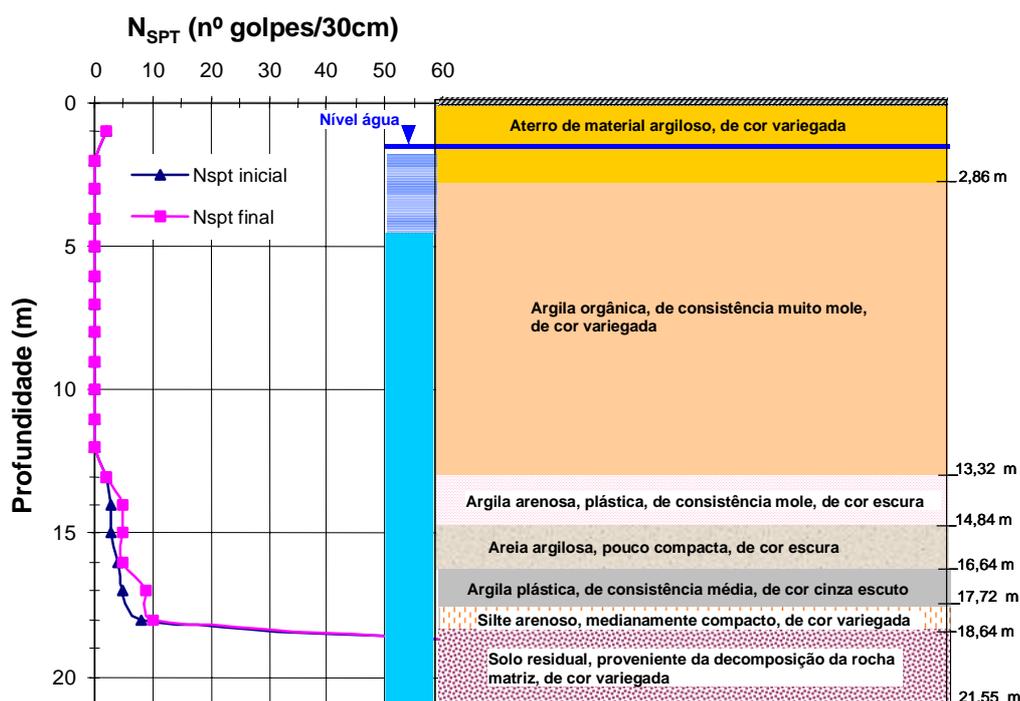


Figura 4.3 Descrição do perfil típico do terreno e variação de  $N_{SPT}$  com a profundidade

A variação do  $N_{SPT}$  com a profundidade mostra que a resistência da camada de argila orgânica é muito baixa ( $N_{SPT} = PP/45$ ). A resistência aumenta nas camadas subjacentes, atingindo valores elevados de  $N_{SPT}$  (45/12 e 45/09) na camada de solo residual. No Anexo A apresentam-se os perfis geotécnicos obtidos de outros furos de sondagens realizados próximos à área de estudo.

A camada definida como impenetrável para o SPT provavelmente é a rocha mãe, no entanto, somente tem-se certeza que é um material de alta resistência, que pode ser tanto um solo muito resistente como uma rocha qualquer ou até um matacão. A Tabela 4.2 mostra que as estacas estão cravadas em média até a cota caracterizada como impenetrável pelo SPT e que a nega obtida para os últimos 10 golpes da cravação varia de 0 a 5 mm. No Espírito Santo é comum obter nega de 0 ou 1 mm/10 golpes na cravação de trilhos até o impenetrável caracterizado pelo ensaio à percussão SPT, sugerindo que a rocha mãe foi alcançada.

#### 4.4. CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ENSAIADAS E DO SISTEMA DE CRAVAÇÃO

Utilizou-se como elemento estrutural de fundação estacas metálicas tubulares de aço sem costura, Tubos Mannesmann - fabricação V&M, com diâmetros variados ( $\emptyset 141,3$  mm,  $\emptyset 168,3$  mm,  $\emptyset 219,1$  mm,  $\emptyset 273,0$  mm,  $\emptyset 323,8$  mm e  $\emptyset 355,6$  mm).

As estacas foram cravadas com martelo do tipo “queda livre”, com pesos de 28,70 kN, 44,40 kN e 45,80 kN. As alturas de quedas do martelo variaram de 0,30 m a 1,70 m dependendo da estaca cravada e do martelo utilizado. Utilizaram-se como acessórios de cravação um capacete metálico, dotado na sua parte superior por um cepo de madeira dura com fibras paralelas ao eixo da estaca, utilizado para distribuir uniformemente as tensões dinâmicas geradas pelo golpe do martelo sobre o topo da estaca. Um resumo das características geométricas de cada estaca utilizada e do sistema de cravação, bem como algumas informações obtidas no

processo de cravação, como a nega e a bucha do solo na estaca, estão apresentados na Tabela 4.2. Observando os comprimentos cravados das estacas, verifica-se que as mesmas foram cravadas em média até o limite da sondagem, penetrando cerca de 2,90 m a ponta da estaca na camada de solo residual.

O aço utilizado na fabricação de cada estaca com o respectivo valor de limite de escoamento  $F_y$  e limite de ruptura  $F_u$  e as propriedades mecânicas do aço: módulo de elasticidade  $E$ , peso específico total  $\gamma$  e coeficiente de Poisson  $\nu$ , estão apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.2 Características geométricas das estacas e do sistema de cravação

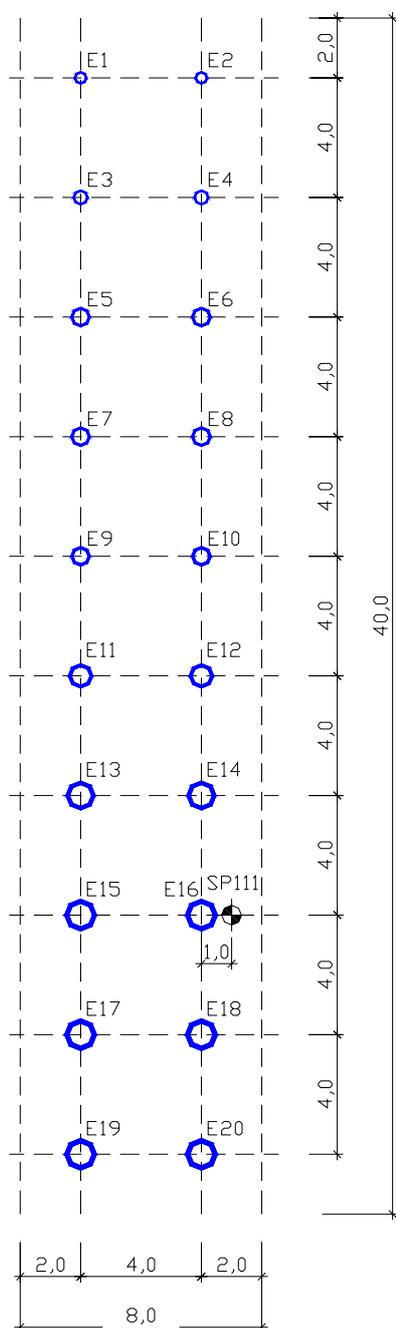
Estaca	Características Geométricas					Cravação						
	Ø Externo (mm)	Espes. Parede (mm)	Área de Aço (mm <sup>2</sup> )	Massa/ Unidade Compr. (kN/m)	Comprimento (m)				Peso Martelo (kN)	Altura queda (m)	Nega Final (mm/10g)	Bucha (m)
					Total	Abaixo Sensores	Cravado	Emendas				
E01	141,3	6,6	2770	0,218	22,5	21,8	21,4	12,4+10,1	28,7	0,3	5	1,7
E02					22,4	21,7	21,3	12,4+10,0			4	1,8
E03	168,3	7,11	3600	0,283	22,1	21,4	21,2	11,2+11,2	28,7	0,4	3	2,95
E04					22,7	22,0	21,6	11,3+10,9+0,5			4	
E05	219,1	14,3	9180	0,721	23,0	21,9	21,5	11,7+14,3	28,7	0,5	3	6,2
E06					22,8	21,8	21,6	11,9+10,9			28,7 / 44,4	1
E07	219,1	8,7	5780	0,453	22,7	21,7	21,4	11,9+10,8	28,7	0,5	4	7,9
E08					23,0	21,7	21,3	12,25+10,75			3	
E09	219,1	9,5	6270	0,493	22,55	21,6	21,4	11,75+10,8	28,7 / 44,4	0,5	4/0	8,75
E10					22,6	21,6	21,2	12,25+10,35			28,7	0,5
E11	273,0	9,3	7680	0,603	23,65	22,65	22,15	6,4+6,45+6,1+4,7	28,7	0,8	2	10,4
E12					22,85	21,85	21,35	6+6+6+4,85			3	10,35
E13	323,8	11,1	10900	0,858	23,5	22,2	21,8	12,5+11,0	45,8	1	0	10,45
E14					23,0	22,0	21,5	12,3+10,7	28,7 / 44,4	0,8	11,25	
E15	355,6	9,5	10400	0,813	23,2	22,1	21,6	11,5+11,7	45,8	1,2	2	10,3
E16					22,8	21,9	21,5	11,7+11,1	28,70 / 44,4	0,80 / 1	2/0	11,5
E17	355,6	15,9	16900	1,33	22,8	22,2	21,85	12,1+10,7	45,8	1,5	5	9,8
E18					23,15	22,15	21,65	12,1+11,05			0	10,2
E19	355,6	23,8	24800	1,95	24,75	22,45	21,95	6,25+6,6+6,0+5,9	45,8	1,7	2	7
E20					23,2	22,2	21,7	6,6+5,1+6,6+4,9			3	6,8

Tabela 4.3 Propriedades das estacas analisadas

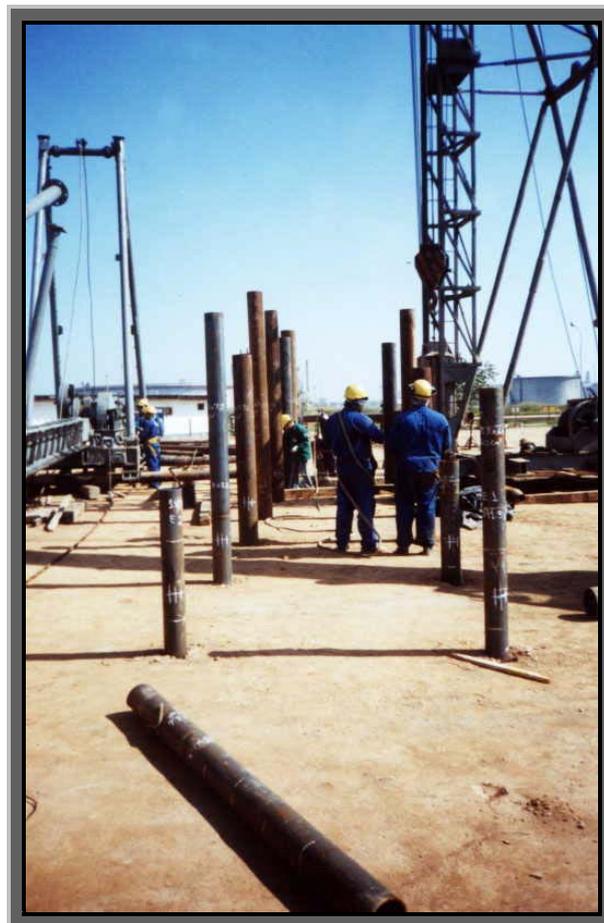
Estaca	Aço	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	$E$ (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$
E01 a E04	VMB 350	350	485	209800	78,5	0,3
E05, E06	VMB 350	250	400			
E07 a E10, E13, E14	X 60	414	517			
E11 a E12, E15, E16	X42	290	414			
E17, E18	GRAU B	240	415			
E19, E20	GRAU B	240	410			

As estacas foram cravadas no campo para experiências, construído na área de implantação do Pátio de Coque da REDUC. A planta de locação das estacas e do furo de sondagem à

percussão, SPT-111, de referência, estão ilustrados na Figura 4.4(a). As cotas estão em metro e o desenho está fora de escala. A Figura 4.4(b) mostra uma vista geral das estacas cravadas.



(a)



(b)

Figura 4.4 (a) Planta de localização das estacas e do furo de sondagem (b) Vista geral das estacas cravadas

## 4.5. METODOLOGIAS DE ENSAIOS

### 4.5.1. Ensaio de Carregamento Dinâmico

O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente foi realizado nas 20 (vinte) estacas, pela empresa Geomec – Engenheiros Consultores S/C LTDA, a qual forneceu os sinais

obtidos em campo. Cada estágio de carregamento foi realizado conforme as prescrições da NBR 13208, “Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico – Método de Ensaio” (ABNT, 1994), para se verificar o comportamento do sistema estaca-solo sob a aplicação de uma força de impacto sobre o topo da estaca.

A aplicação da carga foi feita com energia crescente, através do aumento das alturas de queda do martelo sobre a estaca, conforme a metodologia “Dynamic Increasing Energy Test” (DIET) proposta por Aoki (1989, 2000). Com essa metodologia é possível verificar o comportamento do sistema estaca-solo construindo a curva carga mobilizada-deslocamento máximo. A carga mobilizada a cada golpe foi medida pela instrumentação com monitoração dinâmica utilizando um analisador de cravação (PDA) e pela interpretação do registro de deslocamento do topo da estaca pela medição de nega e repique utilizando o procedimento de Chellis (1961). A Figura 4.5 mostra os pares de transdutores de deformação específica e de acelerômetros instalados diametralmente opostos na estaca e a folha de papel para a medição de nega e repique. A partir da interpretação de curva carga mobilizada-deslocamento máximo obtém-se a capacidade de carga do sistema estaca-solo.



Figura 4.5 Sensores instalados e etiqueta para registro de nega e repique

Na realização dos ensaios foram utilizados martelos do tipo queda livre, com alturas de queda variáveis e crescentes até que o limite das tensões admissíveis do aço empregado na fabricação das estacas tivesse sido atingido ou até a plastificação do solo confinante das estacas. As estacas foram ensaiadas com idades entre 4 dias e 32 dias após a cravação. A Tabela 4.4 apresenta o peso do martelo utilizado, as datas de cravação de cada estaca e da realização de cada ensaio e o número de dias entre a data de cravação de cada estaca e da realização de cada ensaio (idade).

#### Ensaio dinâmico com repique

Apesar da riqueza de informações fornecidas pela instrumentação com monitoração dinâmica, o equipamento PDA não mede a nega. Sendo assim, durante o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente, a nega e o repique foram medidos para cada golpe do ensaio pelo procedimento de Chellis (1961). Fixou-se um papel perto do topo da estaca e durante a aplicação dos golpes do martelo um lápis é movido horizontalmente sobre uma régua de apoio, comprimindo o papel (Figura 4.6a). Esse procedimento possibilita registrar a penetração permanente da estaca no terreno causada pela aplicação de um golpe do martelo

(nega, S) e a soma das parcelas de compressão elástica da estaca e do solo abaixo da ponta da estaca (repique, K). O deslocamento máximo é dado pela soma da nega com o repique ( $DMX = S + K$ ).

Tabela 4.4 Dados referentes aos ensaios de carregamento dinâmico

Estaca	Peso Martelo (kN)	Datas		Idade (dias)
		Cravação	Ensaio	
E01	28,70	12/06	18/06	6
E02				
E03	44,40	12/06	03/07	21
E04	28,70	11/06	18/06	7
E05	44,40	13/06	04/07	21
E06		09/07	14/07	5
E07	59,30	13/06	14/07	31
E08	44,40	11/06	09/07	28
E09	59,30	13/06 e 04/07	15/07	32/11
E10	44,40	10/06	09/07	29
E11	28,70	16/06	20/06	4
E12	44,40		10/07	24
E13	59,30	18/06	14/07	26
E14		01/07	10/07	9
E15	59,30	20/06	14/07	24
E16		01/07	10/07	9
E17	59,30	20/06	11/07	21
E18			10/07	20
E19	59,30	25/06	11/07	16
E20			10/07	15

A Figura 4.6b ilustra o registro de repiques elásticos em campo, para uma série de golpes. Devido a grande proximidade do operário com o martelo no momento do impacto sobre o topo da estaca nos golpes de maior energia do ensaio optou-se em não medir o repique elástico (mediu-se somente a nega). Para esses casos o repique foi calculado subtraindo a nega medida do deslocamento máximo, DMX, fornecido pelo PDA e interpretado pelo método CASE. Os valores do deslocamento máximo do topo da estaca medido pela instrumentação dinâmica e os valores de nega, repique e deslocamento máximo medidos pelo procedimento de Chellis (1961) estão ilustrados na Tabela B.1, no Anexo B, para cada golpe do ensaio de carregamento dinâmico realizado sobre cada estaca. As alturas de queda correspondentes a cada golpe do ensaio também estão descritas na Tabela B.1. A Figura 4.7 mostra que os valores de deslocamento máximo medido por papel e lápis segundo o procedimento de Chellis (1961) e pela instrumentação dinâmica interpretado segundo o método CASE, são bem próximos.

Com base nos valores dos repiques medidos em campo com papel e lápis durante o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente, calculou-se a resistência mobilizada do sistema estaca-solo pela fórmula de Hiley (1925), pela fórmula de Uto et al. (1985) e pela fórmula de

Hiley combinada com medidas de energia pelo PDA (Broms e Choo, 1988). Os valores obtidos foram comparados com os valores de resistência medidos no ensaio de carregamento dinâmico (analisados pelo método Case) e estão apresentados no Capítulo 5.



(a)

(b)

Figura 4.6 Registro de nega e repique elástico em campo

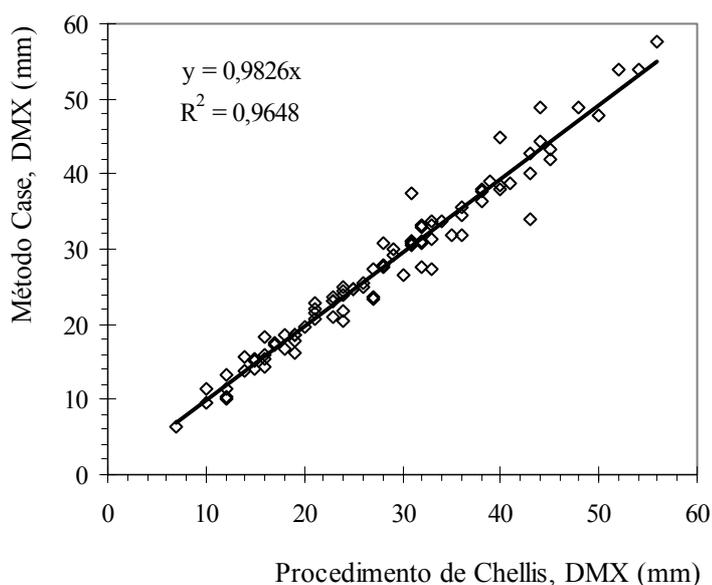


Figura 4.7 Relação entre os deslocamentos máximos medidos pelo procedimento de Chellis (1961) e pelo método CASE

### Ensaio dinâmico com PDA

As monitorações dos ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente foram realizadas utilizando o analisador de cravação PDA que recebe e processa os dados obtidos pela instrumentação. A instrumentação consiste em um par de transdutores de deformação específica e de acelerômetros fixados próximo ao topo da estaca. São dispostos diametralmente opostos para compensar possíveis efeitos de flexão e excentricidade durante a aplicação do golpe do martelo sobre a estaca. A Figura 4.8 mostra em detalhes a instrumentação instalada em uma das estacas tubulares de aço analisadas. O acelerômetro mede a aceleração da onda que integrada em relação ao tempo fornece a velocidade que

integrada novamente fornece o deslocamento. O transdutor de deformação específica mede a deformação que multiplicada pela área da seção e pelo módulo de elasticidade da estaca fornece a força.

Para a avaliação das cargas mobilizadas na interface estaca-solo, os sinais obtidos pela instrumentação foram submetidos à análise CASE no momento do ensaio e posteriormente no escritório com a utilização do software CAPWAPC.

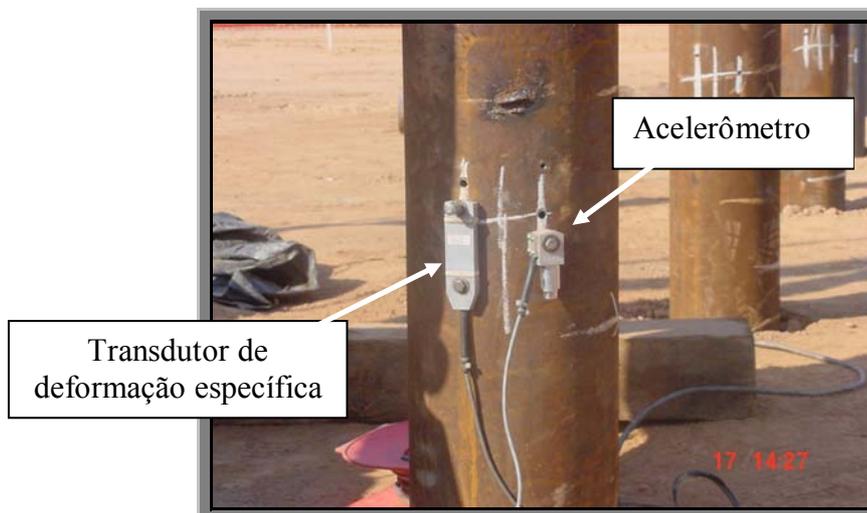


Figura 4.8 Instrumentação instalada no fuste da estaca tubular

As estacas foram submetidas a grandes solicitações no ensaio de carregamento dinâmico. A altura de queda do martelo variou de 0,20 m a 5,50 m dependendo da estaca. A alta energia transmitida no topo da estaca devido à elevada altura de queda do martelo gerou tensões de compressão próximas ou superiores à tensão de escoamento do aço.

A estaca E07 apresentou flambagem local no trecho livre (sem confinamento) da estaca, como mostra a Figura 4.9 (a argila mole é suficiente para impedir a flambagem da estaca no solo). Apesar das altas solicitações sofridas pelas estacas, o ocorrido com a estaca E07 foi um fato isolado, possivelmente ocasionado por uma excentricidade do golpe no momento do ensaio. A Figura 4.10 mostra as condições perfeitas do topo das estacas E02 e E04 após o ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.



Figura 4.9 Flambagem local do trecho livre da estaca E07

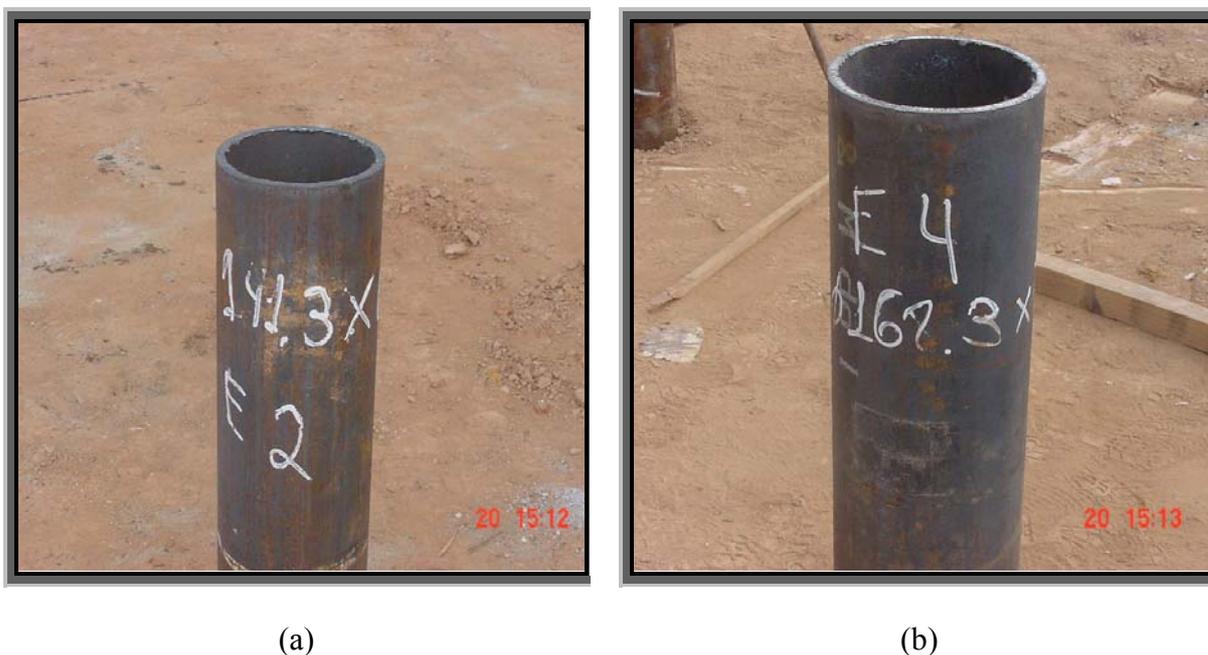


Figura 4.10 Condições do topo da estaca após o ensaio de carregamento dinâmico (a) Estaca E02 (b) Estaca E04

#### *Método Case*

Os resultados da instrumentação obtidos pelo método CASE em campo foram reprocessados pelo programa DATPRO (Data Processing) após a calibração do coeficiente de amortecimento  $J_c$  (damping) por uma análise CAPWAPC para pelo menos 3 golpes de altura crescente em cada estaca. Esse programa, que faz parte do sistema PDA, ajusta os sinais de força e velocidade e calcula a carga máxima mobilizada do sistema estaca-solo, RMX, para cada valor do coeficiente de amortecimento dinâmico de Case,  $J_c$ , que varia de 0 a 0,9 s/m. O valor de  $J_c$  varia com o nível de energia aplicado no sistema estaca-solo, sendo a adoção de um valor de  $J_c$  constante para todos os golpes de alturas de queda diferentes, uma simplificação prática (Aoki e Mello, 1992). Neste trabalho, os resultados obtidos pelo método CASE correspondem aos valores de  $J_c$  calibrados por análise CAPWAPC que foi feita para quase totalidade dos golpes aplicados nos ensaios (pelo menos para 3 golpes por estaca). Para os golpes no qual não se fez a análise CAPWAPC o valor de  $J_c$  foi obtido por interpolação.

A Figura 4.11 ilustra um exemplo dos sinais medidos em campo ao longo do tempo para a estaca E15, sendo que cada um desses sinais correspondem a um golpe de energia crescente da prova de carga dinâmica. As curvas cheias representam a força,  $F$ , e as curvas pontilhadas representam a velocidade,  $v$ , vezes a impedância,  $Z$ , da estaca. Inicialmente as duas curvas se sobrepõem, mostrando a proporcionalidade dos valores de força e velocidade medidos ao longo do tempo, ou seja,  $F = Z \cdot v$ . À medida que a resistência do solo começa a se manifestar, os sinais de  $F$  e  $Z \cdot v$  começam a se divergir. A distância vertical entre elas representa o somatório do atrito lateral até a profundidade considerada. No tempo  $t = 2L/c$ , a diferença entre as curvas  $F$  e  $Z \cdot v$  representa o atrito lateral total atuante na estaca. Observa-se que após o momento da chegada da onda refletida pela ponta da estaca,  $2L/c$ , o sinal de  $F$  cresce e o de  $Z \cdot v$  diminui. Esse comportamento é característico de uma onda de compressão e indica que há uma resistência elevada na região da ponta.

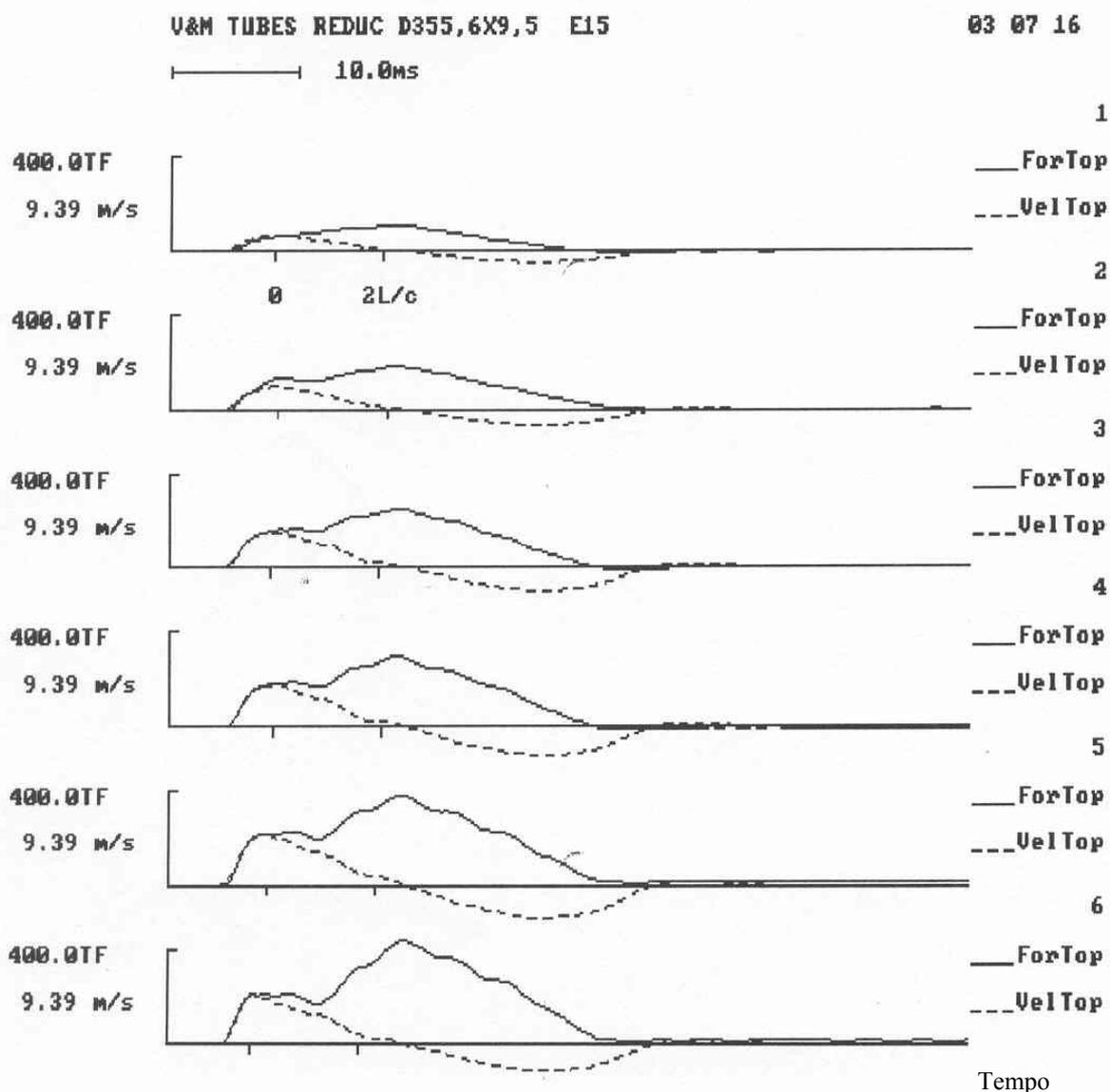


Figura 4.11 Sinais de campo medidos para a estaca E15

A velocidade de onda compressiva adotada durante a instrumentação de campo foi de 5120 m/seg. Esse valor é característico das estacas de aço e foi confirmado posteriormente pela análise numérica CAPWAPC.

#### *Método CAPWAPC*

A partir das curvas de Força e Velocidade medidas em campo, realizaram-se análises CAPWAPC para todas as estacas e para pelo menos 3 golpes de altura crescente. Para as estacas que foram submetidas também à prova de carga estática, E01, E02, E04 E09 e E10, as análises CAPWAPC foram realizadas para todos os golpes de energia crescente aplicados no momento do ensaio.

A principal vantagem em realizar análises CAPWAPC é que além da máxima resistência total mobilizada  $R_t$  o programa fornece também as parcelas de resistência de ponta  $R_p$  e de atrito lateral  $R_l$  de cada segmento em que o modelo foi dividido.

Inicialmente é realizada uma análise automática pelo programa CAPWAPC. Posteriormente adotam-se valores para os diversos parâmetros utilizados pelo programa, tais como os valores de coeficiente de amortecimento de ponta e de fuste (JToe e JSkn) e da compressão elástica do solo sob a ponta e ao longo da estaca (QToe e QSkN), até a obtenção do melhor ajuste das curvas calculadas e medidas de força, de velocidade ou da onda ascendente  $W_u$ . O grau de precisão do ajuste das curvas calculadas e medidas é avaliado pelo parâmetro “match quality” (MQno). Geralmente os resultados das análises CAPWAPC são considerados de boa qualidade, quando os valores de MQno são menores que 4 % (Bernades et al., 1998). Para o total de 99 análises realizadas neste trabalho, obteve-se em média um valor MQno igual a 2,9%.

#### **4.5.2. Prova de carga estática**

Foram realizadas provas de carga estática à compressão vertical nas estacas E01, E02, E04, E09 e E10 por uma firma especializada e as informações aqui descritas foram obtidas no relatório técnico fornecido. O ensaio foi executado conforme os procedimentos estabelecidos na Norma da ABNT, NBR 12131 “Prova de Carga Estática”, com carregamento lento, exceto a estaca E10 que foi ensaiada com carregamento misto. No entanto, no primeiro carregamento da estaca E10 foi verificado a carga de ruptura segundo o critério da norma NBR 6122 (ABNT, 1996), e o procedimento acabou sendo de carregamento lento no todo.

O ensaio de prova de carga estática foi realizado com aplicação de carga em estágios iguais e sucessivos, correspondente a 10% do valor da carga de ruptura estimada. Em cada estágio, a carga foi mantida até a estabilização dos deslocamentos e, por pelo menos trinta minutos. Os estágios de carga à compressão foram aplicados por um macaco hidráulico reagindo contra uma estrutura de reação ancorada no terreno por meio de tirantes. Os deslocamentos verticais do topo da estaca foram medidos por meio de 4 extensômetros mecânicos, com sensibilidade para leituras de até 0,01mm, instalados em dois eixos principais no bloco de coroamento, que era constituído por um capitel de aço soldado no topo da estaca.

Admite-se para o recalque de topo da estaca ensaiada à compressão, o valor médio dos recalques medidos nos dois pares de extensômetros instalados nos eixos principais no bloco de coroamento da mesma (capitel de aço).

Os resultados das provas de carga realizadas estão apresentados no capítulo 5 por meio de curvas carga-recalque.

## CAPÍTULO 5

### APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

---

#### 5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os resultados das provas de carga estáticas e dos ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente realizados nas estacas tubulares metálicas analisadas nesta dissertação, cravadas em espessa camada de argila mole subjacente a camadas de solo bastante resistente. São apresentados também os valores de resistência do sistema estaca-solo obtidos pelos métodos de previsão da capacidade de carga: as fórmulas estáticas semi-empíricas Aoki-Velloso (1975), Décout-Quaresma (1978-1982) e Velloso (1987) e as fórmulas dinâmicas de Hiley (1925), de Uto et al. (1985) e a de Hiley com medidas de energia pelo PDA (Broms e Choo, 1988)

Os valores de resistência mobilizada obtidos pelos métodos de previsão da capacidade de carga acima citados e os valores medidos em provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente são comparados neste capítulo. Os resultados dos ensaios de carregamento dinâmico utilizados são interpretados pelos métodos Case e CAPWAPC. Comparações da distribuição de resistência lateral ao longo da profundidade também são realizadas entre os métodos semi-empíricos estáticos e as análises CAPWAPC.

#### 5.2. RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

Os resultados das provas de carga realizadas estão apresentados pelas respectivas curvas carga-recalque. As curvas carga-recalque foram traçadas em uma escala de forma que a reta que liga a origem ao ponto da curva correspondente à carga estimada de trabalho faça uma inclinação de  $20 \pm 5^\circ$  com o eixo das cargas, conforme recomendação da norma NBR 6122 (ABNT, 1996).

A estaca ensaiada E01 foi submetida à dois carregamentos. A primeira prova de carga estática foi prevista em 10 estágios de 100 kN, no entanto, no 8º estágio de carga foi observado uma excentricidade de 3,5 mm, procedendo-se então o descarregamento da estaca. A Figura 5.1 mostra a curva carga-recalque obtida pelo 2º carregamento. Ao se atingir o 9º estágio de carga, as deformações obtidas foram significativas, 48,3 mm, procedendo-se então a manutenção da carga na estaca por 12 horas e em seguida realizou o descarregamento da estaca em 4 estágios.

A Figura 5.2 apresenta a curva carga-recalque da prova de carga estática realizada na estaca E02, em 10 estágios de 90 kN. Na execução do 9º estágio de carga, as deformações atingiram cerca de 45 mm e ao longo de duas horas de carregamento neste estágio, as deformações não se estabilizaram. Procedeu-se então o 10º estágio de carga (ponto A) e num período de 8 minutos as deformações foram da ordem de 20 mm nesse estágio, interrompendo-se então a prova de carga e iniciando o descarregamento em 4 estágios de 225 kN.

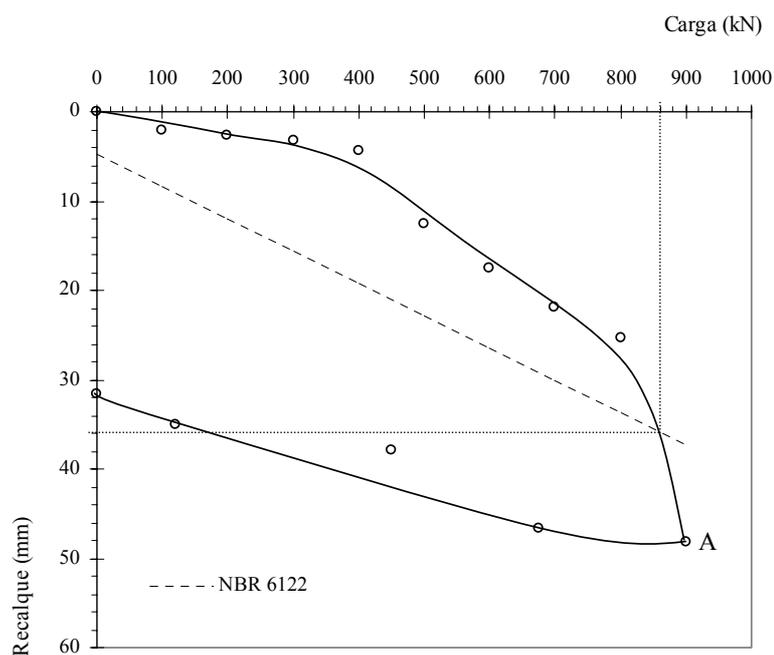


Figura 5.1 Curva carga-recalque da estaca E01

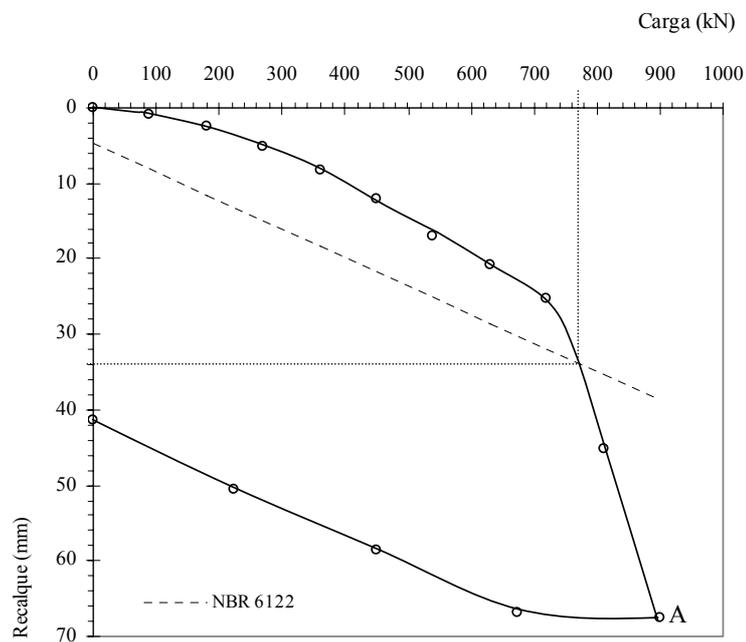


Figura 5.2 Curva carga-recalque da estaca E02

A Figura 5.3 apresenta a curva carga-recalque da estaca E04. A prova de carga foi prevista em 10 estágios de 130 kN, mas a partir do 6º estágio a estabilização dos recalques foi mais demorada e no 8º estágio (ponto A) não se conseguiu estabilização dos recalques. Com três horas e meia de carregamento no 8º estágio iniciou-se o descarregamento em 4 estágios de 260 kN.

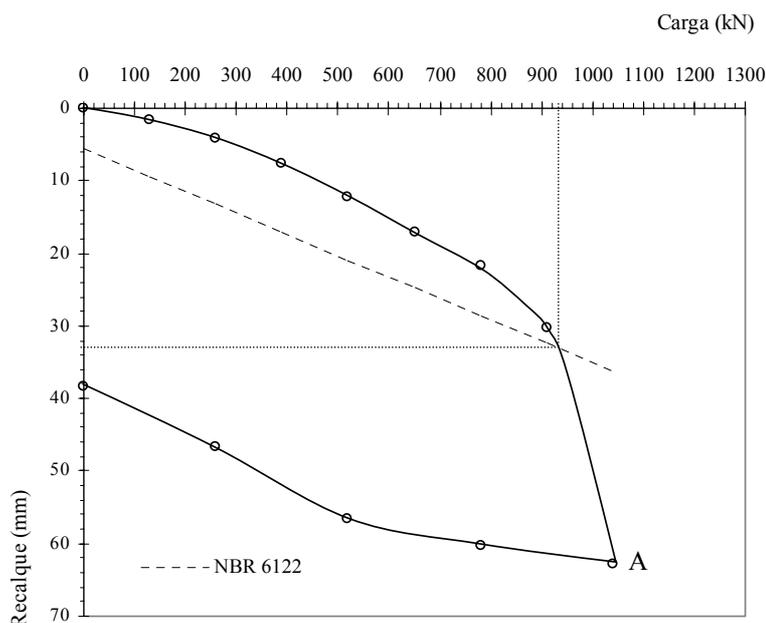


Figura 5.3 Curva carga-recalque da estaca E04

A Figura 5.4 mostra o resultado da prova de carga realizada na estaca E09 em 10 estágios de carga de 260 kN. No último estágio de carga as deformações acumuladas foram da ordem de 36 mm no qual se manteve a carga máxima na estaca por um período de 8 horas. Verificou-se a instabilidade da estrutura de reação, sendo necessário proceder o descarregamento da prova de carga de uma só vez, não sendo possível medir as deformações residuais. Constatou-se posteriormente que o conjunto capitel-estaca apresentava inclinação acentuada na parte superior com provável ruptura do elemento estrutural de fundação. A carga de 2600 kN aplicada sobre o sistema estaca-solo gera uma tensão na estaca da ordem do limite do escoamento do aço em que a estaca foi fabricada que é de 414 MPa. Daí conclui-se que a capacidade de carga da estaca E09 foi governada pela resistência do elemento estrutural de fundação.

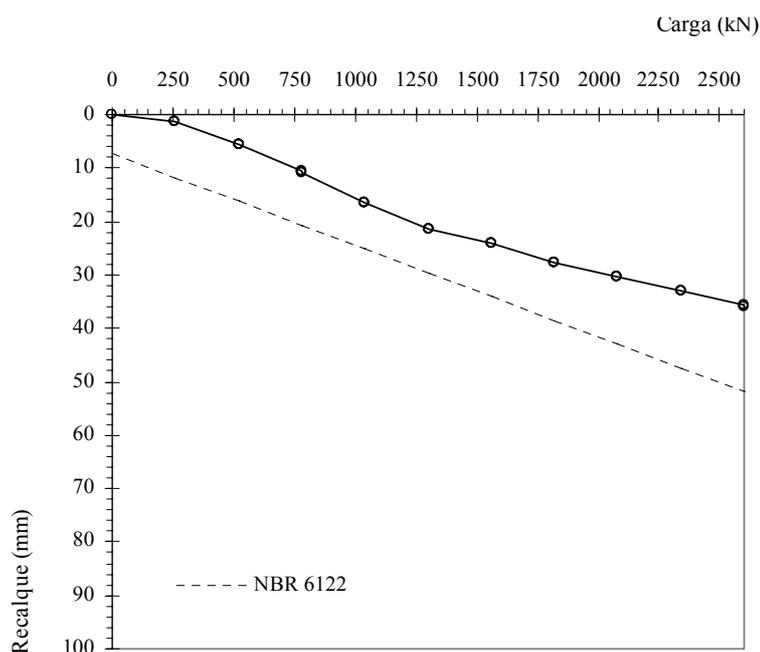


Figura 5.4 Curva carga-recalque da estaca E09

A curva carga-recalque da estaca E10 está ilustrada na Figura 5.5. Realizou-se 10 estágios de carga de 186 kN e descarga em 4 estágios de 465 kN. No décimo estágio os recalques não foram estabilizados, mantendo-se a carga por 15 horas, a deformação final máxima atingida foi de cerca de 45 mm e a deformação residual foi de aproximadamente 18 mm.

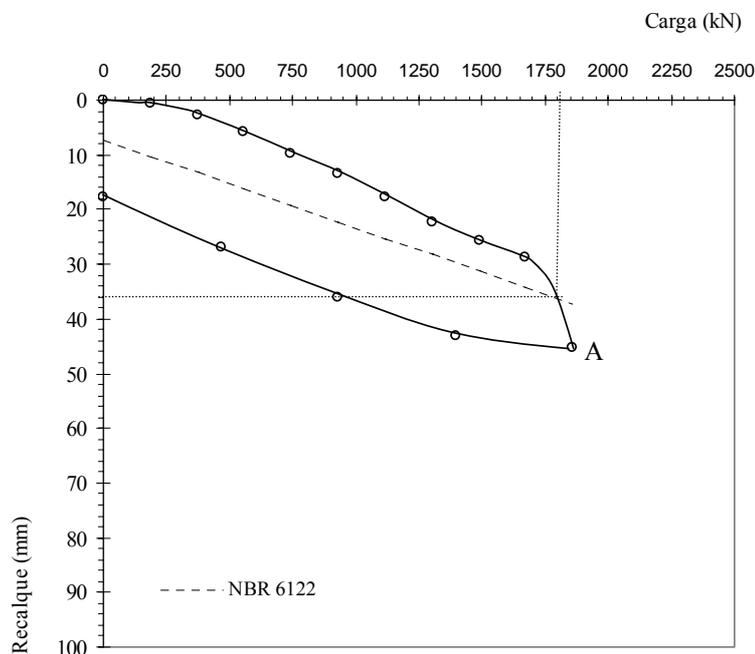


Figura 5.5 Curva carga-recalque da estaca E10

A Tabela 5.1 apresenta os resultados obtidos pelas provas de carga estáticas interpretados conforme a norma NBR 6122/96, e as idades da realização desse ensaio em relação à cravação e ao ensaio de carregamento dinâmico. A estaca E09 apresentou ruptura do elemento estrutural de fundação. Verifica-se que as provas de carga estáticas foram realizadas após cerca de um mês em relação à cravação das estacas no terreno e aos ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente. O intervalo entre a cravação e a realização dos ensaios é necessário para o restabelecimento da estrutura do solo em torno da estaca (dissipação do excesso de pressão neutra), devido ao amolgamento do solo causado pela cravação. Por outro lado, tanto o ensaio de carregamento dinâmico quanto a prova de carga estática fornecem a capacidade de carga referente à época em que foi executada. Dessa forma, deve-se ter prudência ao se comparar os valores obtidos pelos dois ensaios.

Tabela 5.1 Resultado da prova de carga estática

Estaca	$R_u$ (kN)	Deslocamento (mm)	Idade (dias) em relação à:	
	Norma 6122		Cravação	Ensaio Dinâmico
E01	860	36	41	35
E02	775	34	44	38
E04	930	33	47	40
E09	-	36	51/34	45/28
E10	1800	36	65	36

Ressalta-se que as provas de carga estáticas foram realizadas em estacas já bastante solicitadas pelo ensaio de carregamento dinâmico realizado anteriormente. Tendo em vista as grandes deformações verificadas nas curvas carga-recalque obtidas na prova de carga estática e por se tratar de estacas de aço com pequenos diâmetros ( $\varnothing 143$  mm,  $\varnothing 168,3$  mm e  $\varnothing 219,1$  mm) cravadas em espessa camada de argila mole com a ponta cravada em um solo residual bastante resistente (trabalham principalmente por resistência de ponta), calculou-se a carga crítica de flambagem.

A análise da carga crítica de flambagem geral foi realizada pelo modelo de cálculo proposto por Davisson e Robinson (1965) para estacas parcialmente enterradas, considerando-as com a ponta engastada e o topo fixo, e o módulo de reação do subsolo,  $K_h$ , variando linearmente com a profundidade. A adoção do coeficiente de reação do solo  $n_h$  foi feita segundo valores recomendados por Bowles (1996) e Shakhirev et al. (1997).

Bowles (1996) apresenta uma faixa de valores na qual o coeficiente de reação do solo  $n_h$  varia entre  $2 \text{ MN/m}^3$  e  $40 \text{ MN/m}^3$  para as argilas normalmente adensadas.

Shakhirev et al. (1997) apresenta um gráfico da variação de  $n_h$  com o índice de vazios do solo e em função do índice de liquidez para o caso de estacas cravadas em solo argiloso. Para a situação mais desfavorável apresentada para as argilas, índice de liquidez de 100% e índice de vazios em torno de 0,85, o valor de  $n_h$  é de  $10 \text{ MN/m}^3$ .

Visto que o valor de  $n_h$  influencia de forma significativa no cálculo da carga crítica de flambagem e que para as argilas do Rio de Janeiro o índice de vazios apresentado segundo a literatura (Aragão, 1975 e Ortigão, 1993) é bastante elevado – em torno de 3 a 4 – adotou-se para o cálculo da carga crítica de flambagem das estacas desse trabalho o menor dos valores de  $n_h$  sugeridos por Bowles (1996) e por Shakhirev et al. (1997). A Tabela 5.2 mostra os valores da carga crítica de flambagem obtidos em função dos valores de  $n_h$  mais desfavoráveis propostos por Bowles (1996),  $2 \text{ MN/m}^3$ , e Shakhirev et al. (1997),  $10 \text{ MN/m}^3$ .

Tabela 5.2 Carga crítica de flambagem geral: estacas E01, E02, E04, E09 e E10

$n_h$ ( $\text{MN/m}^3$ )	$P_{cr}$ (kN)				
	E01	E02	E04	E09	E10
2	1728	1729	2731	5887	5125
10	2488	2488	4010	8840	7467

Para ambos os valores adotados de  $n_h$  e para todas as estacas analisadas, as cargas críticas de flambagem calculadas foram maiores que os carregamentos máximos que estas estacas estiveram submetidas durante a prova de carga estática. Pelo método de cálculo de flambagem proposto por Davisson e Robinson (1965), desde que não ocorra excentricidade do carregamento no momento da prova de carga estática, as estacas analisadas não estiveram sujeitas a flambagem geral.

Na prova de carga dinâmica, as estacas ficaram submetidas a tensões muito elevadas, ocasionando provavelmente a plastificação dessas estacas. No entanto, as análises CAPWAPC mostraram que as forças máximas que as estacas foram submetidas ao longo da profundidade foram menores que a carga crítica de flambagem obtida pelo método de cálculo considerado.

Utilizou-se a equação (2.70), proposta no projeto de revisão da norma NBR 8800 (ABNT, 2003), para analisar a possibilidade de flambagem local nas estacas E01, E02, E04, E09 e E10. Verificou-se que as estas estacas não estiveram sujeitas a flambagem local, uma vez que

a relação entre o diâmetro de cada estaca e sua espessura foi menor que 0,11 da relação entre o módulo de elasticidade e a tensão de escoamento do aço utilizado na fabricação das estacas analisadas ( $\frac{B}{t} \leq 0,11 \frac{E}{F_y}$ ).

Fleming et al. (1992) relatam que a ocorrência da instabilidade de estacas instaladas em solo mole submetidas a um carregamento axial é mais crítica no momento da cravação das mesmas no solo. Tal fato ocorreu somente com a estaca E07 no momento da realização do ensaio de carregamento dinâmico, cujo procedimento de realização é o mesmo de uma cravação só que monitorada com instrumentos eletrônicos. Como já comentado esse foi um fato isolado, possivelmente ocasionado por uma excentricidade gerada no momento do ensaio. Assim, embora não se possa descartar de todo a flambagem é de se supor que ela não tenha ocorrido.

### 5.3. ANÁLISES DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DE ENERGIA CRESCENTE

Os ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente foram realizados nas vinte estacas tubulares metálicas, monitorados pelo sistema PDA e interpretados pelo método CASE e CAPWAPC. O ensaio é realizado segundo a proposição apresentada por Aoki (1989), denominado de “Dynamic Increasing Energy Test - DIET” (prova de carga dinâmica de energia crescente), que consiste em aplicar no topo da estaca um carregamento dinâmico axial, através de impactos do martelo com altura de queda crescente (energia crescente) com a finalidade de verificar o comportamento do sistema estaca-solo, por uma técnica baseada na teoria da equação da onda. O aumento da energia visa atingir um deslocamento suficiente da ponta da estaca para mobilizar a sua resistência total.

O objetivo principal da prova de carga dinâmica é definir a carga de ruptura do sistema estaca-solo, caracterizada pela constância da resistência mobilizada e da energia de deformação, durante dois golpes consecutivos de energia crescente (Aoki e Cintra, 1997).

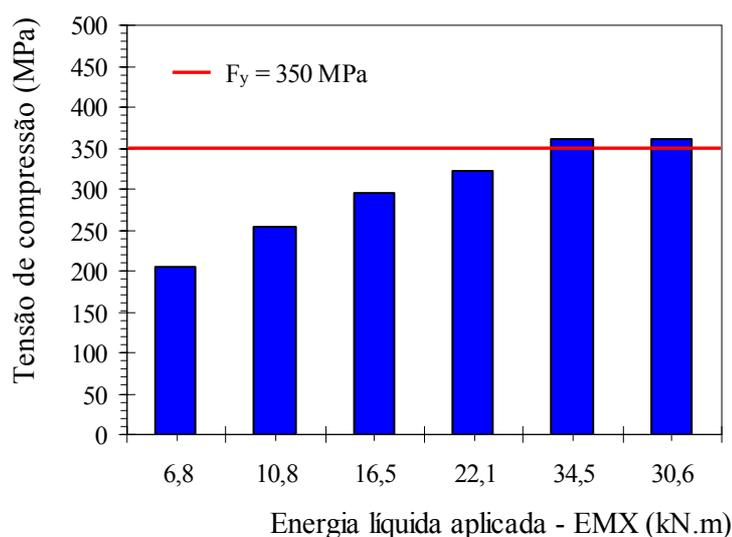
O ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente se assemelha à prova de carga estática cíclica com aumento de carga a cada ciclo. O DIET fornece entre outros parâmetros, o deslocamento máximo, DMX, e a correspondente resistência estática mobilizada, RMX, para cada golpe de energia crescente, resultando em uma curva carga dinâmica – deslocamento. A forma da curva carga dinâmica - deslocamento obtida pode ser usada para verificar se é o solo ou o elemento estrutural (estaca) que controla o comportamento da fundação (Aoki e Cintra, 1997).

A capacidade de carga (carga de ruptura) é definida pelo elo mais fraco, ou seja, se a resistência total do solo mobilizável (parcela resistida pelo atrito lateral mais a parcela resistida pela ponta) é maior que a resistência estrutural da estaca, então o comportamento do sistema estaca-solo é comandado pelo elemento estrutural. Nesse caso a carga de ruptura  $R_u$  é igual a resistência estrutural. Caso contrário, o comportamento do sistema estaca-solo é controlado pelo solo. Neste trabalho a resistência estrutural da estaca é dada pela carga que provoca o escoamento do aço em que as estacas foram fabricadas, denominada de carga de escoamento,  $R_e$ .

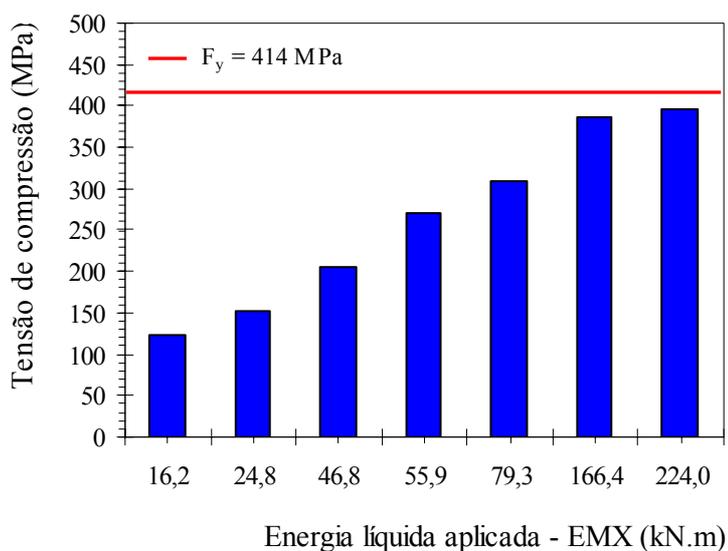
#### 5.3.1. Tensão de compressão

Ressalta-se que com o intuito de verificar a carga máxima que as estacas tubulares metálicas de alta resistência suportam, estas foram levadas ao extremo da sua capacidade e em alguns casos até ultrapassou-se sua capacidade garantida. Durante a realização do ensaio de

carregamento dinâmico as estacas foram submetidas a golpes do martelo com altura de queda crescente, sendo que para os últimos golpes estas alturas foram bem elevadas (5,5 metros, por exemplo). Assim, para os últimos golpes de energia crescente, as estacas foram submetidas até as tensões de compressão maiores que o limite de escoamento,  $F_y$ , utilizado na sua fabricação, com exceção das estacas E07, E09, E11, E13 e E14. Destas estacas, a E11 é fabricada com aço X42, cujo limite de escoamento do aço  $F_y$  é de 290 MPa, e as demais com aço X60, com limite de escoamento igual a 414 MPa. A Figura 5.6 mostra um exemplo típico dos dois comportamentos observados: estacas submetidas a tensões de compressão superiores ao limite de escoamento do aço e estacas no qual não se atingiu a tensão de escoamento.



(a) Estaca E02



(b) Estaca E14

Figura 5.6 Tensão de compressão em função da energia aplicada: (a) Tensão de compressão maior que  $F_y$ ; Estaca E02, (b) Tensão de compressão de compressão menor que  $F_y$ ; Estaca E14

A tensão de compressão medida no nível da instrumentação em função da energia aplicada, para todas as estacas analisadas neste trabalho, está apresentada no Anexo C.

### 5.3.2. Curva carga dinâmica–deslocamento

O comportamento típico das estacas tubulares de aço analisadas, cravadas sob a ação de solicitações dinâmicas de energia crescente está ilustrado nas Figuras 5.7 a 5.13 por curvas carga dinâmica-deslocamento. A curva carga dinâmica-deslocamento é adimensional, sendo que os parâmetros de referência adotados para a carga e o deslocamento foram respectivamente a resistência de escoamento,  $R_e$ , e o diâmetro externo da estaca,  $B$ . O valor de  $R_e$  foi obtido pela seguinte equação:

$$R_e = F_y \cdot A_s \quad (5.1)$$

sendo,  $F_y$  a tensão de escoamento do aço e  $A_s$  a área da seção transversal de aço da estaca.

A curva de resistência dinâmica-deslocamento total (DMX) de cada estaca foi construída a partir do resultado do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente com interpretação dos resultados pelo método CASE. Em cada curva foram plotados também os valores de nega,  $S$ , e repique elástico,  $K$ , medidos para cada golpe do ensaio. A nega foi medida manualmente pelo procedimento proposto por Chellis (1961). Optou-se em utilizar nessa análise, os valores de repique obtidos pela subtração da nega pelo deslocamento máximo obtido na instrumentação dinâmica, pois para algumas estacas não se mediu manualmente o repique elástico em todos os golpes do ensaio.

As curvas carga dinâmica-deslocamento de todas as estacas em estudo estão apresentadas no Anexo D. Observa-se pelas curvas carga dinâmica-deslocamento que o elemento estrutural comandou o comportamento do sistema estaca-solo, uma vez que a resistência mobilizada foi maior ou igual a resistência de escoamento da estaca, logo a capacidade de carga do sistema é igual a carga de escoamento ( $R_u = R_e$ ). A seguir apresenta-se alguns comportamentos típicos observados, dividindo as estacas em que foram submetidas a tensão de compressão maior que a tensão de escoamento do aço (grupo A) e as que não foram (Grupo B).

#### Estacas que atingiram a tensão de escoamento (grupo A):

Para as estacas do grupo A observa-se que ao atingir o limite de escoamento do aço utilizado na fabricação destas estacas o repique elástico permanece constante e a penetração permanente da estaca se eleva. Conforme Aoki e Cintra (1997) esse comportamento é característico da ruptura do solo, no entanto para os casos analisados observa-se que o aumento da nega é devido um provável amassamento da ponta das estacas e não da penetração dessas estacas no solo. Isto se deve ao fato das estacas terem sido cravadas com a ponta apoiada num solo de alta resistência (ou rocha sã), trabalhando principalmente por resistência de ponta, sendo a área da seção transversal de aço pequena.

A Figura 5.7, construída para a estaca E02, apresenta um exemplo típico no qual após atingir a tensão de escoamento a resistência do sistema diminui e o deslocamento permanente apresenta-se bastante alto. Os golpes que provocaram uma tensão de compressão superior ao limite de escoamento do aço estão representados na figura por pontos cheios. A estaca E02 é bastante fina, tem diâmetro externo igual a 141,3 mm, espessura de parede igual a 6,6 mm, comprimento total igual a 22,40 m (21,30 m cravados no solo) e  $R_e$  igual a 970 kN.

A curva adimensional carga dinâmica-deslocamento total (DMX/B) é linear para os primeiros 4 golpes e em seguida tende a formar uma curva. No entanto, para o último golpe de energia crescente ( $h = 1,70$  m) a resistência diminui, o repique permanece praticamente constante e a nega atinge o valor igual a 8% do diâmetro da estaca. Como mostrado na Figura 5.6(a), para os últimos dois golpes a estaca é submetida a uma tensão no nível da instrumentação dinâmica maior que a tensão limite de escoamento do aço utilizado que é de 350 MPa. Dessa forma e considerando também que o solo da base da estaca é um solo residual bastante resistente (ou rocha) e a estaca muito fina, acredita-se que para o último golpe de energia crescente a ponta da estaca sofre um amassamento da mesma (e não a penetração permanente da estaca), levando o elemento estrutural a comandar o comportamento do sistema estaca-solo. A carga que provoca a ruptura do sistema estaca-solo nesse caso é igual a 103% da carga de ruptura de escoamento do elemento de fundação e o deslocamento correspondente é bastante elevado:  $DMX = 0,34B$  (deslocamento total), sendo  $K = 0,26B$  (deslocamento elástico) e  $S = 0,08B$  (deslocamento permanente). Comportamento semelhante é observado para a estaca E01 que possui as mesmas características geométricas que a estaca E02.

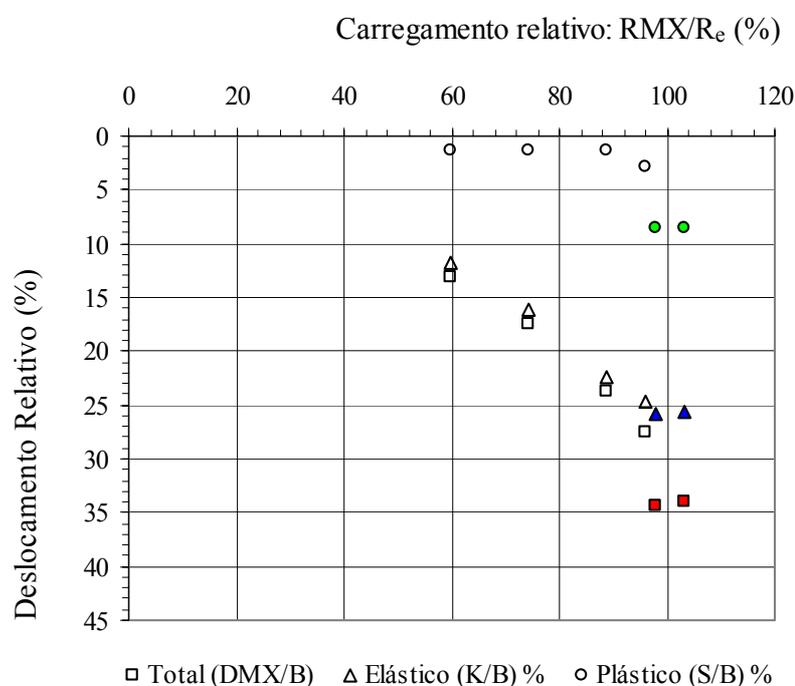


Figura 5.7 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E02

A estaca E06 (Figura 5.8) foi submetida à tensão de compressão maior que a tensão de escoamento no terceiro golpe de energia crescente, permanecendo praticamente constante a carga mobilizada no golpe seguinte. Posteriormente ocorre o aumento da carga mobilizada e esta estaca foi novamente submetida à alta tensão nos últimos golpes. A partir do primeiro golpe no qual houve o escoamento teórico das estacas o repique elástico permanece praticamente constante e a nega aumenta significativamente.

O comportamento observado para a estaca E08 está mostrado na Figura 5.9. A curva adimensional carga dinâmica-deslocamento total é linear, formada por todos os golpes aplicados no ensaio. Mesmo a estaca estando submetida a tensão de compressão maior que o limite de escoamento (último golpe) a resistência mobilizada aumentou, atingindo 110% de  $R_e$ . O mesmo comportamento foi observado para as estacas E04, E05, E10, E12, E15, E16.

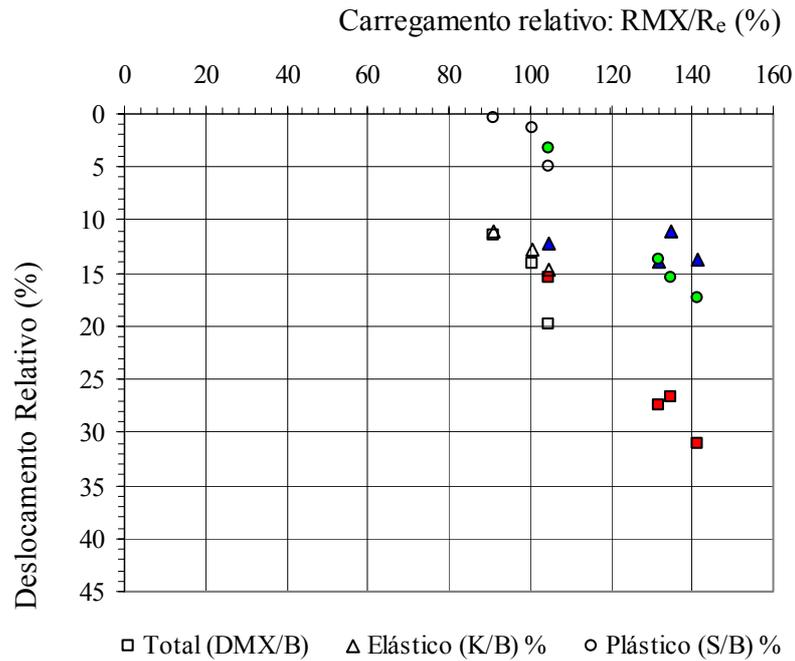


Figura 5.8 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E06

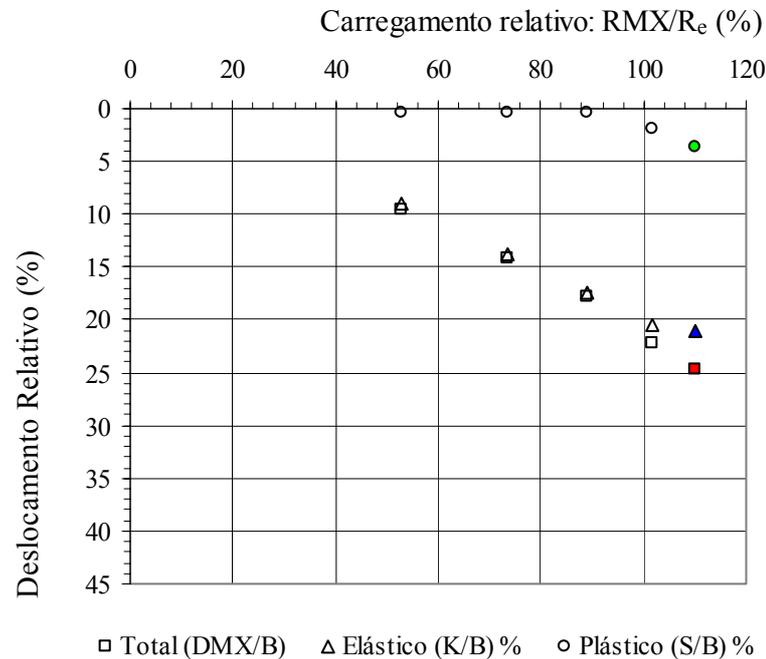


Figura 5.9 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E08

A Figura 5.10 apresenta a curva adimensional carga dinâmica-deslocamento da estaca E20. A resistência e o deslocamento total crescem linearmente a medida que a energia de cravação aumenta até cerca de 130% de  $R_e$ . Aumentando ainda mais a energia de cravação, ocorre uma queda da resistência e um pequeno aumento do deslocamento total da estaca, que já está submetida a tensões maiores que o limite de escoamento. As estacas E17 e E18 apresentam comportamento semelhante conforme mostra o Anexo D.

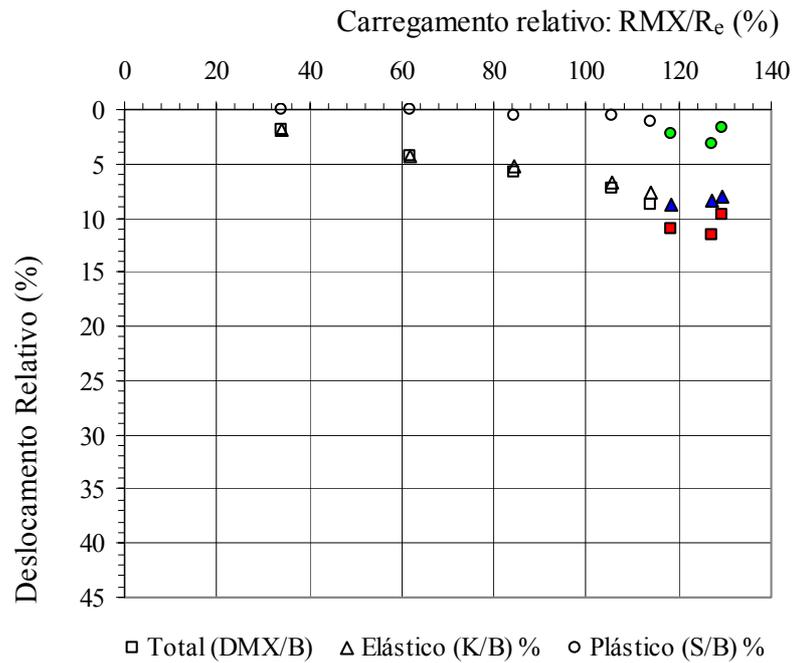


Figura 5.10 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E20

A Figura 5.11 apresenta a curva adimensional carga dinâmica-deslocamento da estaca E19. A resistência mobilizada atinge aproximadamente o limite da resistência estrutural sem que ocorra o escoamento da estaca. A partir daí, com o aumento da energia de cavação, a estaca fica submetida a tensões maiores que o limite de escoamento da mesma. No entanto, a resistência permanece em torno de 100% de  $R_e$ , mas o deslocamento total aumenta até atingir aproximadamente 13% de B, ocasionado provavelmente pelo esmagamento da ponta da estaca.

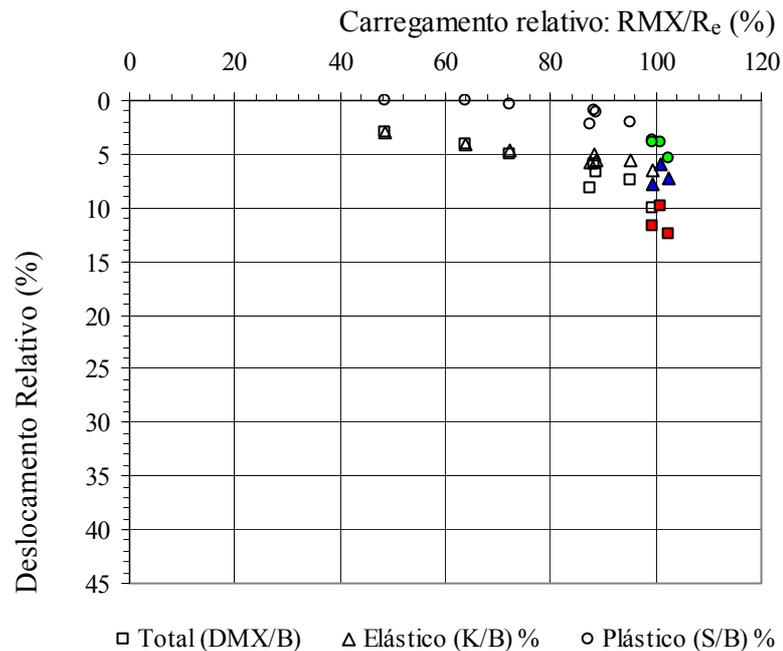


Figura 5.11 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E19

Estacas que não atingiram a tensão de escoamento (grupo B):

As cinco estacas que não atingiram a tensão de escoamento (grupo B) apresentam dois comportamentos distintos. O primeiro deles é mostrado na Figura 5.12 e corresponde a estaca E11. A curva adimensional carga dinâmica-deslocamento é linear, ou seja, a resistência mobilizada e o deslocamento aumentam com o aumento de energia gerado por golpes do martelo com altura de queda crescente aplicados no ensaio de carregamento dinâmico. Observa-se que o deslocamento permanente permanece o mesmo ( $S = 0,01B$ ) e o repique elástico praticamente igual ao deslocamento total, para todos os golpes do ensaio. A estaca E14, não mostrada aqui, também apresenta a curva carga dinâmica-deslocamento linear. No entanto, para os últimos dois golpes há um aumento do deslocamento permanente da estaca.

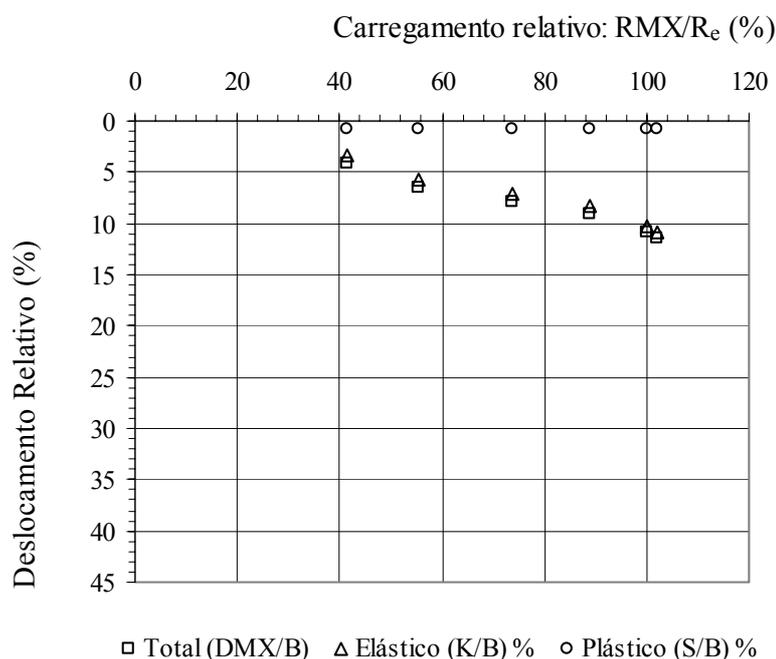


Figura 5.12 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E11

O segundo comportamento observado está apresentado na Figura 5.13 construída para a estaca E09. Em princípio, a resistência dinâmica cresce linearmente com o deslocamento total e o repique, mantendo a nega nula. Posteriormente a nega começa a aumentar e para os últimos golpes a resistência diminui e o repique elástico permanece constante. O mesmo comportamento é observado para as estacas E07 e E13. Embora essas estacas não foram submetidas a tensões de compressão maiores que o limite de escoamento do aço no qual foram fabricadas, devido à queda da resistência e ao aumento elevado da nega destas estacas também pode-se suspeitar que tenham sofrido um esmagamento da ponta (golpes excêntricos, irregularidades do apoio ou outro detalhe que tenha provocado concentrações de tensões).

A Tabela 5.3 mostra para cada estaca o valor de RMX do golpe anterior ao escoamento teórico da estaca no caso das estacas que ficaram submetidas a uma tensão de compressão maior que o limite de escoamento do aço e, para as demais estacas o maior valor de RMX obtido. Apresentam-se também os valores adimensionais  $RMX/R_e$ ,  $DMX/B$ ,  $K/B$  e  $S/B$  correspondentes.

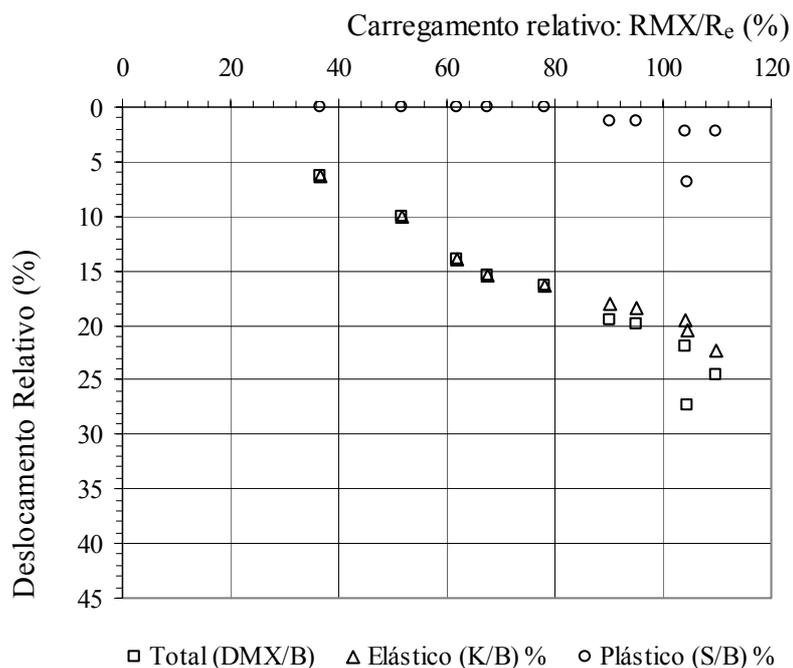


Figura 5.13 Curva adimensional carga dinâmica-deslocamento – E09

Tabela 5.3 Valores de  $R_c$ ,  $RMX$ ,  $RMX/R_c$ ,  $DMX/B$ ,  $K/B$  e  $S/B$  para as estacas em estudo.

Estaca	$R_c$ (kN)	$RMX$ (kN)	$RMX/R_c$ (%)	$DMX/B$ (%)	$K/B$ (%)	$S/B$ (%)
E01	970	1030	106	26,7	24,6	2,1
E02	970	930	96	27,6	24,8	2,8
E03	1260	1110	88	35,5	19,4	16,0
E04	1260	1260	100	20,3	19,1	1,2
E05	2295	2070	90	11,4	11,4	0,0
E06	2295	2310	101	14,2	12,8	1,4
E07	2393	2350	98	21,5	20,1	1,4
E08	2393	2430	102	22,3	20,4	1,8
E09	2596	2850	110	24,6	22,3	2,3
E10	2596	2560	99	17,3	16,0	1,4
E11	2227	2270	102	11,5	10,8	0,7
E12	2227	2020	91	10,0	10,0	0,0
E13	4513	4220	94	17,6	12,9	4,6
E14	4513	4570	101	20,7	15,1	5,6
E15	3016	3080	102	8,7	8,7	0,0
E16	3016	3090	102	8,9	8,7	0,3
E17	4056	4250	105	7,7	7,5	0,3
E18	4056	4010	99	7,7	7,1	0,6
E19	5952	5920	99	10,1	6,4	3,7
E20	5952	6770	114	8,8	7,7	1,1
Média			100	16,7	14,3	2,4
Desvio Padrão			6	8,0	6,1	3,6
Valor Mínimo			88	7,7	6,4	0,0
Valor Máximo			114	35,5	24,8	16,0

Observa-se que para as estacas em estudo, a resistência média foi igual a carga de escoamento do elemento de fundação, apresentando um desvio padrão de apenas 6%. Em média, o deslocamento máximo foi em torno de 16% de B, sendo aproximadamente 14% de B o deslocamento elástico e 2% de B o deslocamento permanente. Conclui-se que o comportamento do sistema estaca-solo foi comandado pelo elemento estrutural, portanto, a capacidade de carga da fundação é igual a carga de escoamento  $R_e$ .

Vale lembrar que as resistências fornecidas na Tabela 5.3 correspondem à resistência média fornecida pelo sistema estaca solo no qual a estaca está preservada (sem dano), ou seja, à carga obtida pelo golpe anterior ao golpe que provocou uma tensão na estaca maior que o limite de escoamento do aço em que foram fabricadas. Isto quer dizer que haveria uma altura de queda intermediária (uma energia maior) que definiria a carga última.

### 5.3.3. Eficiência do sistema de cravação

A eficiência do sistema de cravação e amortecimento podem ser obtidos pelos resultados fornecidos pela monitoração em campo de cada golpe do ensaio de carregamento dinâmico. O método CASE fornece em campo para cada golpe do martelo, a energia que está sendo transferida ao topo da estaca, medida no nível da instrumentação. A eficiência é dada pela razão da máxima energia medida EMX pela energia potencial  $E_p$  (produto do peso do martelo pela altura de queda do mesmo).

Três martelos de pesos diferentes foram utilizados na realização do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente, realizado sobre as 20 estacas analisadas. O martelo utilizado nas respectivas estacas está ilustrado na Tabela 5.4 juntamente com as eficiências médias obtidas, considerando todos os golpes aplicados por cada martelo.

Tabela 5.4 Descrição da eficiência média de cada martelo utilizado no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.

Martelo	Peso do Martelo (kN)	Estacas	Eficiência Média (%)
A	28,70	E01, E02, E04 e E11	69
B	44,40	E03, E05, E06, E08, E10 e E12	66
C	59,30	E07, E09, E13 a E20	57

A Figura 5.14 mostra os valores de eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento para cada golpe aplicado sobre a estaca E09 no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. O eixo das ordenadas à esquerda representa as energias cinéticas, EMX, transferidas para o sistema estaca-solo e a energia potencial,  $E_p$ , obtida pelo produto do peso do martelo  $W_r$  pela sua altura de queda  $h$ . O eixo das ordenadas à direita representa a eficiência de cada golpe aplicado no ensaio de carregamento dinâmico, obtida pela razão entre as energias cinética e potencial ( $EMX/E_p$ ). Foram aplicados sobre essa estaca 10 golpes com o martelo de 59,30 kN, com alturas de queda crescentes. Observa-se que não houve uma correlação nítida entre a eficiência versus a altura de queda do martelo para um mesmo sistema de cravação ao golpear uma mesma estaca. A variação da eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento e as energias cinética e potencial em função da altura de queda, para as demais estacas analisadas neste trabalho, é apresentada no Anexo E.

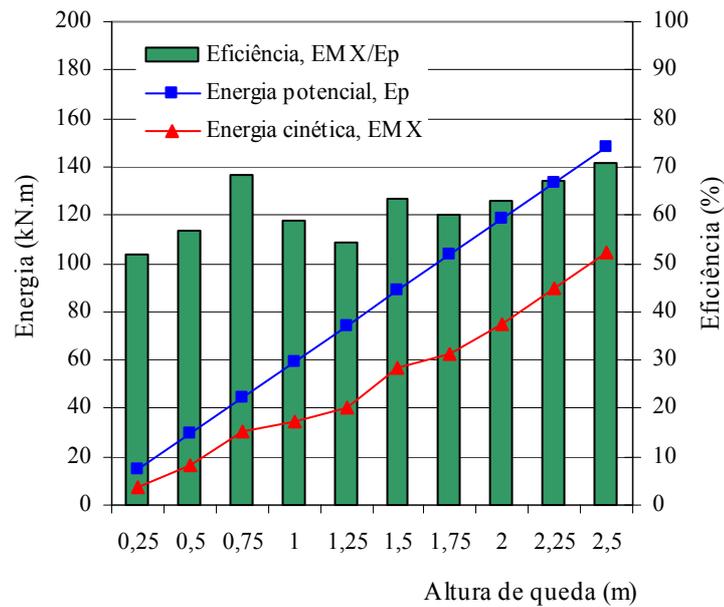


Figura 5.14 Variação da eficiência dos sistemas de cravação e amortecimento para a estaca E09

#### 5.3.4. Curva adimensional carga dinâmica-energia

A variação da resistência mobilizada RMX com o aumento da energia EMX, para a estaca E14, é apresentada na curva adimensional da Figura 5.15. Os parâmetros de referência são, respectivamente, a resistência de escoamento,  $R_e$ , e a energia de escoamento,  $ER_e$ , definida como:

$$ER_e = \frac{(R_e)^2 \cdot L_i}{A_s \cdot E} \quad (5.2)$$

sendo que  $L_i$  é o comprimento da estaca abaixo da seção instrumentada,  $A_s$  é a área da seção transversal de aço da estaca e  $E$  é o módulo de elasticidade da estaca.

A curva adimensional carga dinâmica-energia (Figura 5.15) mostra que para  $R_u = 95\%$  de  $R_e$  a máxima energia aplicada é de aproximadamente 85% de  $ER_e$  para um deslocamento total de cerca de 18% de  $B$  (penúltimo golpe). Nesse caso, a capacidade elástica da estaca está próxima de atingir o seu limite máximo. O último golpe do ensaio ( $h = 5,50$  m) provoca um aumento da energia aplicada na estaca, ultrapassando o seu limite elástico e atingindo a resistência de escoamento da mesma. As curvas adimensionais carga dinâmica-energia de todas as estacas analisadas estão apresentadas no Anexo F.

A Tabela 5.5 mostra um resumo dos valores de  $EMX/ER_e$  correspondentes ao maior valor de RMX obtido no ensaio, desconsiderando os golpes que provocaram uma tensão de compressão maior que o limite de escoamento do aço (quando ocorrido) e o valor máximo de  $EMX/ER_e$  ( $EMX/ER_e$  máx) obtido no ensaio considerando todos os golpes aplicados.

O valor médio obtido de EMX foi de 67% do valor médio da capacidade elástica das estacas, e o valor máximo foi em média 119% de  $ER_e$ . Ou seja, em média, a capacidade de carga foi atingida com uma energia de 67% de  $ER_e$  e, a partir daí, com o aumento de EMX as estacas passaram a apresentar um comportamento plástico com a resistência mobilizada atingindo a resistência de escoamento.

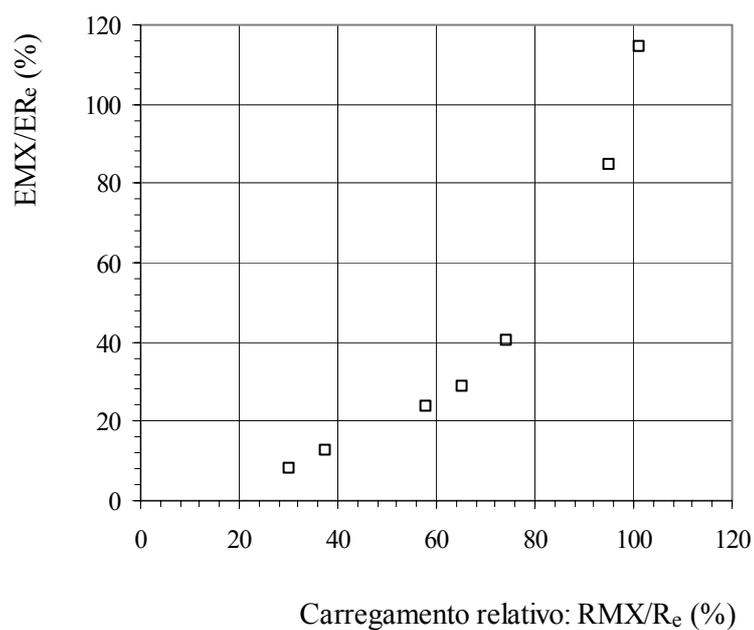


Figura 5.15 Curva adimensional carga dinâmica-energia – E14

Tabela 5.5 Valores de EMX em função de ER<sub>e</sub>

Estaca	EMX/ER <sub>e</sub> (%)	EMX/ER <sub>e</sub> máx (%)
E01	65	86
E02	63	87
E03	40	43
E04	58	87
E05	41	68
E06	70	266
*E07	60	76
E08	68	82
*E09	81	95
E10	55	125
*E11	58	58
E12	47	133
*E13	80	84
*E14	114	114
E15	61	90
E16	58	224
E17	67	178
E18	62	180
E19	106	167
E20	84	142
Média	67	119
Desvio Padrão	19	58
Valor Mínimo	40	43
Valor Máximo	114	266

\* Estacas que não foram submetidas a tensões maiores que  $F_y$  (grupo A)

### 5.3.5. Curva carga dinâmica-energia e trabalho (Princípio de Hamilton)

A Figura 5.16 mostra a variação da energia cinética,  $EMX$ , da energia potencial de deformação elástica,  $V_e$  (equação (2.61)), e do trabalho,  $W_{nc}$  (equação (2.62)), com a resistência,  $RMX$ , para a estaca E08. Observa-se que a energia cinética, a energia de deformação e o trabalho aumentam com o aumento da resistência. Esse comportamento é característico do sistema estaca-solo no qual é controlado pelo elemento estrutural de fundação. Comportamento semelhante é observado para a maioria das estacas analisadas nesta pesquisa e as curvas de cada uma delas estão apresentadas no Anexo G.

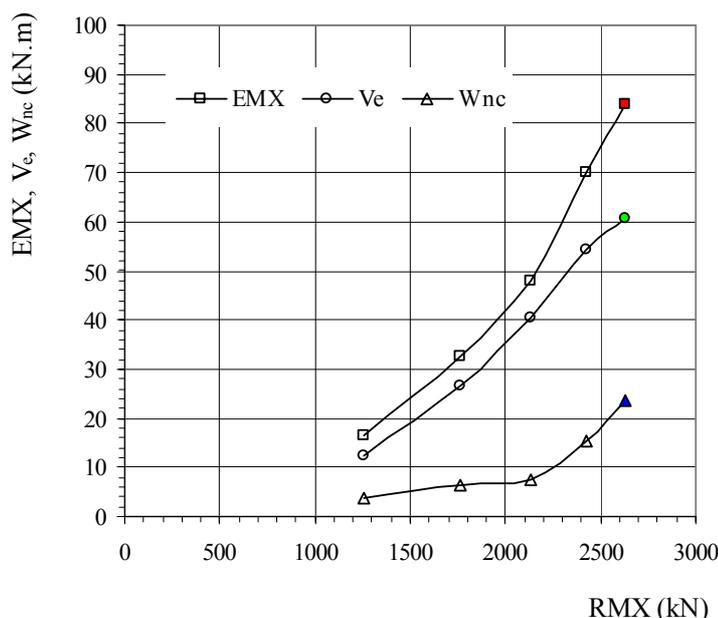


Figura 5.16 Curva carga versus energia cinética, potencial e trabalho – E08

A Figura 5.17 mostra a variação de  $EMX$ ,  $V_e$  e  $W_{nc}$  com  $RMX$  para a estaca E19. Nos últimos golpes a resistência  $RMX$  permanece em torno de 6000 kN embora a energia cinética  $EMX$  esteja aumentando devido a elevação da altura de queda do martelo. Observa-se que o trabalho  $W_{nc}$  também aumenta, mas a energia de deformação elástica  $V_e$  permanece aproximadamente constante. Esse comportamento é típico do sistema estaca-solo no qual a ruptura é comandada pelo solo.

Para a estaca E19 realizou-se então uma análise de pós-ruptura (Figura 5.18), conforme proposto por Aoki e Cintra (1997). Segundo Aoki e Cintra (1997) a ruptura do solo é caracterizada quando o incremento de energia cinética,  $\Delta EMX$ , após a carga de ruptura,  $R_u$ , é igual ao trabalho realizado pelas forças não conservativas, tal que:

$$\Delta EMX = R_u \cdot \Delta S + W_d \quad (5.3)$$

sendo  $\Delta S$  a penetração permanente adicional da estaca tendo como referência o impacto correspondente a  $R_u$  e  $W_d$  o trabalho realizado pelo amortecimento viscoso (damping) e forças de inércia.

A Figura 5.18 confirma a Equação (5.3), com um coeficiente de correlação linear igual a 0,99. Isto indica que a ruptura do sistema é ocasionada pela ruptura do solo e não do elemento estrutural de fundação. Nesse caso, toda a compressão elástica da estaca é atingida, obtendo para os golpes seguintes energia potencial de deformação elástica praticamente constante e o excesso de energia cinética transformada em trabalho. No entanto, como citado anteriormente,

para os três últimos golpes a estaca E19 é submetida a uma tensão de compressão elevada, maior que a tensão de escoamento do aço (ver gráfico E19 no anexo C). Dessa forma, a penetração permanente medida no topo da estaca e usada na análise de ruptura ( $\Delta S$ ) pode ser na realidade o deslocamento devido a plastificação da ponta da estaca.

Conclui-se que a ruptura do sistema estaca-solo para a estaca E19 foi ocasionada pelo elemento estrutural de fundação, como mostra as figuras referentes à E19 nos anexos D, F e I (gráfico E19). A resistência do sistema atingiu valores maiores que a resistência de escoamento do aço em que a estaca E19 foi fabricada ( $RMX > 100\% R_e$ ).

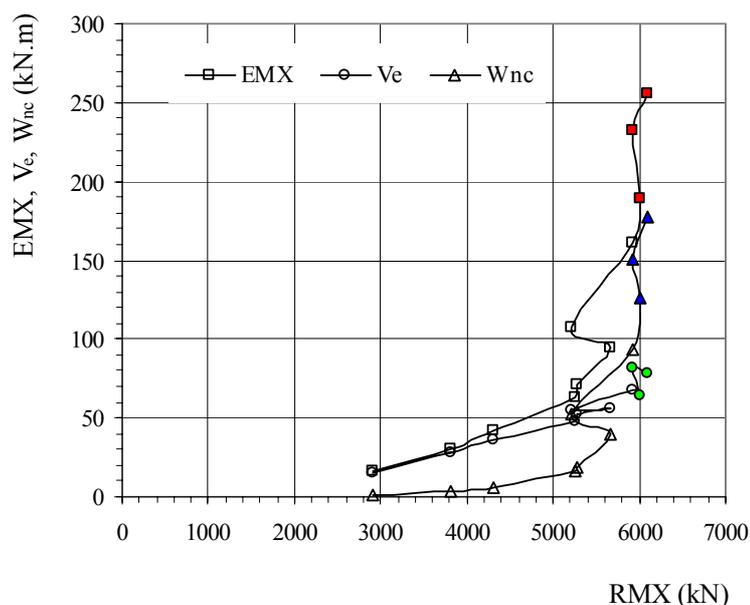


Figura 5.17 Curva carga versus energia cinética, potencial e trabalho – E19

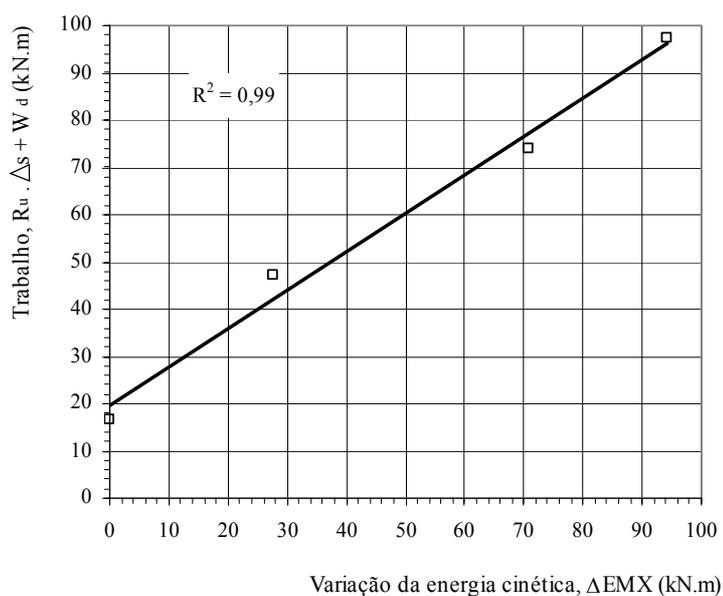


Figura 5.18 Análise de pós-ruptura – E19

### 5.3.6. Curva carga dinâmica-força máxima

A força máxima FMX, obtida pelo método Case, é uma força ativa normal à seção da estaca, sendo medida na seção instrumentada e é originada pelo golpe do martelo sobre a mesma. A resistência RMX é o somatório das resistências mobilizadas pelo solo ao longo do fuste da estaca acrescida da parcela resistida pela ponta da mesma.

A Figura 5.19 e a Figura 5.20 mostram o comportamento típico apresentado pela resistência mobilizada, RMX, e pela força máxima, FMX, em função do deslocamento máximo, obtidos no ensaio de carregamento dinâmico pelo método Case para cada golpe de energia crescente. No Anexo H encontram-se as curvas RMX e FMX em função de DMX para todas as estacas analisadas.

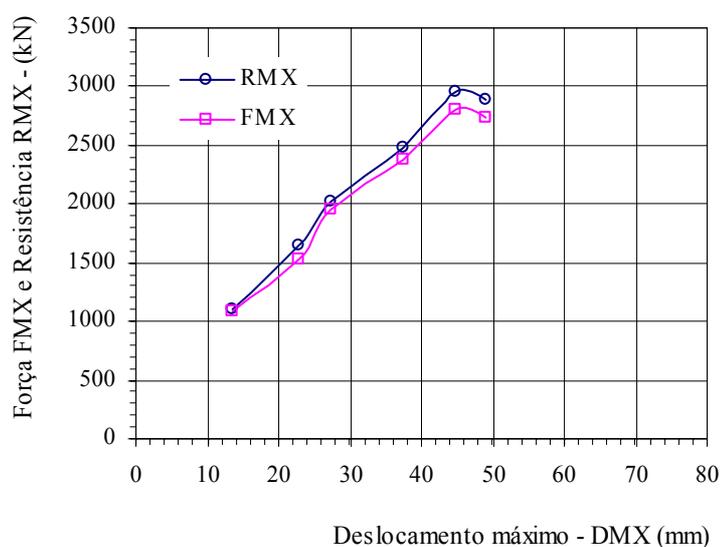


Figura 5.19 Curva força máxima e resistência mobilizada versus deslocamento máximo – E12

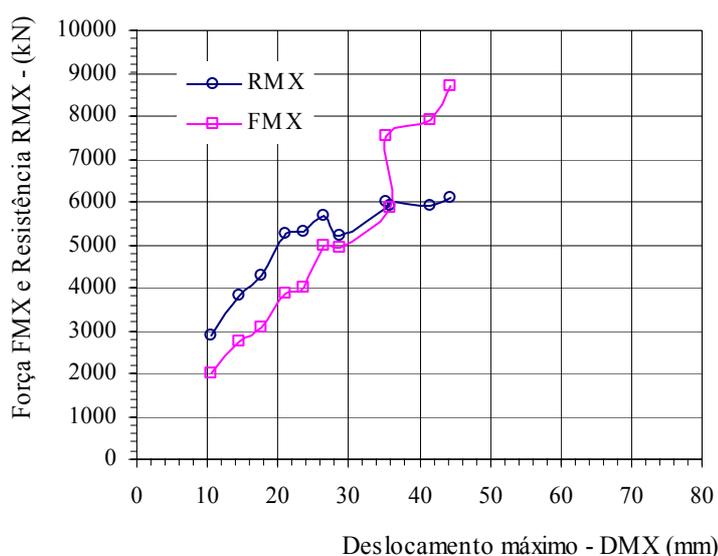


Figura 5.20 Curva força máxima e resistência mobilizada versus deslocamento máximo – E19

A Figura 5.19 mostra que a resistência disponível do solo é maior que a força máxima, para todos os golpes analisados. Esse comportamento é um indício que a resistência estrutural pode

comandar a ruptura da estaca, que é o elo mais fraco do sistema estaca-solo. Tal comportamento foi observado para a maioria das estacas em estudo (Anexo H).

A Figura 5.20, construída para a estaca E19 mostra que inicialmente RMX é maior que FMX até o oitavo golpe de energia crescente. A partir daí FMX torna-se maior que RMX, indicando que a ruptura do sistema pode ter sido ocasionada pelo solo, que passa a ser o elo mais fraco do sistema estaca-solo. As estacas E03 e E20 apresentaram o mesmo comportamento observado na estaca E19.

### 5.3.7. Curva adimensional carga-energia das fórmulas dinâmicas tradicionais

A energia utilizada nas fórmulas dinâmicas tradicionais EFD é definida como:

$$EFD = RMX \cdot \frac{K}{2} + RMX \cdot S \quad (5.4)$$

ou

$$EFD = EMX - W_d \quad (5.5)$$

sendo  $W_d$  o trabalho realizado pelo amortecimento viscoso (damping) e forças de inércia.

A Figura 5.21 mostra a razão entre EFD e EMX em função da resistência mobilizada. A energia típica das fórmulas dinâmicas varia entre 70% e 90% do valor da energia cinética EMX (Aoki e Cintra, 1997). Para a estaca E01, a qual se observou a ruptura do elemento estrutural o valor de EFD variou entre 85% e 93 % do valor da energia cinética EMX. A relação entre EFD/EMX e RMX/RE das demais estacas está apresentada no Anexo I.

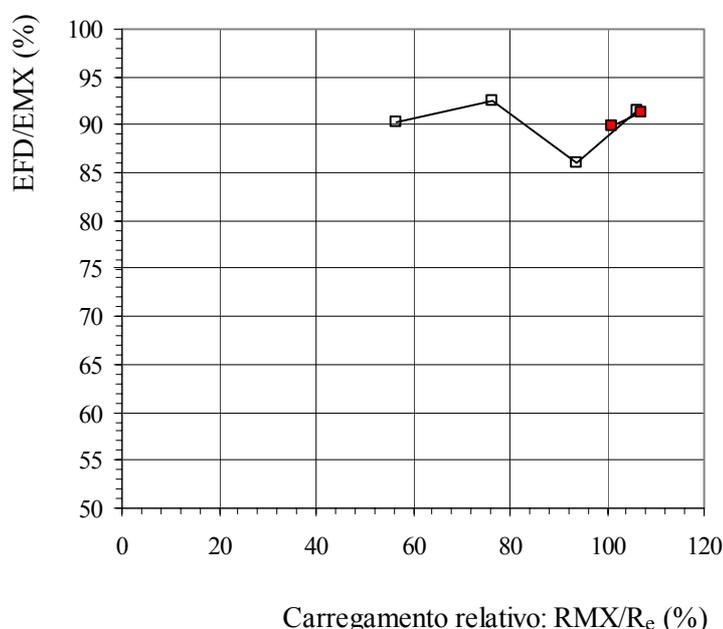


Figura 5.21 Curva adimensional carga versus energia das fórmulas dinâmicas tradicionais – E01

A energia típica das fórmulas dinâmicas variou entre 70% e 98% em 75% das estacas analisadas, considerando todos os golpes aplicados no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Para as 25% estacas restantes (E06, E15, E16, E19 e E20) a energia EFD foi maior que a energia EMX em alguns golpes do ensaio. O alto valor de EFD se deve aos

valores elevados da nega obtidas nos últimos golpes de energia crescente e caracteriza a pós-ruptura do sistema estaca-solo.

**5.4. RESULTADOS PELO MÉTODO CAPWAPC**

**5.4.1. Força atuante na estaca ao longo da profundidade**

O sistema estaca-solo é submetido à aplicação de uma carga dinâmica através de vários golpes do martelo com alturas de queda crescente (energia crescente) no topo do elemento estrutural que está em contato com diferentes camadas de solo ao longo da sua superfície lateral e da sua ponta. Aoki (1989) mostra um modelo simples de transferência de carga da estaca isolada para o maciço de solo ao longo da profundidade  $z$ , onde  $Q(z)$  é o atrito local,  $Pl(z)$  o atrito acumulado e  $N(z)$  a força que atua na estaca normal à sua seção transversal (Figura 5.22).

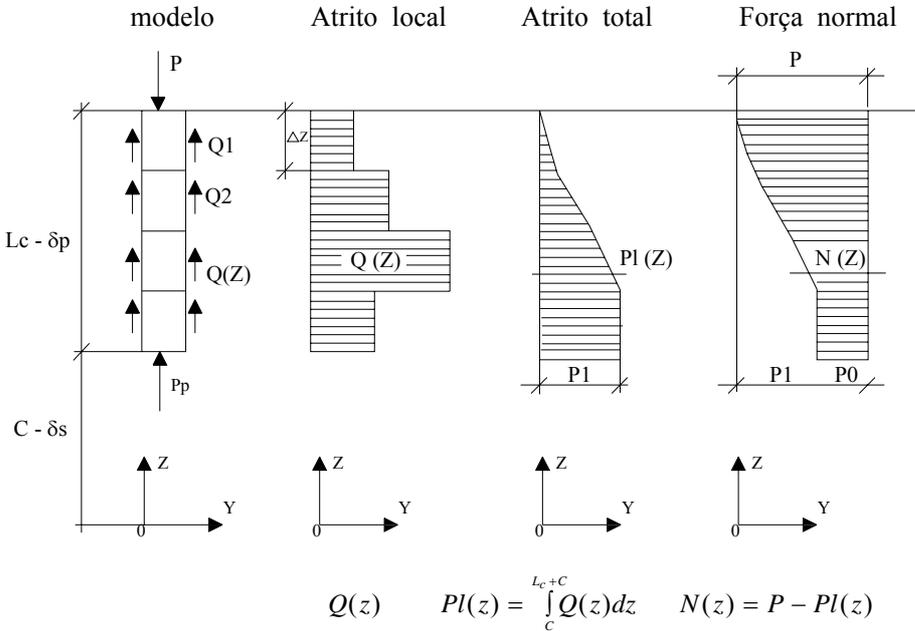


Figura 5.22 Modelo de transferência de carga ao solo - Aoki (1989)

A transferência de carga ao longo do solo com a profundidade pode ser avaliada pelo método CAPWAPC, levando em conta os dados médios obtidos pelo analisador de cravação PDA. O programa CAPWAPC divide a estaca em seções e fornece a força que está atuando em cada uma dessas seções da estaca. Esta força que atua na estaca é um ponto do diagrama de esforço normal como apresentado nas Figuras 5.23 a 5.25, para as estacas E01, E06 e E09 respectivamente. Em cada seção, a força que atua na estaca  $N(z)$  é obtida pela subtração da resistência RMX ( $RMX = P$  na Figura 5.22) à parcela de atrito total acumulado  $Pl(z)$  até a profundidade  $z$  considerada ( $N(z) = RMX - Pl(z)$ ). Para as demais estacas o comportamento da transferência de carga ao longo da profundidade está mostrado no Anexo J. Cada curva apresentada representa um diagrama de esforço normal para cada golpe de energia crescente aplicado no ensaio sobre a estaca.

Observa-se na Figura 5.23 que o diagrama de esforço normal é praticamente constante ao longo da espessa camada de argila mole ( $z \leq 15$  m – ver perfis/sondagens) devido a baixa resistência do solo mobilizada ao longo do fuste da estaca. A partir dessa profundidade a parcela de resistência por atrito lateral aumenta, pois a estaca penetra em camadas de solo

mais resistentes até apoiar-se no solo residual (elevado valor de SPT). Esse mesmo comportamento é observado para as estacas analisadas, exceto a E06, E07 e E09 que são estacas de ponta (ver gráficos E06, E07 e E09 nos anexos J e K). Também pode ser observada nas estacas E01 a E03, E10, E11, E17, E18 e E20, a ruptura do sistema para os últimos golpes de energia crescente mostrados pela perda de resistência ou por tornar-se praticamente constante com o aumento da energia aplicada.

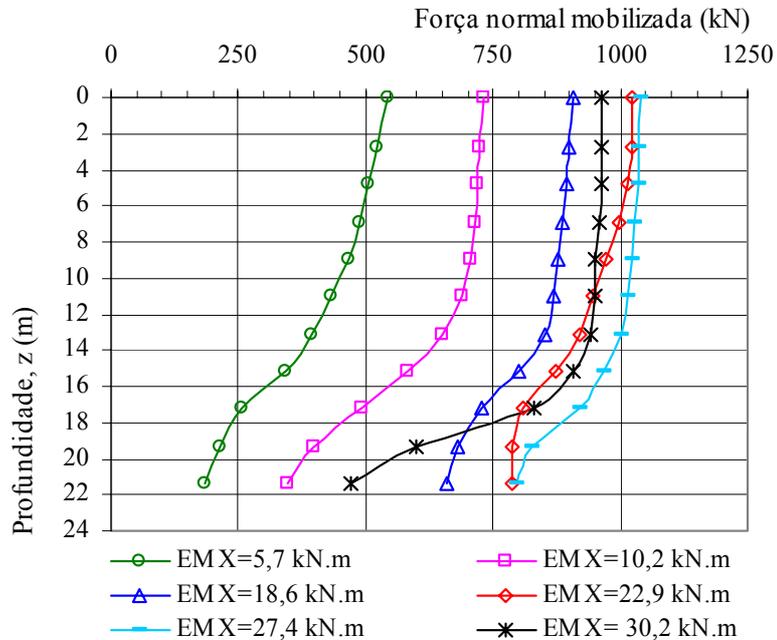


Figura 5.23 Curva força normal mobilizada versus profundidade – E01

O diagrama de esforço normal da estaca E06, Figura 5.24, mostra comportamento semelhante às estacas citadas acima, no entanto observa-se uma perda de resistência lateral no último golpe de energia crescente aplicado, onde toda a resistência é transferida para a ponta.

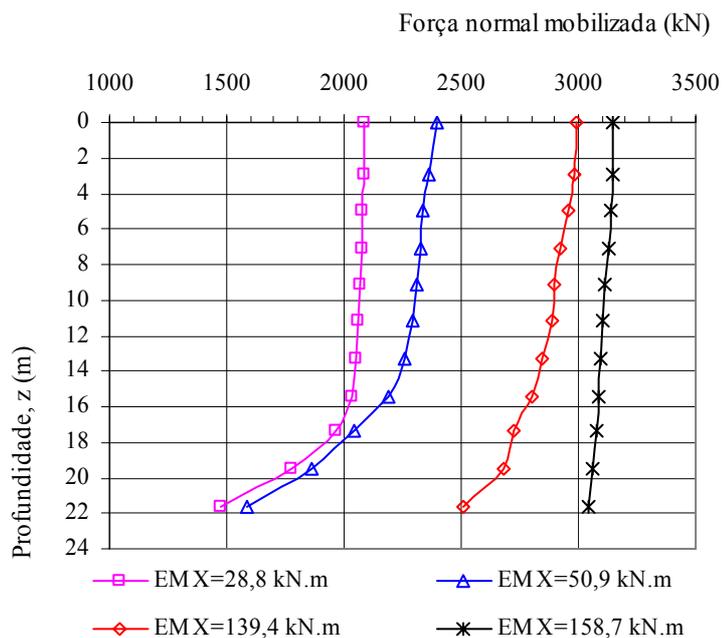


Figura 5.24 Curva força normal mobilizada versus profundidade – E06

A Figura 5.25 mostra o comportamento da transferência de carga ao solo da estaca E09. Para praticamente todos os níveis de energia aplicados, a resistência lateral é desprezível, mobilizando somente a resistência de ponta. Comportamento semelhante é observado para a estaca E07 apresentado no anexo J.

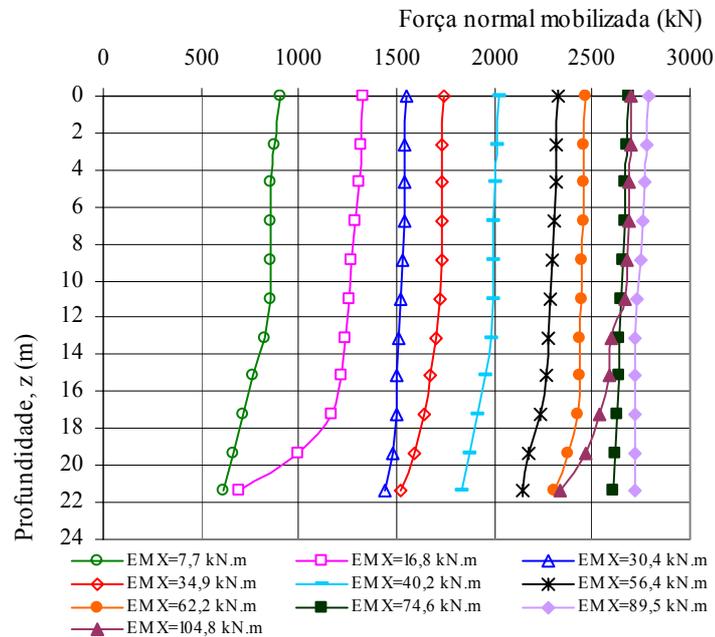


Figura 5.25 Curva força normal mobilizada versus profundidade – E09

#### 5.4.2. Variação da resistência total, fuste e ponta com a altura de queda do martelo para as estacas em estudo

A variação da resistência total, bem como das parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral em função do aumento da altura de queda do martelo (aumento de energia cinética) para todas as estacas analisadas é apresentado no Anexo K. Com exceção da estaca E11, Figura 5.27, as estacas analisadas apresentam maior resistência de ponta e esta cresce linearmente a medida que a energia aplicada no ensaio aumenta.

A Figura 5.26, mostra um exemplo típico observado da variação da resistência em função do aumento da altura de queda do martelo. Observa-se que o aumento da altura de queda do martelo ocasiona um aumento da resistência de ponta e conseqüentemente da resistência total. Já a resistência lateral aumenta para os primeiros golpes e depois diminui. A estaca E11 apresentou comportamento diferente do esperado. Para três dos quatro golpes aplicados no ensaio, a parcela de resistência lateral foi maior que a resistência de ponta (Figura 5.27). O comportamento notado nesta estaca pode ser explicado pela variabilidade local do solo.

#### 5.4.3. Análise estática pelo CAPWAPC

O programa CAPWAPC fornece também a curva carga estática-recalque do topo e da ponta da estaca, simulando uma análise estática na qual a parcela de amortecimento dinâmico é desconsiderada.

Considerando que no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente a condição inicial do sistema em cada ciclo de carga e descarga não muda de forma significativa, podem-se considerar as curvas carga estática-recalque para cada golpe de energia crescente partindo de uma mesma origem O, ou seja, a curva de maior energia de deformação contém as curvas

de carregamento dos ciclos de menor energia. A repetição do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente enquanto a ruptura não é atingida mostra a confiabilidade do ensaio.

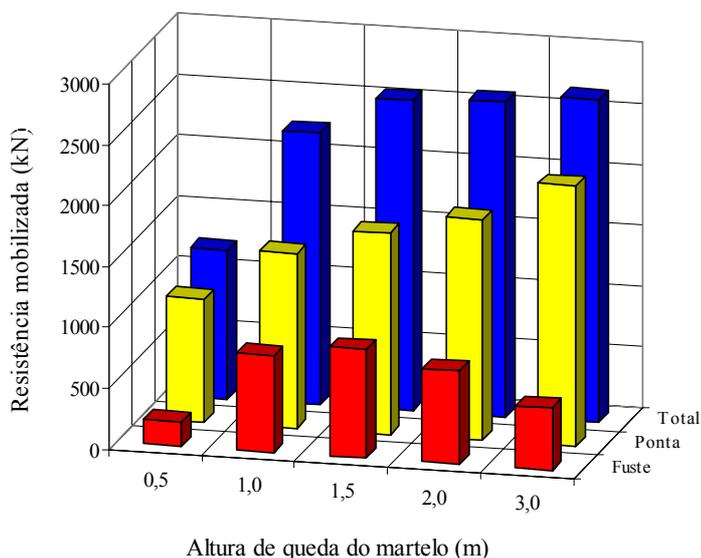


Figura 5.26 Curva resistência mobilizada total, fuste e ponta versus altura de queda do martelo – E10

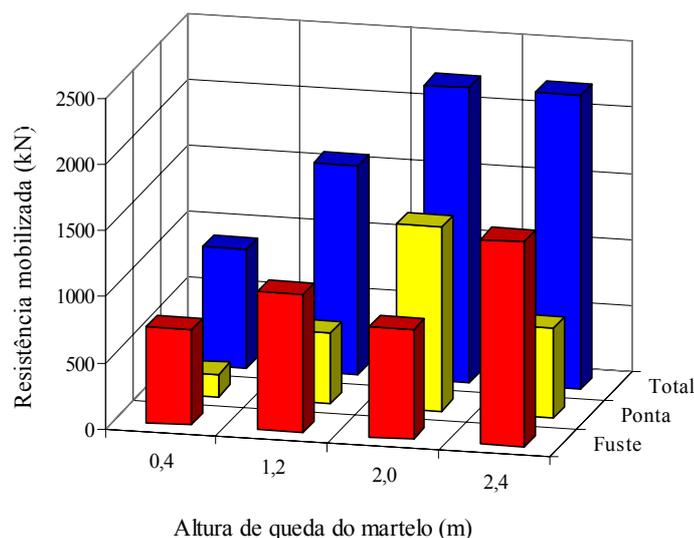


Figura 5.27 Curva resistência mobilizada total, fuste e ponta versus altura de queda do martelo – E11

A Figura 5.28 apresenta a curva carga estática-deslocamento para cada golpe de energia crescente aplicado durante o ensaio de carregamento dinâmico realizado na estaca E01. Observa-se que ocorre a sobreposição das curvas correspondentes aos quatro primeiros golpes. Para o golpe 5, energia EMX igual a 27,4 kN.m, a curva começa a não mais sobrepor as anteriores. Embora a estaca para esse golpe esteja submetida à tensão de compressão maior que o limite do escoamento do aço verifica-se que ela atinge a maior resistência. No golpe seguinte a curva obtida caracteriza nitidamente a ruptura do sistema, ou seja, houve acréscimo de energia aplicada sem que ocorresse incremento de resistência mobilizada.

As Figuras 5.29 a 5.32 mostram as curvas de sobreposição de seis golpes aplicados no ensaio de carregamento dinâmico nas estacas E02, E04, E09 e E10, respectivamente. Essas estacas também foram submetidas posteriormente à prova de carga estática. Para todas essas estacas é possível identificar o golpe que provoca a ruptura do sistema, como sendo aquele em que a curva carga estática-deslocamento não sobrepõe as anteriores.

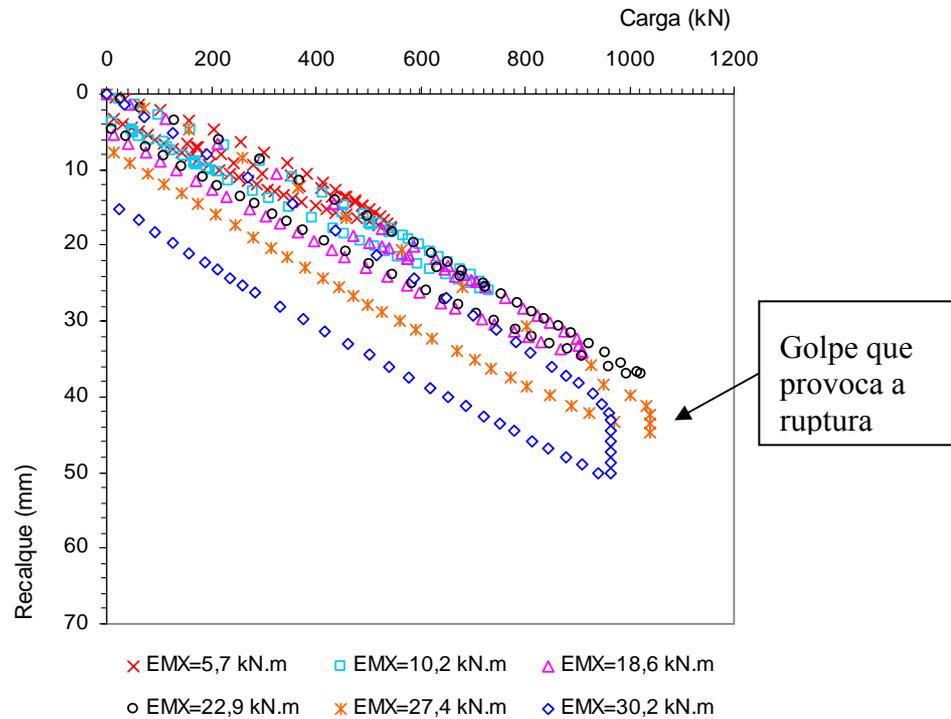


Figura 5.28 Curva carga estática versus recalque – E01

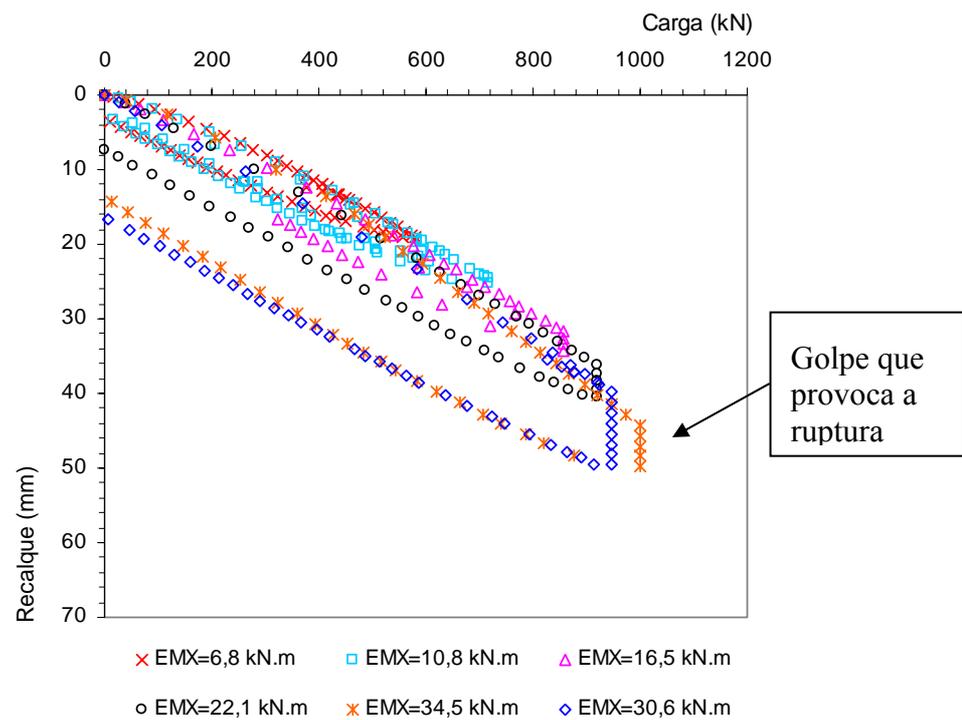


Figura 5.29 Curva carga estática versus recalque – E02

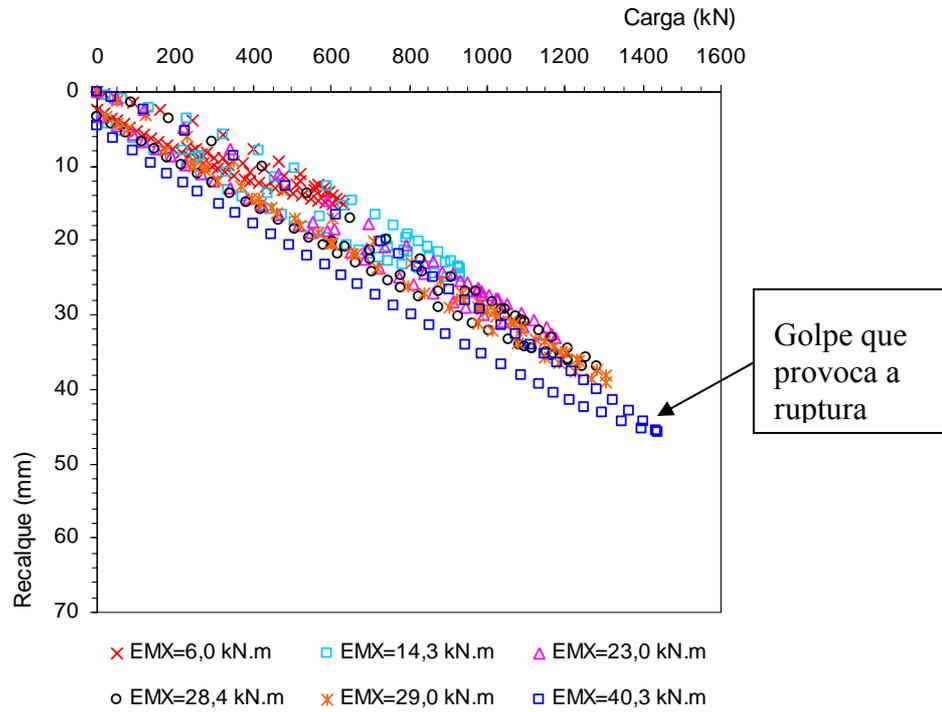


Figura 5.30 Curva carga estática versus recalque – E04

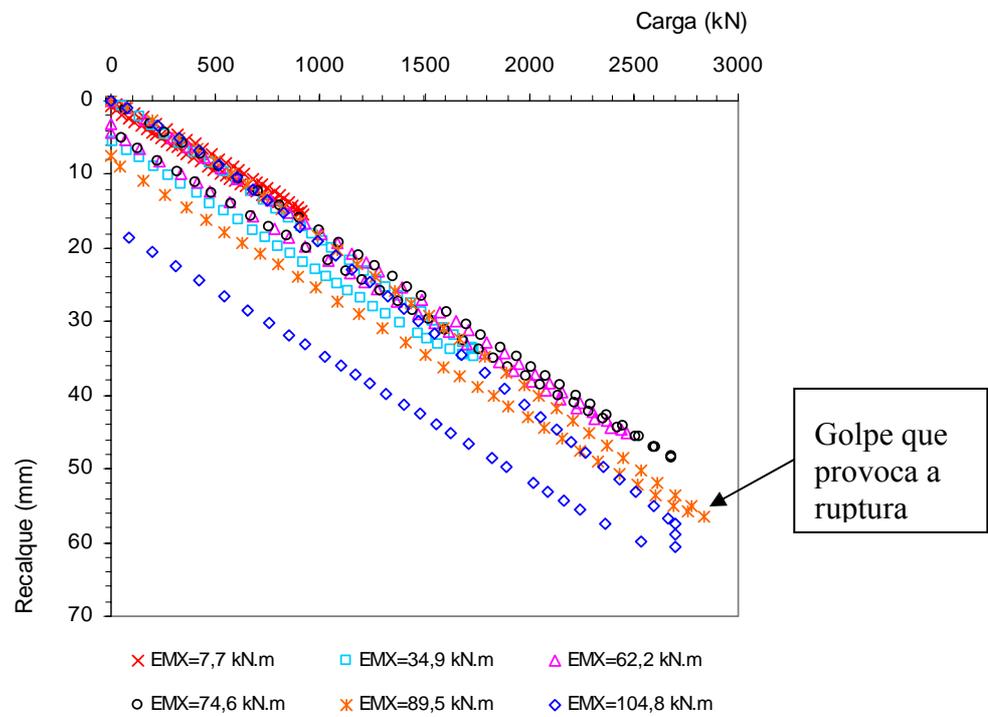


Figura 5.31 Curva carga estática versus recalque – E09

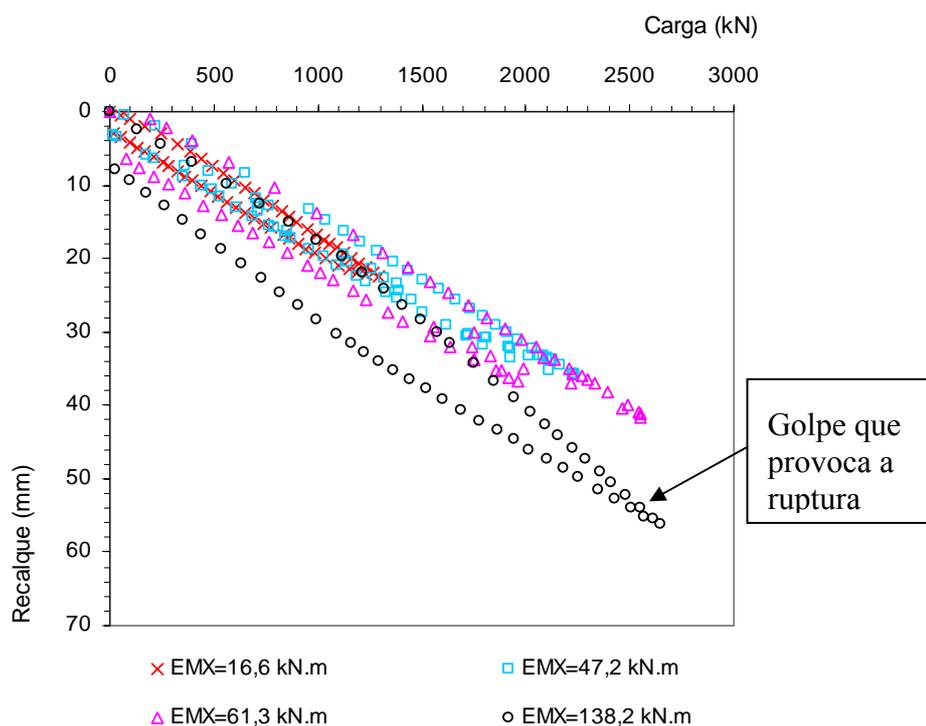


Figura 5.32 Curva carga estática versus recalque – E10

A Tabela 5.6 mostra os valores das cargas de ruptura obtidos pelos métodos CAPWAPC e pela norma brasileira NBR 6122. Para todas as estacas analisadas, o método CAPWAPC superestimou os valores da carga de ruptura quando comparados com os valores obtidos na prova de carga estática conforme analisada pelo método da NBR 6122.

Tabela 5.6 Resultados de carga de ruptura obtidos pelo método da NBR 6122 e CAPWAPC

Estaca	$R_u$ (kN)	
	Norma 6122	CAPWAPC
E01	860	1040
E02	775	1000
E04	930	1440
E09	-	2840
E10	1800	2650

#### 5.4.4. Análise dos resultados das provas de carga dinâmica e estática

O comportamento das estacas submetidas à prova de carga dinâmica e estática está apresentado pelas curvas adimensionais de carga-deslocamento nas Figuras 5.33 a 5.37. Com exceção da estaca E09, os valores da capacidade de carga obtida na prova de carga estática foram menores que os valores obtidos na prova de carga dinâmica. As estacas estudadas foram submetidas primeiro à prova de carga dinâmica, as quais foram bastante solicitadas, atingindo na maioria delas, o seu limite de escoamento. Ressalta-se que a prova de carga estática foi realizada nas estacas em condições distintas da execução da prova de carga

dinâmica, assim, não se pode ser taxativo a respeito de alguma comparação entre os dois ensaios.

A Figura 5.33 mostra as curvas adimensionais de carga-deslocamento obtidas pelos ensaios de prova de carga estática (PCE) e dinâmica (PCD) e também os deslocamentos elásticos e plásticos obtidos em cada golpe de energia crescente aplicado sobre a estaca E01 durante a prova de carga dinâmica.

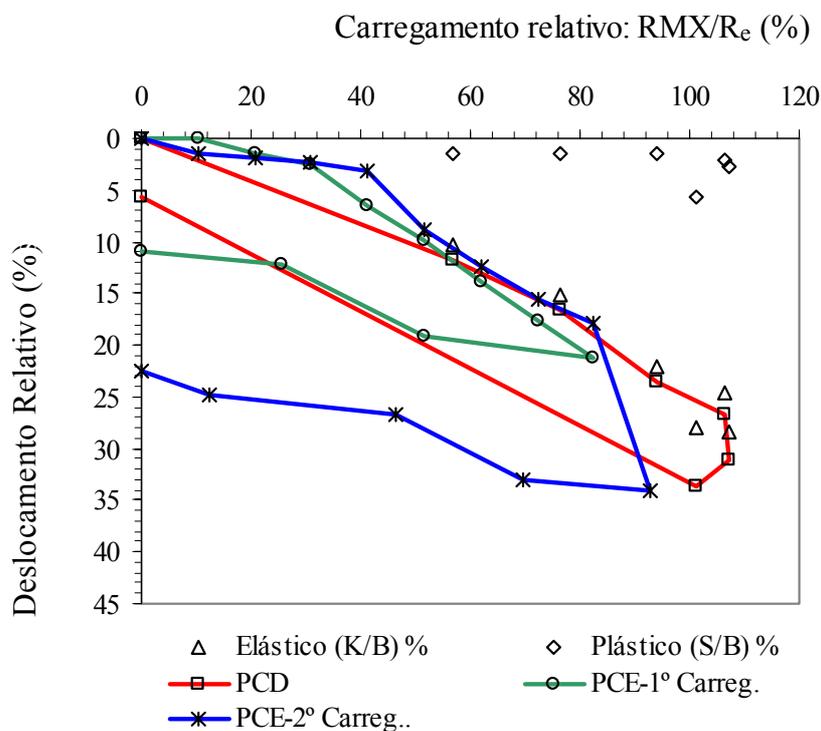


Figura 5.33 Curva adimensional carga-deslocamento – E01

A curva carga-deslocamento da prova de carga dinâmica mostra um comportamento elástico linear até o 4º golpe de energia crescente, e a partir daí ocorre a plastificação do sistema (ou da estaca ou do solo), no qual a resistência permanece praticamente constante e o deslocamento aumenta. Aumentando ainda mais a energia, a resistência do sistema diminui e o deslocamento total atinge aproximadamente 34% do diâmetro da estaca. Observa-se que a resistência fornecida na prova de carga dinâmica supera o valor da carga de escoamento da estaca, o que justifica o deslocamento plástico excessivo mostrado na curva (a estaca escoou).

A prova de carga estática foi realizada em dois carregamentos. O segundo carregamento mostra um aumento da rigidez do sistema estaca-solo em relação ao primeiro, ou seja, para os mesmos valores de resistências os deslocamentos correspondentes foram menores.

Observa-se um trabalho menor e uma energia de deformação elástica muito maior durante a realização da prova de carga dinâmica do que durante o último carregamento da prova de carga estática. Quanto menor o trabalho, menores são as deformações plásticas do sistema estaca-solo.

Comportamento semelhante à estaca E01 foi apresentado pelas estacas E02 e E04, como mostra a Figura 5.34 e a Figura 5.35, respectivamente.

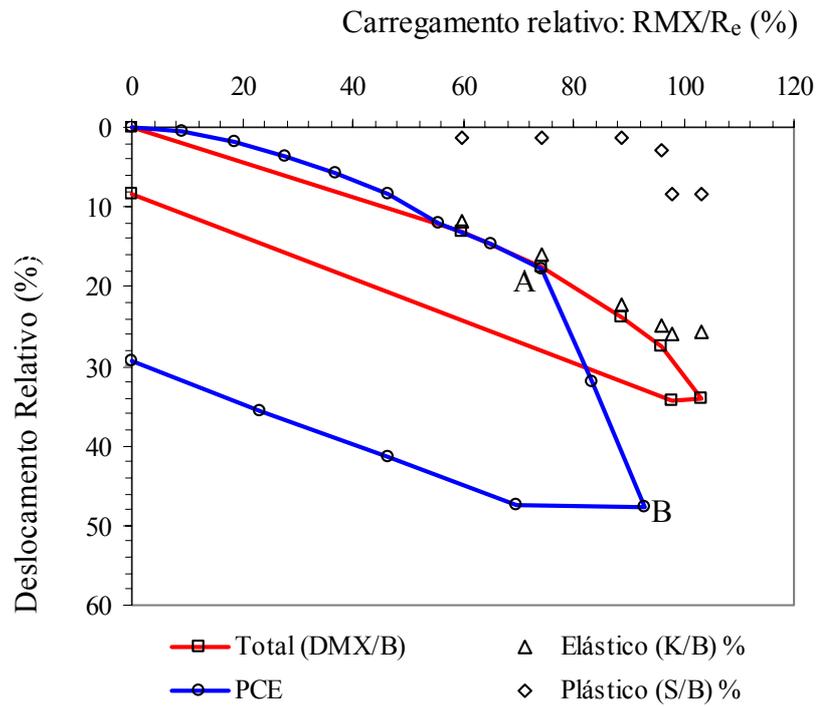


Figura 5.34 Curva adimensional carga-deslocamento – E02

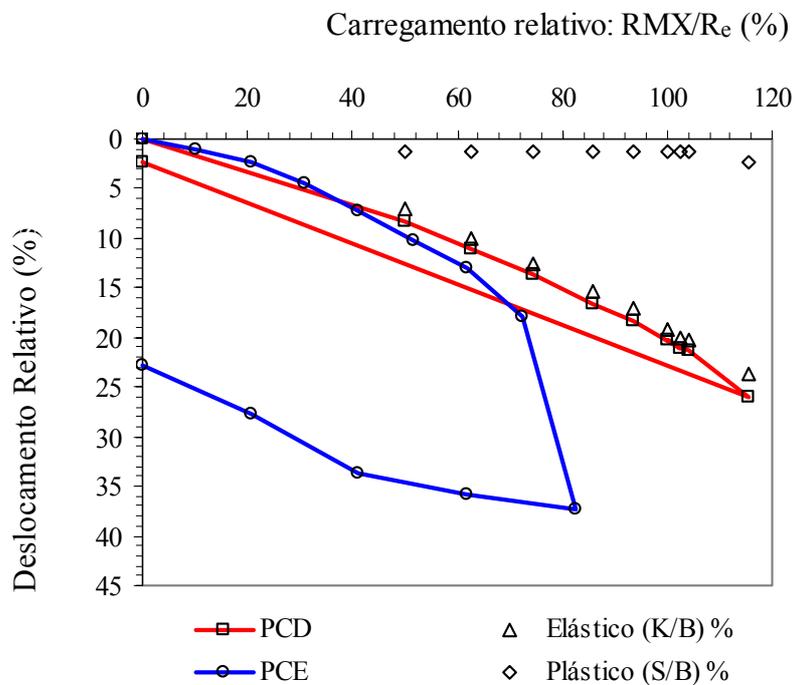


Figura 5.35 Curva adimensional carga-deslocamento – E04

A curva da prova de carga dinâmica mostra um comportamento elástico linear da estaca E09 (Figura 5.36). Após atingir 110% de  $R_e$ , a resistência do sistema estaca-solo cai, apresentando

um deslocamento total de 27% de B, sendo que 7% de B correspondem a penetração permanente da estaca e os 20% de B restantes correspondem a compressão elástica da estaca.

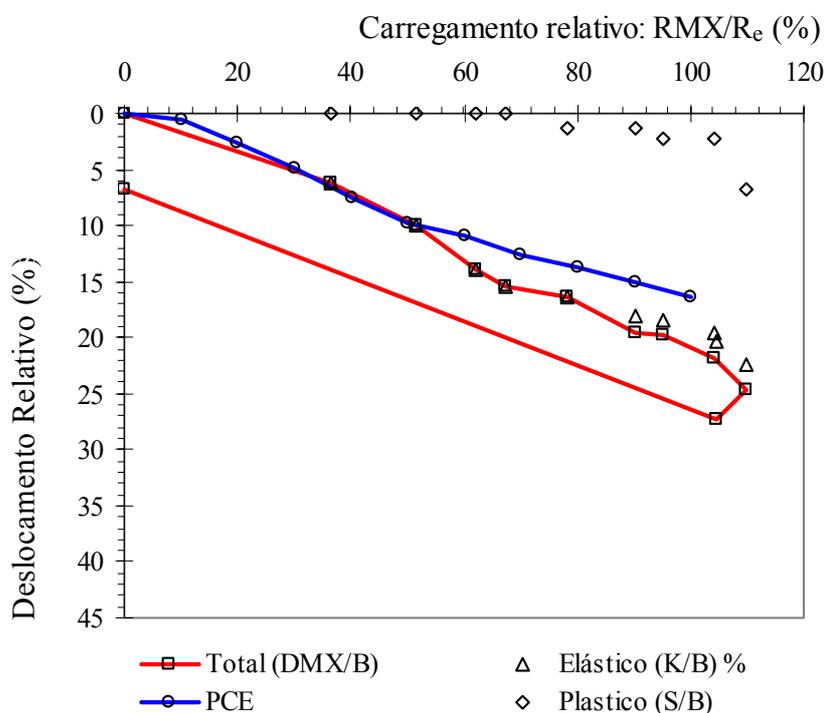


Figura 5.36 Curva adimensional carga-deslocamento – E09

A curva de carga-deslocamento da prova de carga estática, da estaca E09, atinge a carga de resistência de escoamento da estaca  $R_e$  e é descarregada de uma só vez. Até o carregamento realizado, o sistema estaca-solo se mostrou mais rígido, ou seja, para um determinado deslocamento, a resistência obtida na prova de carga estática foi maior que a resistência obtida na prova de carga dinâmica.

Figura 5.37 mostra o comportamento carga-deslocamento da estaca E10 obtido nas provas de carga dinâmica e estática. Os resultados da prova de carga dinâmica mostram um comportamento elástico linear até o segundo golpe de energia crescente. Entre o segundo e terceiro golpe houve plastificação do elemento estrutural. No último golpe o deslocamento total foi de 26% da dimensão da estaca, sendo que após o descarregamento, aproximadamente 9% de B foi deslocamento permanente e 17% de B foi deslocamento elástico. O deslocamento permanente atingido provavelmente foi devido a deformação plástica da estaca ocasionada pelo escoamento da mesma.

O carregamento da prova de carga estática mostra que a estaca E10 apresentou um comportamento elástico até o ponto A. A partir desse ponto a estaca volta a escoar e se deforma plasticamente.

Conclui-se que as estacas foram levadas a tensões tão elevadas (maiores que  $F_y$ ), que ocasionam o escoamento dessas estacas e conseqüentemente deformações plásticas nas mesmas, que nos próximos carregamentos se manifestavam com resistências estruturais menores. A insistência na cravação do elemento estrutural de fundação nos carregamentos crescentes acabou provocando perda progressiva da resistência das estacas.

Observa-se, entretanto, que mesmo as estacas estando já sobrecarregadas, em muitos casos atingido o limite de escoamento, a resistência do sistema-estaca solo na prova de carga estática atingiu em torno de 70% a 80% da carga de escoamento da estaca.

No entanto, as estacas de alta resistência estrutural em estudo apresentaram deslocamentos totais correspondentes à carga de trabalho bastantes elevados, o que implica também em recalques elevados. Essas estacas são mais resistentes que as estacas fabricadas com aço convencional, atingindo carga admissível maior, porém o módulo de elasticidade dos dois aços é igual, então o comportamento do sistema estaca-solo passa a ser comandado pelo estado limite de serviço e não pelo estado limite último.

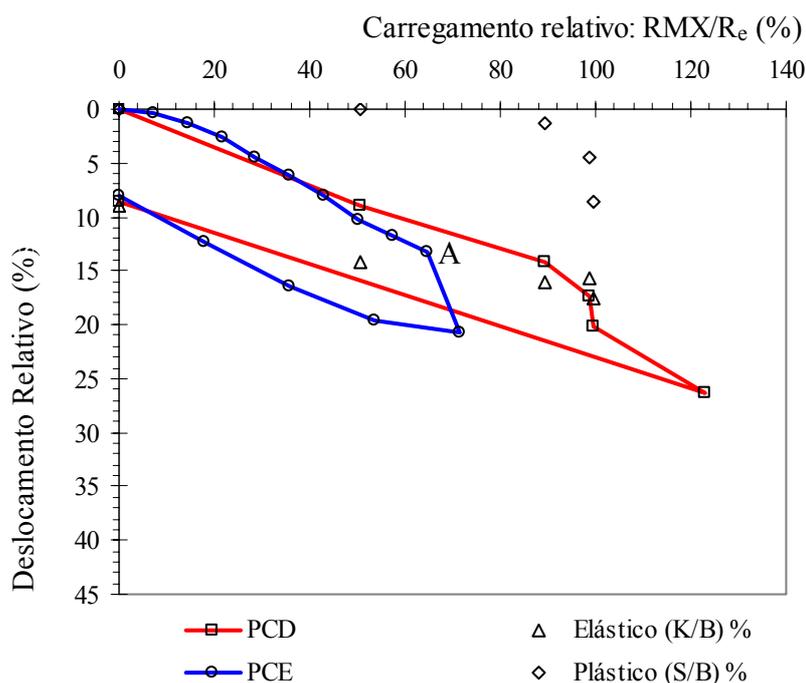


Figura 5.37 Curva adimensional carga-deslocamento – E10

#### 5.4.5. Comparação entre as energias obtidas para um mesmo deslocamento na curva carga-deslocamento das provas de carga dinâmica e estática

A análise das curvas adimensionais carga-deslocamento pela energia de deformação reduz a uma única incógnita o sistema estaca-solo. A energia de deformação é obtida pela área do gráfico sob a curva carga-deslocamento. Se a energia de deformação diminui para um mesmo deslocamento é porque houve quebra de estrutura do solo (amolecimento) ou escoamento do elemento estrutural. Se a energia de deformação aumenta é porque houve uma melhoria do solo sob a ponta da estaca (endurecimento).

Aoki (1985) e Aoki e Neto (1994) relatam que na formação geológica da Serra do Mar ocorrem corpos gnáissicos e xistosos, com estruturas bandadas, onde a xistosidade apresenta atitude variável, podendo ser subvertical a superfície da rocha sã, formando altos e baixos com camadas respectivamente, mais e menos resistentes ao intemperismo, como mostra a Figura 5.38.

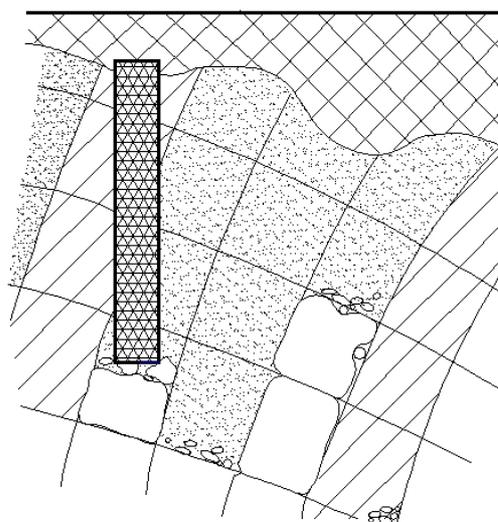


Figura 5.38 Perfil de um solo residual (saprolito) da formação geológica da Serra do Mar (Adaptada de Aoki, 1988)

As Figuras 5.39 a 5.43 mostram as curvas adimensionais carga-deslocamento, sendo a área hachurada sob a curva a energia de deformação máxima obtida na prova de carga dinâmica e a correspondente energia de deformação da prova de carga estática, considerando um mesmo deslocamento. Os pontos cheios da curva carga-deslocamento da prova de carga estática foram obtidos por extrapolação linear, e a área sob a curva pela regra de Simpson (regra para integração de área – ver apêndice). A energia de deformação calculada pela área sob a curva para cada ponto cheio da curva da prova de carga estática foi comparada com a energia de deformação medida na prova de carga dinâmica pelo sistema PDA (0).

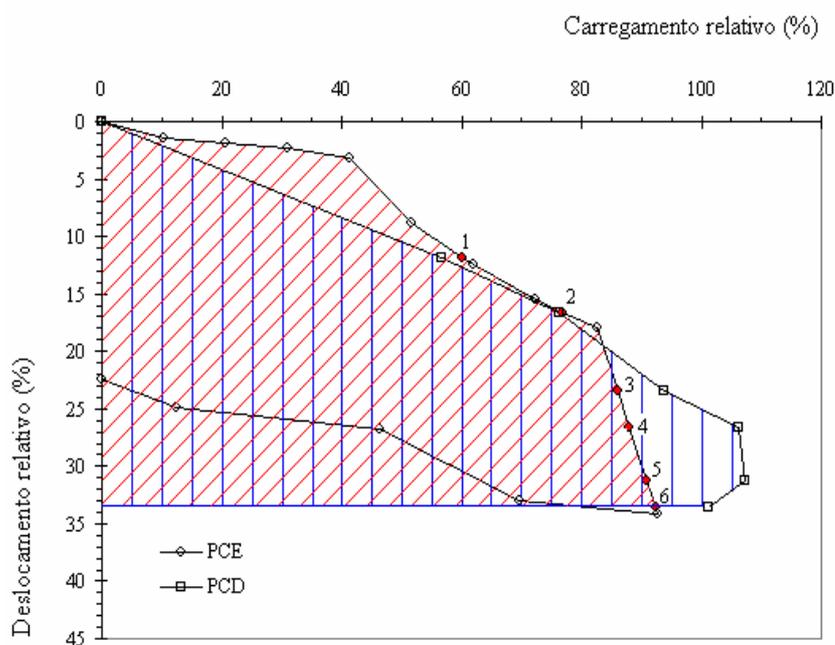


Figura 5.39 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E01

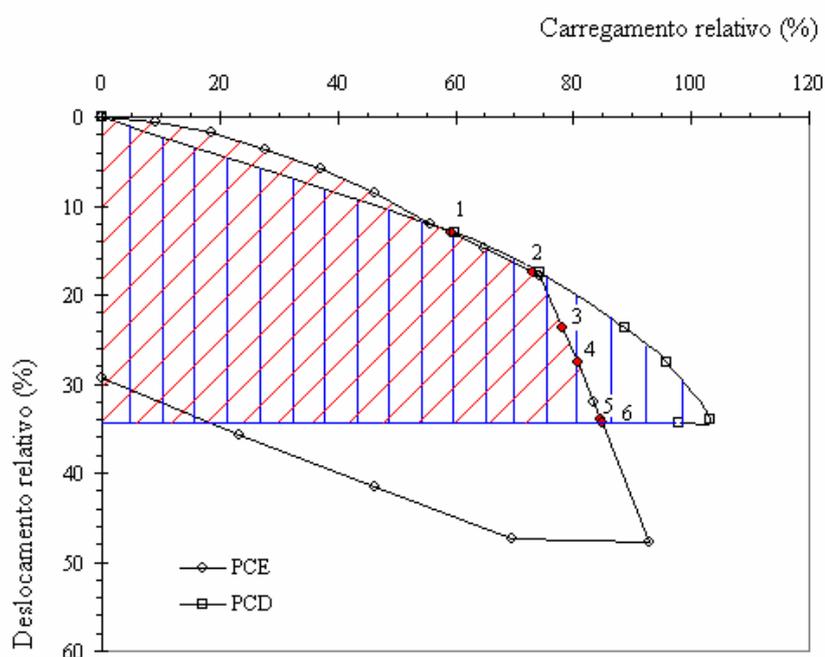


Figura 5.40 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E02

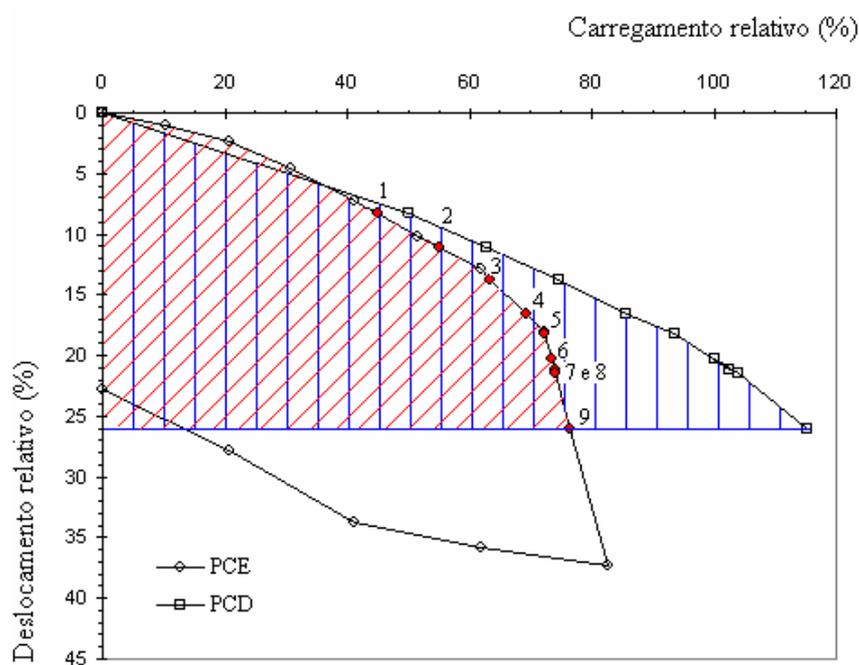


Figura 5.41 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E04

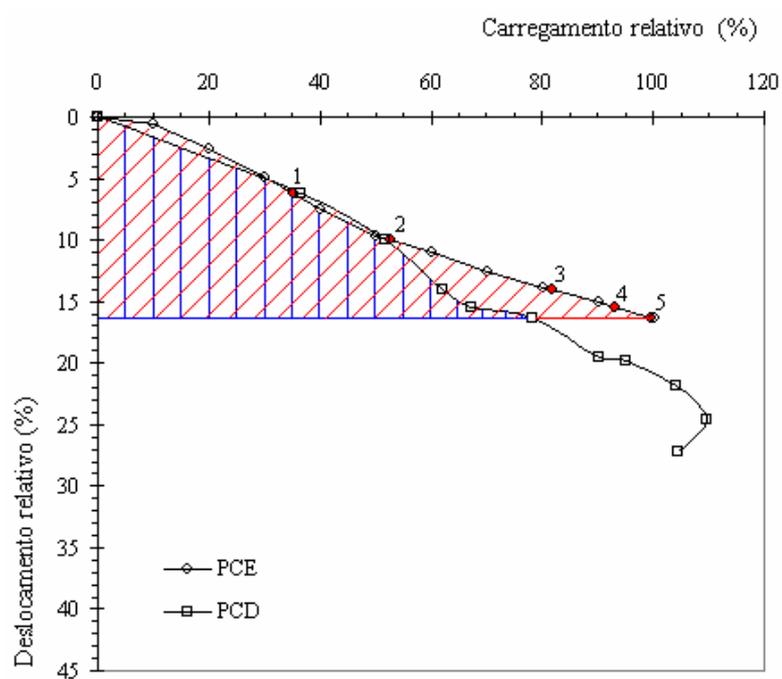


Figura 5.42 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E09

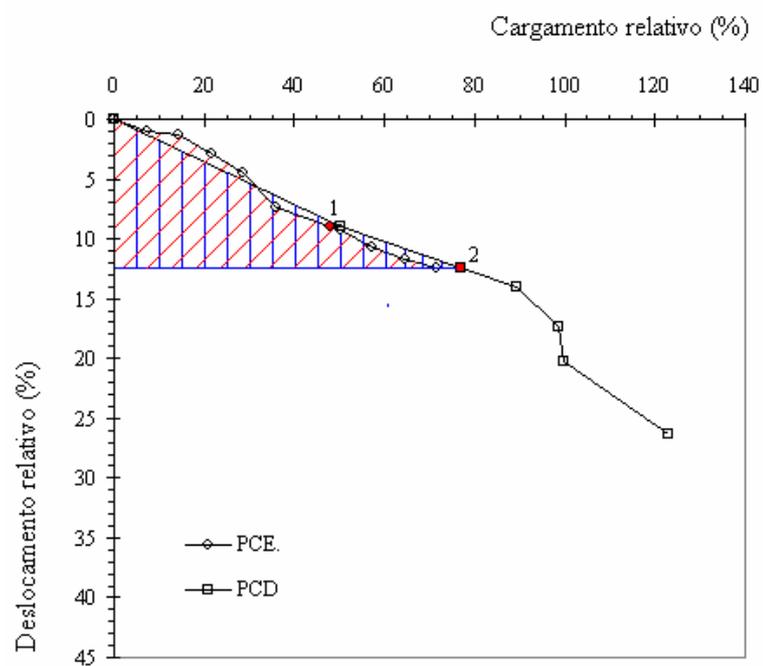


Figura 5.43 Curva adimensional carga-deslocamento – Energia de deformação – E10

Tabela 5.7 Energia de deformação na prova de carga estática e dinâmica

Energia de deformação (kN.m)										
Estaca	E01		E02		E04		E09		E10	
Pontos	PCE	PCD								
1	6,4	5,7	7,0	6,8	5,1	6,0	6,9	7,7	14,4	16,6
2	10,3	10,2	10,6	10,8	6,9	10,0	14,9	16,8	24,7	19,3
3	16,8	18,6	15,5	16,5	9,5	14,3	29,8	30,4		
4	19,2	22,9	18,2	22,1	12,9	18,8	36,9	34,9		
5	25,3	27,4	23,2	34,5	13,3	23,0	39,3	40,2		
6	25,2	30,2	23,7	30,6	18,1	28,4	39,7	56,4		
7					14,3	27,0				
8					16,1	29,0				
9					22,0	40,3				

A energia de deformação na prova de carga dinâmica, de uma forma geral, foi maior que a energia de deformação da prova de carga estática. Quanto maior for a energia de deformação, significa que o sistema estaca-solo está mais resistente ao deslocamento. A prova de carga estática foi realizada sobre um sistema estaca-solo diferente ao que se realizou a prova de carga dinâmica, esta última realizada primeiro, devido o tipo de formação do solo sob a ponta das estacas como mostrado na Figura 5.38 ou ao elemento estrutural já plastificado. A diminuição da energia de deformação ocorrida, para um mesmo deslocamento, da prova de carga dinâmica para a estática mostra que o sistema não foi repetitivo. A resistência do sistema estaca-solo diminuiu e o deslocamento aumentou, significando que houve uma quebra da estrutura do solo/rocha que apóia o elemento estrutural de fundação ou a plastificação do elemento estrutural.

## 5.5. FÓRMULAS ESTÁTICAS SEMI-EMPÍRICAS

### 5.5.1. Previsão da resistência mobilizada no sistema estaca-solo

As fórmulas estáticas semi-empíricas Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1982) e Velloso (1987) foram utilizadas para prever a capacidade de carga do sistema estaca-solo com base nos resultados da sondagem à percussão SPT-111 (Figura 4.3). Essas formulações fornecem os valores da capacidade de carga ( $R_u$ ) do elemento isolado de fundação bem como as parcelas de resistência lateral ( $R_l$ ) e resistência de ponta ( $R_p$ ).

A Figura 5.44 mostra a resistência total e as parcelas de resistência de ponta e lateral, estimadas pelo Método Aoki-Velloso (1975). Esse método de previsão da capacidade de carga forneceu uma resistência de ponta maior que a resistência lateral.

Nos métodos semi-empíricos considerou-se a área cheia, ou seja, não foi levada em consideração a espessura da parede da estaca tubular contribuindo para o cálculo e sim o seu diâmetro externo. As estacas E15 a E20, por exemplo, possuem o mesmo diâmetro externo ( $\varnothing 355,3$  mm), porém espessuras de parede (duas a duas) e comprimentos diferentes. Verifica-se que essas estacas apresentam a mesma resistência de ponta e a pequena variabilidade da resistência lateral se deve à variação do comprimento da estaca.

A Figura 5.45 mostra a resistência total e as parcelas de resistência de resistência de ponta e lateral, estimadas pelo método Décourt-Quaresma (1978,1982). Conforme recomendações do método, os valores de  $N_{SPT}$  são limitados ao valor mínimo de 3 e máximo de 50. Os valores de capacidade de carga obtidos pelo método de Décourt-Quaresma (1978-1982) foram bem inferiores aos valores obtidos pelo método Aoki-Velloso (1975) para o caso em estudo.

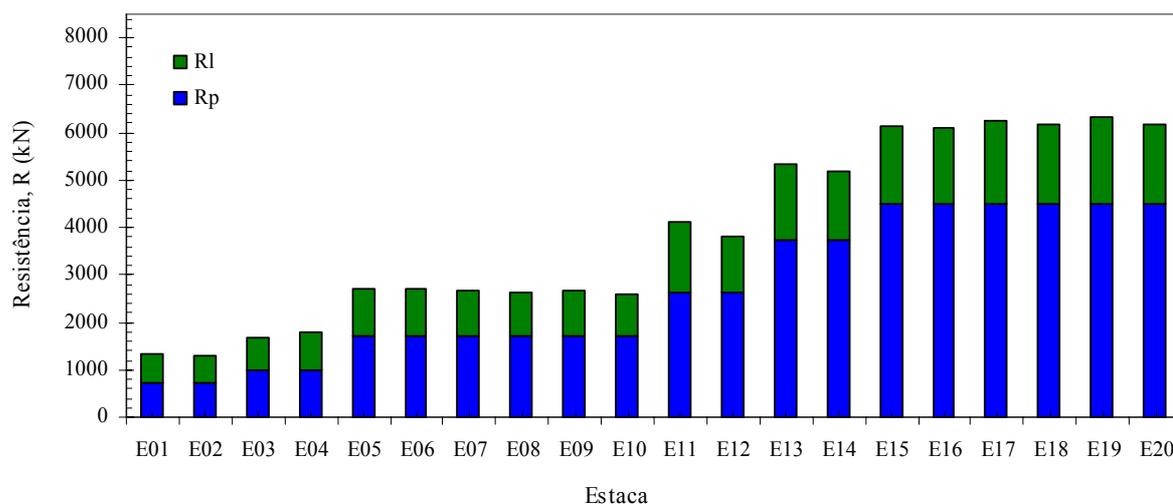


Figura 5.44 Resistência do sistema estaca-solo prevista pela fórmula de Aoki-Velloso (1975)

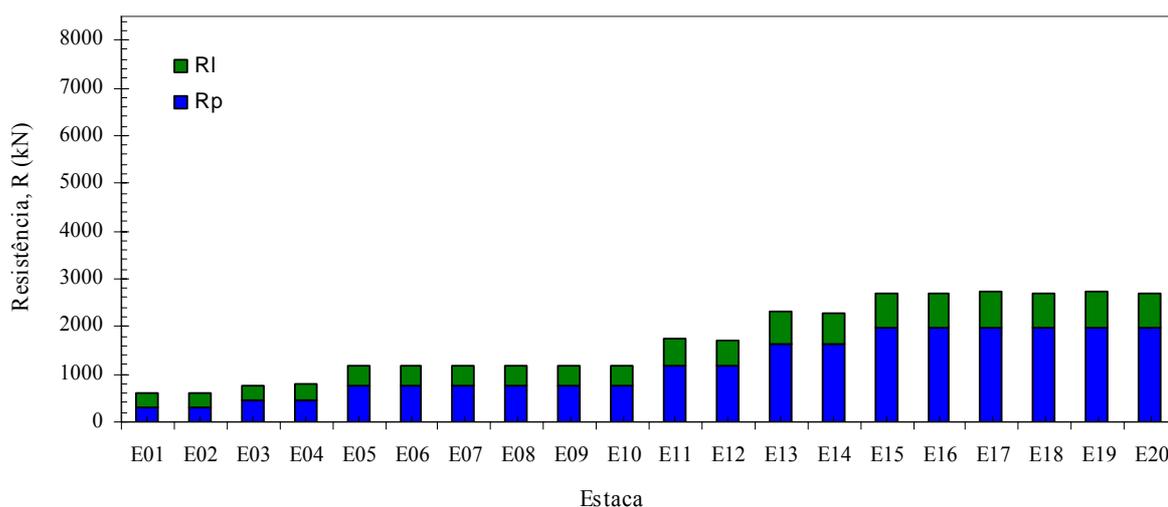


Figura 5.45 Resistência do sistema estaca-solo prevista pela fórmula de Décourt-Quaresma (1978, 1982)

Os valores de resistência total, bem como as parcelas de resistência de ponta e atrito lateral estimadas pelo método Velloso (1987) estão ilustradas na Figura 5.46. As estacas E01, E02 e E04, apresentaram parcela de resistência por atrito lateral maior que a parcela de resistência de ponta, contrariando o comportamento mostrado pelas demais estacas e pelos métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1982). Os valores das parcelas de resistência lateral e de ponta e, conseqüentemente, a resistência total, foram maiores que os valores obtidos pelos demais métodos utilizados neste trabalho.

Com o objetivo de analisar a utilização das fórmulas semi-empíricas estáticas, Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1982) e Velloso (1987), para o sistema estaca-solo apresentado neste trabalho, os valores de capacidade de carga previstos por esses métodos foram comparados com os valores obtidos pelas provas de carga estáticas segundo o critério de interpretação da norma NBR 6122 (ABNT, 1996). Os resultados da capacidade de carga prevista e medida para as estacas nos quais foram realizadas provas de carga estáticas estão

ilustrados na Tabela 5.8. A relação entre a capacidade de carga prevista pelo método Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978, 1982) e Velloso (1987), e a capacidade de carga obtida na prova de carga estática é definida respectivamente por  $\mu_{A-V}$ ,  $\mu_{D-Q}$  e  $\mu_V$ :

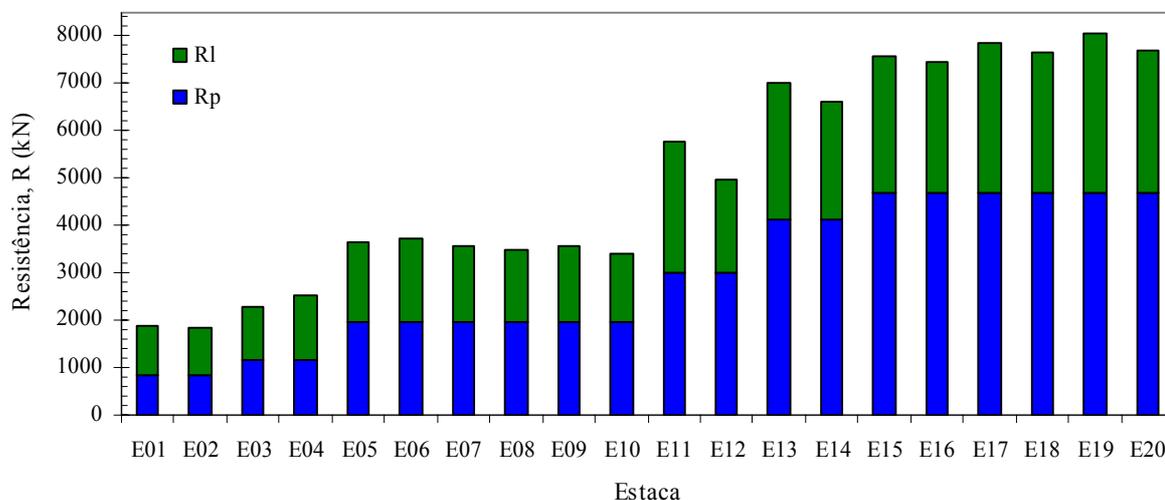


Figura 5.46 Resistência do sistema estaca-solo prevista pela fórmula de Velloso (1987)

Um resumo da análise estatística descritiva dos valores de carga de ruptura está mostrado na Tabela 5.9. Observa-se que para as estacas analisadas neste trabalho o método de previsão da capacidade de carga do sistema estaca-solo que em média mais se aproximou dos valores obtidos nas provas de carga estáticas, interpretadas segundo a NBR 6122, foi o método de Décourt-Quaresma (1978, 1982), com  $\mu_{D-Q} = 0,74$  e desvio padrão igual a 0,08.

Deve-se observar que as provas de carga foram executadas em estacas que já estavam, pelo menos parte, plastificadas. Também os métodos se aplicam a solos e as pontas das estacas estavam provavelmente em rocha.

Tabela 5.8 Resultados de carga de ruptura

Estaca	Resistência Estrutural	NBR 6122	Aoki-Velloso (1975)		Décourt-Quaresma (1978-1982)		Velloso (1987)	
	RE	$R_u$	$R_u$	$\mu_{A-V}$	$R_u$	$\mu_{D-Q}$	$R_u$	$\mu_V$
E01	970	860	1323	1,54	592	0,69	1879	2,18
E02	970	775	1303	1,68	590	0,76	1826	2,36
E04	1260	930	1786	1,92	783	0,84	2541	2,73
E09	2596	-	2658	-	1186	-	3558	-
E10	2596	1800	2595	1,44	1177	0,65	3393	1,89

Tabela 5.9 Análise estatística dos valores de  $\mu_{A-V}$ ,  $\mu_{D-Q}$  e  $\mu_V$ .

Método	Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978-1982)	Velloso (1987)
	$\mu_{A-V}$	$\mu_{D-Q}$	$\mu_V$
Média	1,65	0,74	2,29
Desvio Padrão	0,21	0,08	0,35

### 5.5.2. Resistência Lateral Unitária

A Figura 5.47 apresenta o valor da resistência lateral unitária média ao longo da profundidade, obtida pelos métodos semi-empíricos estáticos comparados com os valores medidos pelo ensaio de carregamento dinâmico interpretado pelo programa CAPWAPC, considerando todas as estacas analisadas neste trabalho. Os valores das resistências laterais unitárias obtidos pelo programa CAPWAPC na Figura 5.47 são as médias dos valores obtidos no golpe que proporcionou maior resistência mobilizada para cada estaca ensaiada.

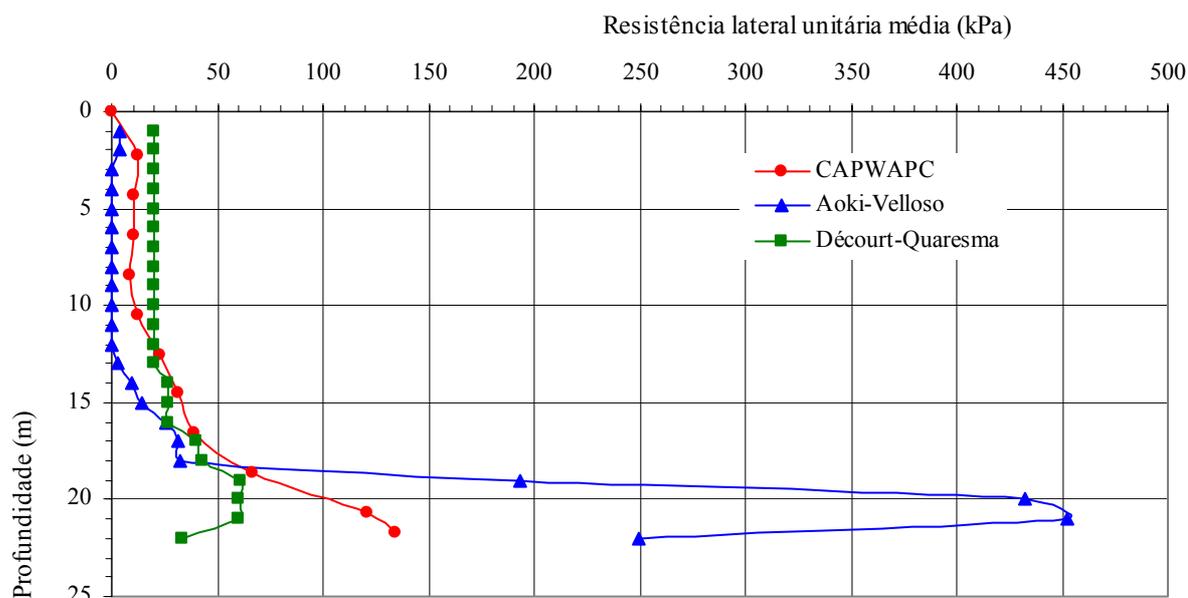


Figura 5.47 Resistência lateral unitária ao longo da profundidade.

Observa-se pelas curvas de resistência lateral unitária ao longo da profundidade que os valores previstos pelos métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1982) não concordam entre si e nem com os valores medidos pelo ensaio de carregamento dinâmico interpretado pelo programa CAPWAPC a partir os dados obtidos na instrumentação eletrônica. A variação da resistência lateral média com a profundidade prevista pelos métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1982) e medida pelo ensaio de carregamento dinâmico para cada estaca analisada neste trabalho encontra-se no Anexo L.

### 5.5.3. Fórmulas dinâmicas

As fórmulas dinâmicas de Hiley (1925), de Uto et al. (1985) e fórmula de Hiley combinada com medidas de energia pelo PDA (Broms e Choo, 1988) são utilizadas neste trabalho para prever a resistência mobilizada do sistema estaca-solo para cada nível de energia aplicado pelo golpe do martelo sobre o topo da estaca no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente e utilizando os valores de nega e repique medidos durante esse ensaio.

#### Fórmula de Hiley (1925)

Primeiramente a fórmula de Hiley (1925) é utilizada para prever a resistência mobilizada, para uma eficiência mecânica do martelo  $e_f$  estimada de 0,8, o valor da compressão elástica do capacete  $C_1$  conforme recomenda Chellis (1961) em função da tensão aplicada na estaca,

coeficiente de restituição ao choque “e” igual a 0,50 e os valores de nega S e repique K ( $C_2 + C_3$ ) medidos durante cada golpe do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.

A Figura 5.48 mostra uma comparação entre os valores de resistência mobilizada obtida pela fórmula de Hiley (1925) e pela análise Case. Um resumo da análise estatística descritiva da relação entre esses dois métodos está apresentado na Tabela 5.10, onde  $\mu_H$  é definido como:

$$\mu_H = \frac{\text{Fórmula de Hiley (1925)}}{\text{Método de Case}} \quad (5.6)$$

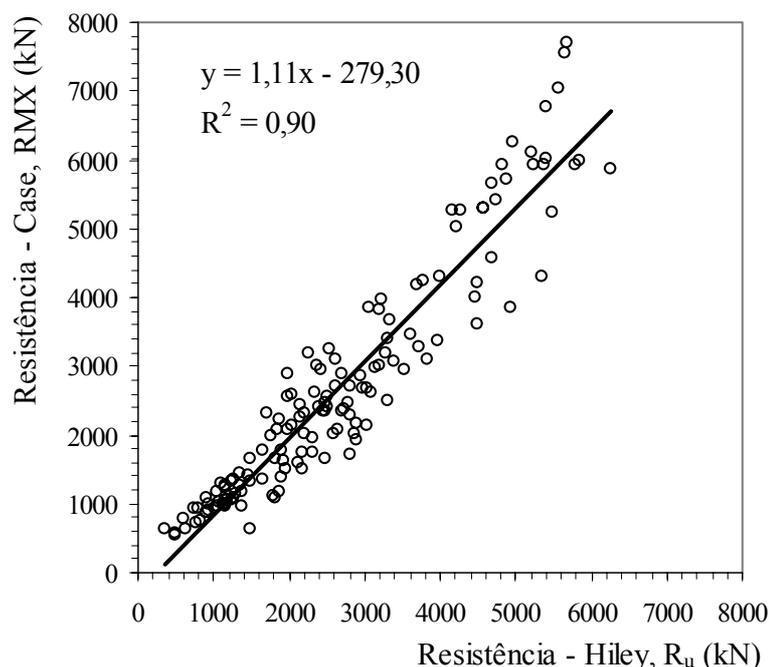


Figura 5.48 Comparação da resistência mobilizada pela fórmula de Hiley (1925) e pelo método Case

Tabela 5.10 Análise estatística dos valores de  $\mu_H$

	$\mu_H$
Valor médio	1,05
Valor mínimo	0,59
Valor máximo	2,36
Desvio Padrão	0,24

Os valores de resistência mobilizada obtida pela fórmula de Hiley (1925), utilizando a nega e o repique elástico medido em campo e para uma eficiência do martelo estipulada de 0,8, estão próximos dos valores obtidos pelo método Case. Em média, a relação dos valores de resistência mobilizada obtida por esses dois métodos é próxima da unidade ( $\mu_H = 1,05$ ).

A grande dispersão nos resultados de resistência mobilizada na cravação obtidas pelas fórmulas dinâmicas se deve principalmente pelo desconhecimento da energia real transmitida

ao topo da estaca pelo impacto do martelo de cravação (Tavenas, 1971; Bernardes et al., 1998). Com o surgimento da monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos torna-se possível obter, entre outras variáveis, a energia realmente transmitida à estaca no nível da instalação dos sensores, e evita assim o processo de quase “adivinhação” da energia de cravação que está sendo realmente transmitida à estaca.

Embora, as resistências mobilizadas pelo sistema estaca-solo obtidas pela fórmula de Hiley (1925) e pelo método Case terem sido satisfatórias para os dados utilizados nesse trabalho, com o intuito de verificar a influência da energia na fórmula dinâmica, substituiu-se na equação de Hiley (1925) a energia obtida para cada nível do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Para que a energia medida pelo ensaio de carregamento dinâmico, utilizando o analisador de cravação PDA, possa ser utilizada nas fórmulas dinâmicas, é necessário retirar da fórmula originalmente proposta as parcelas referentes às perdas de energia até o nível dos sensores.

A equação de Hiley (1925) é deduzida a partir da equação geral (Equação (2.27)) na qual se considera todas as principais perdas de energia durante a cravação. Os valores dos parâmetros que ocasionam a redução da energia potencial aplicada pelo martelo na estaca, como a eficiência do martelo, as compressões elásticas do capacete, da estaca e do solo, são geralmente estimadas. Substituindo na equação originalmente proposta por Hiley (1925), Equação (2.28), a parcela  $e_f \cdot W_r \cdot h$  pela energia medida no analisador de cravação PDA no ensaio de carregamento dinâmico, e anulando as parcelas referentes às perdas de energia até o nível dos sensores, tem-se, como já apresentado por Broms e Choo (1988) e denominada também como fórmula de Hiley simplificada:

$$R_u = \frac{EMX}{[S + 0,5 \cdot K]} \quad \text{ou} \quad R_u = \frac{2 \cdot EMX}{[DMX + S]} \quad (5.7)$$

Os valores de resistência mobilizada obtidos pela fórmula dinâmica de Hiley combinada com medidas de energia pelo PDA (Broms e Choo, 1988), denominada também nesta pesquisa como fórmula de Hiley simplificada, foram comparados com os valores de resistência mobilizada obtida pelo método CASE como apresentados na Figura 5.49. A relação entre esses dois métodos foi denominada de  $\mu_{Ha}$  conforme a Equação (5.8). O resumo da análise estatística descritiva de  $\mu_{HS}$  está ilustrado na Tabela 5.11, onde  $\mu_{HS}$  é definido como:

$$\mu_{HS} = \frac{\text{Fórmula de Hiley simplificada (Broms e Choo, 1988)}}{\text{Método de Case}} \quad (5.8)$$

Embora a relação entre os valores de resistência obtidos pela fórmula de Hiley combinada com medidas de energia pelo PDA e o método Case ser em média um pouco maior ( $\mu_{Ha} = 1,10$ ) que o obtido pela fórmula proposta originalmente, observa-se que o desvio padrão, DP foi menor e igual a 0,15, gerando um coeficiente de correlação mais próximo da unidade ( $R^2 = 0,94$ ).

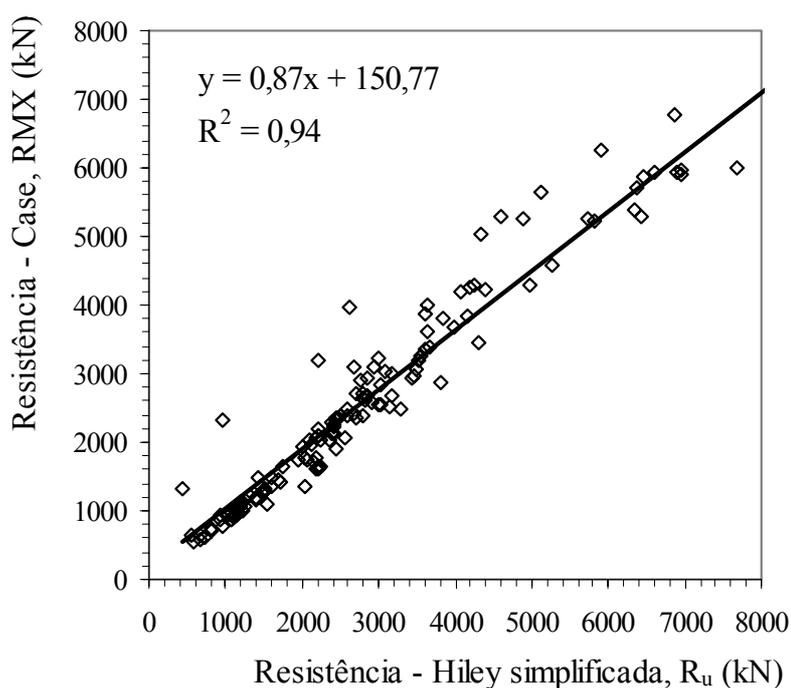


Figura 5.49 Comparação da resistência mobilizada pela fórmula de Hiley adaptada e pelo método Case

Tabela 5.11 Análise estatística dos valores de  $\mu_{HS}$

	$\mu_{HS}$
Valor médio	1,10
Valor mínimo	0,33
Valor máximo	1,48
Desvio Padrão	0,15

#### Fórmula de Uto et al. (1985)

A Figura 5.50 mostra uma comparação entre os valores de resistência mobilizada obtida pela fórmula de Uto et al. (1985) e pela análise Case. A relação entre esses dois métodos foi denominada de  $\mu_U$ , é definida como:

$$\mu_U = \frac{\text{Fórmula de Uto et al. (1985)}}{\text{Método de Case}} \quad (5.9)$$

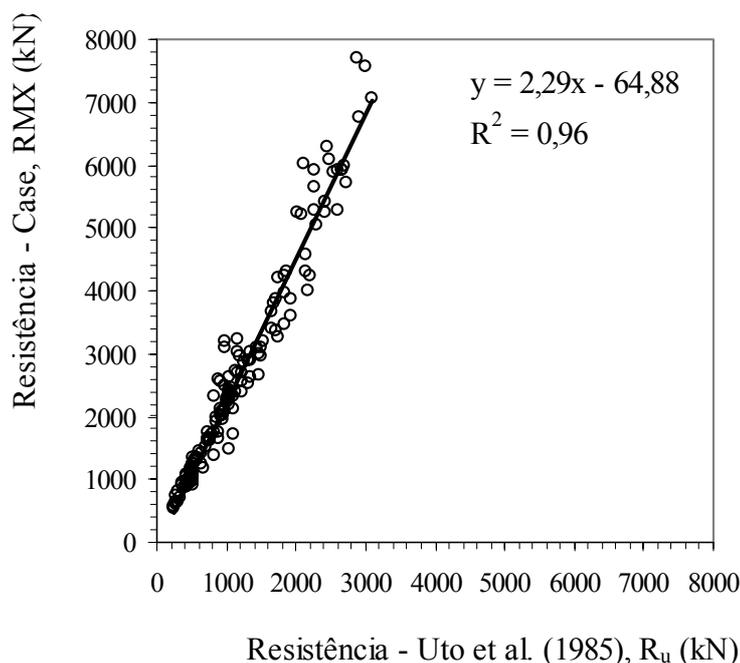


Figura 5.50 Comparação da resistência mobilizada pela fórmula de Uto et al. (1985) e método Case

O resumo da análise estatística descritiva de  $\mu_U$  está ilustrado na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 Análise estatística dos valores de  $\mu_U$

	$\mu_U$
Valor médio	0,46
Valor mínimo	0,30
Valor máximo	0,70
Desvio Padrão	0,06

Utilizou-se nos cálculos a equação de Uto et al. (1985) que admitem  $C_3 = S$  (Equação (2.35)) igual ao valor do repique elástico medido em campo no momento do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente pelo procedimento de Chellis (1961). A Figura 5.50 mostra o ajuste linear dos valores de resistência mobilizada pela fórmula de Uto et al. (1985) e pelo método Case por uma linha de tendência, sua equação e o coeficiente de correlação ( $R^2$ ). O coeficiente de correlação mede a dispersão dos dados em relação a linha de tendência obtida. O bom ajuste dos pontos obtidos ( $R^2 = 0,96$ ) corresponde a um pequeno valor de desvio padrão (DP = 0,06), no entanto, não significa que os valores de resistência obtidos por esses dois métodos foram próximos um do outro. Em média, a relação dos valores de resistência mobilizada obtida por esses dois métodos é igual a 0,46 (bastante inferior à unidade), ou seja, os valores obtidos pela fórmula de Uto et al. (1985) são bastante conservativos em relação aos valores obtidos pelo método Case para os casos analisados neste trabalho.

Souza Filho e Abreu (1990) observam que a equação de Uto et al. (1985) tende a subestimar as cargas mobilizadas para estacas pré-moldadas de concreto com comprimentos menores ou iguais a 20 m e superestimar a partir deste valor.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

---

#### 6.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta as conclusões referentes ao estudo e análises realizadas neste trabalho e as sugestões para futuras pesquisas sobre estacas tubulares de aço de alta resistência.

#### 6.2. CONCLUSÕES

##### 6.2.1. Prova de carga dinâmica

O comportamento do sistema estaca-solo estudado foi comandado pelo elemento estrutural, ou seja, a resistência total do solo mobilizada (parcela resistida pelo atrito lateral mais a parcela resistida pela ponta) foi maior que a resistência estrutural da estaca. Sendo assim, a capacidade de carga da fundação foi igual a carga de escoamento  $R_e$ .

Observou-se que não há uma correlação nítida entre a eficiência do sistema de cravação-amortecimento e a altura de queda do martelo.

A capacidade de carga foi atingida, em média, com uma energia de 67% do valor da capacidade elástica das estacas e, a partir daí, com o aumento de energia cinética máxima aplicada no sistema estaca-solo, as estacas passaram a apresentar um comportamento plástico com a resistência mobilizada atingindo a resistência de escoamento.

De uma forma geral, a resistência do solo foi maior que a força máxima aplicada na estaca. Esse comportamento é um indício que a resistência estrutural pode comandar a ruptura da estaca, que é o elo mais fraco do sistema estaca-solo.

A energia típica das fórmulas dinâmicas variou entre 70% e 98% em 75% das estacas analisadas, considerando todos os golpes aplicados no ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente.

As estacas em estudo apresentaram, de uma forma geral, uma maior resistência de ponta que por atrito lateral. Em duas estacas analisadas a resistência lateral foi desprezível, mobilizando somente a resistência de ponta, para praticamente todos os níveis de energia aplicados no ensaio de prova de carga dinâmica.

A transferência de carga ao longo da profundidade, para a maioria das estacas estudadas, mostrou-se praticamente constante ao longo da espessa camada de argila devido a baixa resistência do solo mobilizada ao longo do fuste da estaca. Após essa camada a parcela de resistência por atrito lateral aumenta, pois a estaca penetra em camadas de solo mais resistentes até apoiar-se no solo residual. A ruptura do sistema para os últimos golpes de energia crescente é mostrada pela perda de resistência ou por tornar-se praticamente constante com o aumento da energia aplicada.

O repique mostrou ser uma ferramenta eficiente no controle de execução de estacas tubulares de aço. Os valores dos deslocamentos máximos ( $D = K + S$ ) medidos por papel e lápis segundo o procedimento de Chellis (1961) e pela instrumentação dinâmica, interpretado segundo o método CASE, foram bem próximos apresentando coeficiente de correlação igual a 0,96.

### 6.2.2. Comparação entre as provas de carga estática e dinâmica

As estacas foram levadas a tensões tão elevadas (maiores que  $F_y$ ), que ocasionam o escoamento dessas estacas e conseqüentemente deformações plásticas nas mesmas, que nos próximos carregamentos se manifestavam com resistências estruturais menores. A insistência na cravação do elemento estrutural de fundação nos carregamentos crescentes acabou provocando perda progressiva da resistência das estacas.

Observa-se, entretanto, que mesmo as estacas estando já sobrecarregadas, em muitos casos atingido o limite de escoamento, a resistência do sistema-estaca solo na prova de carga estática atingiu em torno de 70% a 80% da carga de escoamento da estaca.

A energia de deformação na prova de carga dinâmica, de uma forma geral, foi maior que a energia de deformação da prova de carga estática. A diminuição da energia de deformação apresentada, para um mesmo deslocamento, da prova de carga dinâmica para a estática mostrou que o sistema não foi repetitivo. A resistência do sistema estaca-solo diminuiu e o deslocamento aumentou, significando que houve uma quebra da estrutura do solo/rocha que apóia o elemento estrutural de fundação ou a plastificação do elemento estrutural, não sendo possível detectar qual dos dois casos ocorreu.

Nas estacas de alta resistência estrutural estudadas os deslocamentos totais correspondentes à carga de trabalho foram bastantes elevados, o que implica em recalques elevados. Essas estacas são mais resistentes que as estacas fabricadas com aço convencional, atingindo carga admissível maior, porém o módulo de elasticidade dos dois aços é igual, então o comportamento do sistema estaca-solo passa a ser comandado pelo estado limite de serviço e não pelo estado limite último. Assim, o emprego dessas estacas em fundação pode ser limitado pelo recalque e não pela resistência do elemento estrutural.

### 6.2.3. Fórmulas estáticas semi-empíricas

Os métodos Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978-1982) e Velloso (1987) forneceram resistências de ponta maiores que as resistências laterais, concordando neste aspecto, com as análises dinâmicas feitas pelo método CAPWAPC.

Comparações entre os valores de capacidade de carga previstos pelas fórmulas semi-empíricas estáticas com os valores obtidos pelas provas de carga estáticas segundo o critério de interpretação da norma NBR 6122 (ABNT, 1996) mostraram, para as condições da análise, que os métodos Aoki-Velloso (1975) e Velloso (1987) superestimaram o valor da capacidade de carga e o método Décourt-Quaresma (1978, 1982) subestimou, sendo este método o que forneceu valores de capacidade de carga mais próximos dos valores obtidos na prova de carga estática, com um desvio padrão igual a 0,08. No entanto, tal conclusão deve ser vista com restrições, pois as estacas já estavam estruturalmente rompidas.

Comparações entre a resistência lateral unitária média ao longo da profundidade, obtida pelos métodos semi-empíricos estáticos com os valores medidos pelo ensaio de carregamento dinâmico interpretado pelo programa CAPWAPC mostraram que os valores previstos pelos métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978, 1982) não concordam entre si e nem com os valores obtidos pelo programa CAPWAPC.

#### **6.2.4. Fórmulas dinâmicas**

Comparações entre a resistência mobilizada determinada pelo método Case e a resistência calculada pelas fórmulas dinâmicas de Hiley (1925), de Uto et al. (1985), e de Hiley combinada com medidas de energia pelo PDA (Broms e Choo, 1988) apresentaram coeficiente de correlação entre 0,90 a 0,96 e desvio padrão igual a 0,24, 0,06 e 0,15, respectivamente. Os resultados médios obtidos pela fórmula de Hiley (1925) foram praticamente coincidentes com os resultados obtidos pelo método Case, mas a fórmula de Uto et al. (1985) subestimou a capacidade de carga de todas as estacas analisadas neste trabalho.

#### **6.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

Avaliar a capacidade de carga do sistema estaca-solo de estacas tubulares de aço de alta resistência, cravadas numa formação geológica diferente da estudada nessa pesquisa, por exemplo, num solo arenoso.

Avaliar a influência da bucha em estacas tubulares de aço cravadas de ponta aberta nos cálculos da capacidade de carga do sistema.

Estudar o comportamento carga-deslocamento do sistema estaca-solo contemplando as tensões residuais, uma vez que o mecanismo de transferência de carga ao solo é alterado por estas tensões, onde parte do deslocamento permanente pode ser na realidade um deslocamento elástico que foi impedido pelas forças de resistência lateral do solo.

## CAPÍTULO 7

### REFERÊNCIAS

---

ABNT (1994). “Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico”. NBR 13208. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Out., 4 p.

ABNT (1995). “Estacas - Prova de carga estática – Método de ensaio”. NBR 12131. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Nov., 4 p.

ABNT (1996). “Projeto e execução de fundações. NBR 6122”. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Abr., 33 p.

ABNT (2003). “Projeto e execução de estruturas de aço e estruturas mistas aço-concreto de edifícios”. NBR 8800. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Ago., 289 p.

ALBUQUERQUE E CARVALHO (1998). “Previsão da capacidade de carga de estaca pré-moldada através de prova de carga dinâmica e controle pelo repique”. 11º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XI COBRAMSEG. v.3, pp. 1345-1349.

ALONSO, U. R. (1991). “Previsão e controle das fundações”. Ed. Edgard Blücher Ltda, São Paulo. 142 p.

AOKI, N.; Velloso, D. A. (1975). “An approximate method to estimate the bearing capacity of piles”. In: V PCSMFE, Buenos Aires, v. 1, pp. 367-376.

AOKI N. (1985). “Proceedings of the First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils”. ABMS, v. 4, pp. 33-38.

AOKI N. (1986). “Controle *in situ* da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas via repique elástico da cravação. Publicação ABMS/ABEF/IESP. 48 p.

AOKI N. E ALONSO U. (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, pp. 287-295.

AOKI N. (1989). “Prediction of the behavior of vertical driven piles under static and dynamic conditions. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Driveability of Piles. Rio de Janeiro, v. 2, pp. 56-61.

AOKI, N.; MELLO, V. F. B. (1992). “Dynamic loading test curves”. Fourth International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles. The Hague, Barends, pp. 525-530.

AOKI, N.; NETO, C. A. (1994). "Fundações profundas na Baixada Santista". ABMS, cap. 7, pp. 155-177.

AOKI, N. (1997). Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos. 111 p.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. (1997). "New interpretations of the dynamic loading curves for driven piles based on the energy approach". Recent Developments in Soil Pavement Mechanics. Proceeding of the International Symposium on Recent. Balkema, Rotterdam. pp. 467-472.

AOKI, N. (2000). "Keynote lecture: Improving the reliability of pile bearing capacity prediction by the dynamic increasing energy test (DIET)". Proceedings of the sixth international conference on the application of stress-wave theory to piles. Set, pp. 635-651.

AOKI, N.; CINTRA, J. A. (2000). Carga admissível e carga característica de fundações por estacas. Solos e Rochas, São Paulo, 23, (2), pp. 137-142.

AOKI, N.; CINTRA, J. A.; MENEGOTTO, M. L. (2002). Segurança e confiabilidade de fundações profundas. 8º Congresso Nacional de Geotecnia. A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro. Lisboa, Portugal. v.2, pp. 797-806.

ARAGÃO, C. J. G. de (1975). "Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 154 p.

ÁVILA, I.A. de (2001). "Análise do comportamento de estacas metálicas cravadas na Bacia de Taubaté através de provas de carga dinâmica de energia crescente". São Carlos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 162 p.

BALECH, J. (2000). "Análise da transferência de carga de estacas cravadas em argila mole a partir de provas de carga dinâmica de energia crescente". São Carlos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 153 p.

BELL, K. R.; DAVIE, J. R.; CLEMENTE, J. L.; LIKINS, G. (2002). "Proven Success for driven pile foundations". Deep Foundations 2002. An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance. Proceedings of the International Deep Foundations Congress 2002. Fev.14-16, Orlando, Florida. v.2, pp. 1029-1037.

BERNADI, E.; MERICHELLI, M. P.; TANAKA, E. T. (1991). "O método CAPWAP e sua aplicação no caso do campo experimental da EPUSP/ABEF". In: SEFE II, 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo. Nov, v.1 p. 31-39.

BERNARDES, G. P.; GONÇALVES, C. S.; FORTUNATO, S. G. S. (1998). "Prova de carga dinâmica em uma estaca pré-fabricada apoiada em areia argilosa densa". 11º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XI COMBRASEG. v.3, p. 1535-1542

- BJERRUM, L. (1957). "Norwegian Experiences with Steel Piles to Rock". *Geotechnique*, v. 7, n. 2, pp. 73-96.
- BOWLES, J. E. (1992). *Wave Equation Program - FADWAVE*, The manual of the Engineering Computer Software, EUA, 17 p.
- BOWLES, J.E. (1996). "Foundation analysis and design". International Student Edition. McGraw-Hill International Book Company. Ed. 3, 816 p.
- BROMS, B. B.; CHOO, L. P. (1988). "A simple pile driving formula based on stress-wave measurements". Third International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles, Ottawa, Canada, pp. 591-600.
- CARR, L.; HIRSCH, T. J.; LOWERY Jr, L. L. (1976). "Pile analysis – Wave Equation Computer Program". User's manual (TTI Program). pp. 1-77.
- CASTELLO, R. R. (1979), "Bearing capacity of driven in sand", Tese de doutorado. Texas A&M University, EUA, 139 p.
- CHELLIS, R. R. D. (1961). "Pile Foundations: H piles and other Metal piles". New York: McGraw – Hill Book Co. I. 2. ed., 104 p.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. (1975). "Dynamics of Structures". USA, McGraw-Hill. 629 p.
- CODUTO, D. P. (1994). *Foundation Design. Principles and Practices*. Prentice Hall. 826 p.
- COSTA FILHO, L. M.; ARAGÃO, C. J. G.; VELLOSO, P. P. C. (1985). "Características geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio de Janeiro". *Revista Solos e Rochas*, v.8 (1), pp. 3-13.
- CPRM (2004). Serviço Geológico do Brasil. "Estudos Geoambientais do Estado do Rio de Janeiro". <http://www.cprm.gov.br>
- CUMMINGS, A. E. (1940). *Dymanic Pile Driving Formulas*. Journal Boston Society Civil Engineers. V. 27, pp. 6-27
- DANZIGER, B. R.; FERREIRA, J. S. (2000). "Back-analyses of steel pile driving records for quality assurance". *Application of Stress-Wave Theory to Piles*. pp. 657-663.
- DAVISSON, M. T.; ROBINSON, K. E. (1965). "Bending and buckling of partially embedded piles". *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. VII, Divisions 3-6, Montreal, pp. 243-246.
- DAVISSON, M. T. (1972). "High capacity piles" *Proceedings, lecture Series. Innovations in Foundation Construction*, ASCE, Illinois Section, 52 p.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1978). "Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT". 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro, v. 1, pp. 45-53.

- DÉCOURT, L. (1982). "Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT". Proceedings, 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing. Amsterdam. v1, pp. 29-34.
- DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. Â. (1996). "Análise e projeto de fundações profundas". Livro Fundações. Editora PINI, São Paulo. pp. 723-751.
- FELLENIOUS, B. H. (1980). "The analysis of results from routine pile load tests". Ground Engineering, pp. 19-31
- FELLENIOUS, B. H. (1999). "Bearing capacity of footings and piles – a delusion?". DFI Annual Meeting, Oct., Michigan, 17 p.
- FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. (1992). Piling Engineering. Blackie A&P, John Wiley & Sons, Inc. ed. 2. 390 p.
- GOBLE, G.; FRANK, R.; LIKINS JR, G. E. (1980). "The analysis of pile driving – A state of the art". International Seminar on the Application of Stress-Wave Theory on Piles. Stockholm, Jun, pp. 131-161.
- GODOY, N. S. DE (1983). "Interpretação de provas de carga em estacas". Encontro Técnico sobre Capacidade de Carga de Estacas Pré-Moldadas. ABMS. pp. 25-60.
- GOMES, R. C.; LOPES, F. D. R. (1986). "Uma avaliação de métodos de controle de cravação de estacas". VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Out. v.6, pp. 23-34.
- GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; FORTUNATO, S. G. S.; BERNARDES, G. P. (1998). "Estudo da relaxação em uma estaca pré-fabricada através de ensaios de carregamento dinâmicos". 11<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XI COBRAMSEG. v.3, p. 1543-1548.
- GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; FORTUNATO, S. G. S.; BERNARDES, G. P. (2000). "Controle de fundações profundas através de métodos dinâmicos". 252 p.
- GRL (1998). GRLWEAP Program – Wave Equation Analysis of Pile Driving, Procedures and Models. GRL and Associates, Inc. Cleveland, Ohio, 54 p.
- HANNIGAN, P. J. (1990). Dynamic monitoring and analysis of pile foundation Installations. Prepared by Continuing Education Committee of Deep Foundation Institute. pp. 1-69.
- HANSBO, S. (1994). Foundation Engineering. Developments in Geotechnical Engineering, 75. 519 p.
- HILEY, A. (1925). "A rational pile driving formula and its application in piling practice explained". Engineering 129, p. 657-721.
- HUSSEIN, M. H; SHARP, M.R.; KNIGHT, W.F. (2002). "The use of superposition for evaluating pile capacity". Deep Foundations 2002. An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance. Proceedings of the International Deep Foundations Congress 2002. Fev.14-16, Orlando, Florida. v.1, pp. 6-21.

- HWANG, J.H.; LI, J. C. C.; LIANG, N. (2003). "On methods for interpreting bearing capacity from a pile load test". *Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society. Geotechnical Engineering. Apr*, v. 34, n. 1, pp. 27-39.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1969) – "Soil Mechanics". Massachusetts Institute of Technology. John Wiley & Sons, Inc. 553 p.
- LONG, J. H.; MANIACI, M.; SAMARA, E. A. (2002). "Measured and predicted capacity of H-Piles". *Proceedings of the International Deep Foundations Congress 2002. Fev.14-16, Orlando, Florida. Vol 2*, pp. 542-558
- NIYAMA, S. (1991). "Provas de carga dinâmica em estacas". In: SEFE II, 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo. v.2, pp. 229-268.
- NIYAMA, S.; AOKI, N. (1991). "Correlação entre provas de carga dinâmica e estática no campo experimental da EPUSP/ABEF". In: SEFE II, 2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, São Paulo. v.1, pp. 285-293.
- NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P.R. (1996). "Verificação do desempenho". *Livro Fundações*. Editora PINI, São Paulo. pp. 723-751.
- OLSON e FLAATE (1967). "Pile-driving formulas for friction piles in sand". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. pp. 279-296.
- ORTIGÃO, J.A. (1993). *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*, Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., 1993, 368 p.
- PACHECO SILVA (1953). "Shearing strength of a soft clay deposit near Rio de Janeiro". *Géotechnique*, v.3, 300 p.
- PECK, R. B.; HANSON, W. E.; THORNBURN, T. H. (1974). "Foundation Engineering". e.2, Wiley & Sons. 312 p.
- PEREIRA, M. (1997). "Considerações sobre capacidade de carga de estacas pela teoria da equação da onda". *Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo*. 107 p.
- RAUSHE, F.; GOBLE, G. G.; LIKINS JR., G. E. (1985). "Dynamic determination of pile capacity". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE*, Mar, v.111, n. 3, pp. 367-383.
- REESE, L. C. (1972). "Axial capacity". *Proceedings Speciality Conference on Performance of Earth and Earth-supported Structures*. pp. 201-206.
- ROSA, R. L. D. (2000). "Proposição de modificação das fórmulas dinâmicas de cravação de Chellis e de Uto et al., a partir de resultados obtidos do método Case". *Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo – Escola Politécnica*. 197 p.
- ROSA, R. L. D.; WOLLE, C. M. (2001). "Proposição de modificação da fórmula dinâmica de cravação de Chellis a partir de resultados obtidos com o método Case". *Solos e Rochas*.

Set-Dez. v. 24, n. 3, pp.241-248.

SHAKHIREV, V.; MAGNAN, J.-P.; EJJAOUANI, H.; CHAMAOU EL FIIHRI, O. (1997). "Calcul des pieux courts rigides soumis à des forces horizontales". Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 210. pp. 55-75.

SMITH, E. A. L. (1960). "Pile driving analysis by the wave equation". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Aug, v. 86, SM4, pp. 35-61.

SOUZA Filho, J. M.; ABREU, P. S. B. (1990). Procedimentos para controle de cravação de estacas pré-moldadas de concreto. 6° CBGE e IX COMBRASEF, Salvador, v.2, pp. 309-320.

SOWERS, G. F. (1979). Introductory Soil Mechanics & Foundations. Geotechnical Engineering. Collier MacMillan Publishers. ed. 4. 621 p.

SVINKIN, M. R. (2002). "Engineering judgment in determination of pile capacity by dynamic methods". Deep Foundations 2002. An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance. Proceedings of the International Deep Foundations Congress 2002. Fev. 14-16, Orlando, Florida. v. 2, pp. 899-914.

TAVENAS, F. (1971). "Limitations of the driving formulas for predicting the bearing capacities of piles in sand". Canadian Geotechnical Journal, 9, 47, pp. 47-62.

TERZAGHI, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons, Inc., New York, pp. 137-143.

TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J. M. (1970). "Theory of elasticity". McGraw-Hill Book Co., 3 ed., 416 p.

UTO, K.; FUYUKI, M.; SAKURAI, M. (1985). "An equation for the dynamic bearing capacity of the pile base on wave theory". Proceedings of the International on Penetrability and Drivability of Piles. San Francisco, v. 2, pp. 95-100.

VEEN, C. V. D. (1953). "The bearing capacity of a pile". Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Switzerland, v. 2, pp. 84-90.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2002). "Fundações profundas". Publicação da COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro. v.2, 472 p.

VELLOSO, D. de A.; ALONSO, U. R. (2000). "Previsão, controle e desempenho de fundações". Previsão de desempenho x comportamento real. Publicação ABMS. São Paulo. pp. 95-139.

VELLOSO, P. P. C. (1987). Fundações – Aspectos Geotécnicos. Notas de aula, NA 01/82, Departamento de engenharia civil da PUC/RJ, v. 3/3, ed. 5. pp. 300C-300F.

WHITAKER, T.; BULLEN, F. R. (1981). "Pile testing and pile-driving formulae". In: Piles and foundations, Edited by F. E. Young. Thomas Telford Ltda, pp. 121-134.

WYLLIE, E. D. C. (1992). "Foundation on Rock". E&F Spon, Londres, Inglaterra. 333 p.

## **CAPÍTULO 8**

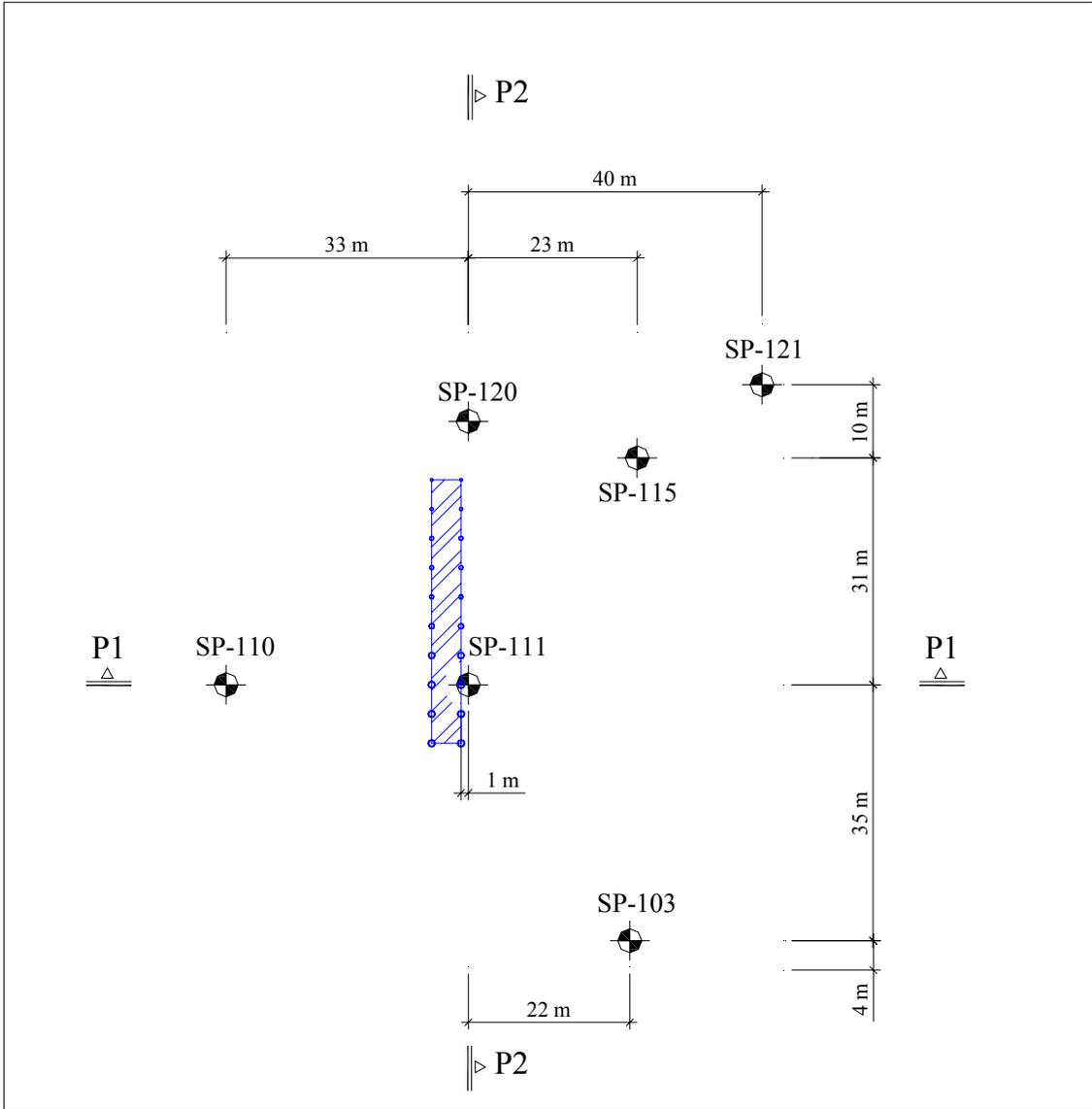
### **ANEXOS**

---

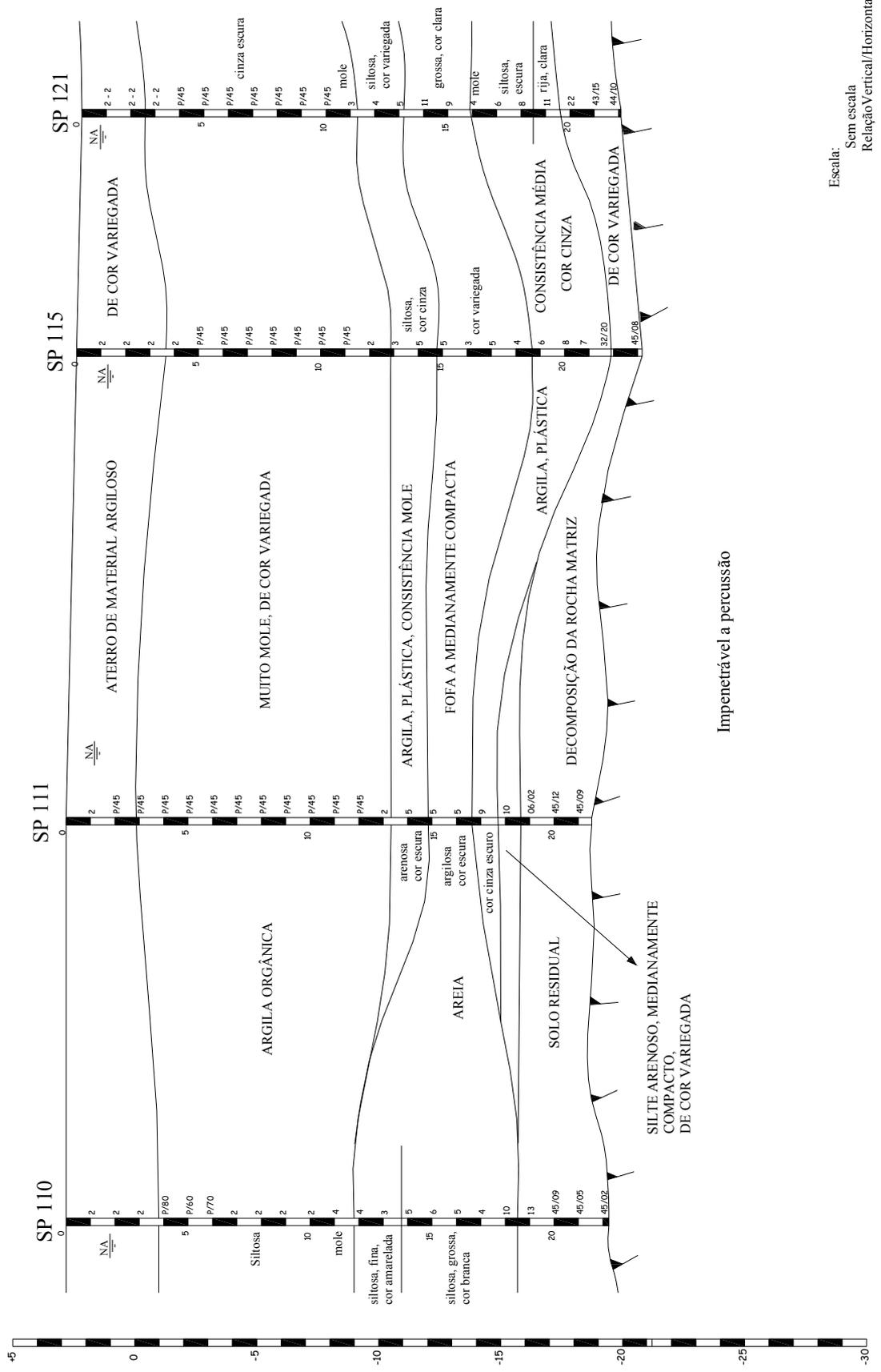
## **ANEXO A**

### **LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM E PERFIL GEOTÉCNICO**

---



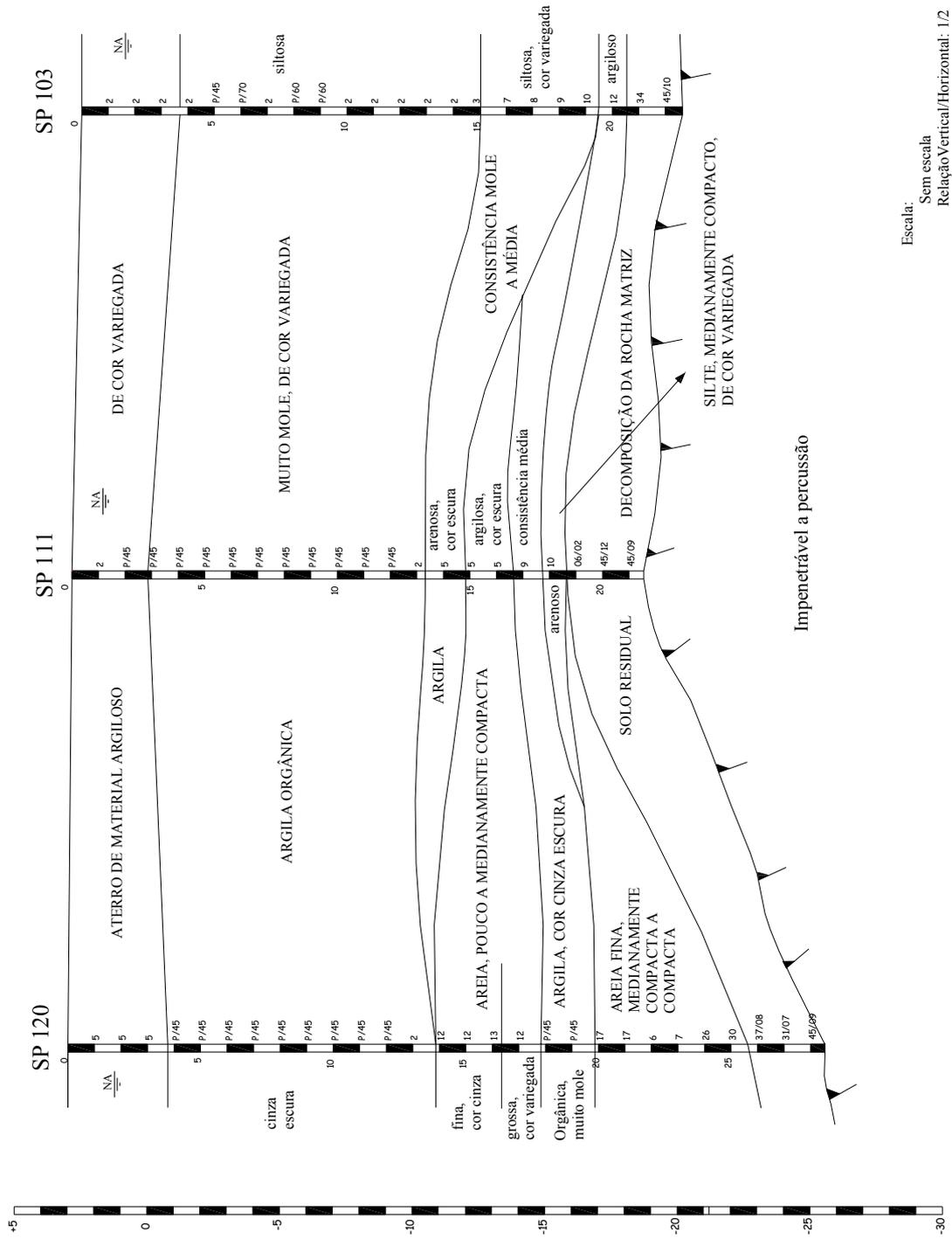
# PERFIL GEOTÉCNICO - P1



Impenetrável a percussão

Escala:  
Sem escala  
Relação Vertical/Horizontal: 1/2

# PERFIL GEOTÉCNICO - P2



Escala:  
Sem escala  
Relação Vertical/Horizontal: 1/2

## **ANEXO B**

### **TABELA COM VALORES DE NEGA, REPIQUE E DESLOCAMENTO MÁXIMO MEDIDOS NO TOPO DA ESTACA**

---

Tabela B.1. Valores de nega, repique e deslocamento máximo do topo da estaca medido pela instrumentação dinâmica pelo procedimento proposto por Chellis (1991)

Estaca (m)	Golpe	Hq (m)	Nega medida (mm/g)	K medido (mm)	S + K (mm)	DMX (mm)	K calculado (mm)
E01	1	0,3	2	16	18	16,7	14,7
	2	0,6	2	21	23	23,5	21,5
	3	0,9	2	30	32	33,2	31,2
	4	1,2	3	35	38	37,7	34,7
	5	1,5	4	-	-	44,1	40,1
	6	1,7	8	-	-	47,4	39,4
E02	1	0,3	2	16	18	18,5	16,5
	2	0,6	2	23	25	24,7	22,7
	3	0,9	2	31	33	33,6	31,6
	4	1,2	4	-	-	39	35
	5	1,5	12	-	-	48,1	36,1
	6	1,7	12	-	-	48,6	36,6
E03	1	0,2	0	16	16	15,3	15,3
	2	0,4	0	24	24	24,5	24,5
	3	0,6	0	29	29	29,9	29,9
	4	0,8	0	33	33	33,3	33,3
	5	1,2	9	-	-	42,4	33,4
	6	1,4	20	-	-	53,9	33,9
	7	1,4	20	-	-	51,5	31,5
	8	1,6	23	-	-	55,3	32,3
	9	1,8	27	-	-	59,7	32,7
	10	2	31	-	-	62	31
	11	2,2	36	-	-	69	33
E04	1	0,2	2	13	15	14	12
	2	0,4	2	17	19	18,7	16,7
	3	0,6	2	21	23	23,1	21,1
	4	0,8	2	26	28	28	26
	5	1	2	-	-	30,7	28,7
	6	1,2	2	-	-	35,7	33,7
	7	1,4	2	-	-	34,2	32,2
	8	1,6	2	-	-	36	34
	9	1,8	4	-	-	43,8	39,8
E05	1	0,5	0	15	15	15,1	15,1
	2	1	0	24	24	24,9	24,9
	3	1,5	1	28	29	29,2	28,2
E06	1	1	1	-	-	25,2	24,2
	2	1,5	3	-	-	31,1	28,1
	3	2	7	-	-	33,7	26,7
	4	2,5	11	-	-	43,3	32,3
	5	3	14	-	-	40,2	26,2
	6	4	30	-	-	60,3	30,3
	7	4,5	34	-	-	58,3	24,3
	8	5	38	-	-	68,1	30,1
E07	1	0,25	0	10	10	9,5	9,5
	2	0,5	0	19	19	18,5	18,5
	3	0,75	0	28	28	27,5	27,5
	4	1	0	32	32	32,8	32,8
	5	1,25	1	39	40	38,6	37,6
	6	1,5	1	?		42,1	41,1
	7	1,75	3	?		47	44
	8	2	6	?		49,1	43,1
	9	2,5	9	-	-	55,2	46,2

Tabela B.1. Valores de nega, repique e deslocamento máximo do topo da estaca medido pela instrumentação dinâmica pelo procedimento proposto por Chellis (1991) – (Continuação)

<b>Estaca (m)</b>	<b>Golpe</b>	<b>Hq (m)</b>	<b>Nega medida (mm/g)</b>	<b>K medido (mm)</b>	<b>S + K (mm)</b>	<b>DMX (mm)</b>	<b>K calculado (mm)</b>
E08	1	0,5	1	20	21	20,8	19,8
	2	1	1	30	31	31,1	30,1
	3	1,5	1	38	39	39	38
	4	2	4	44	48	48,8	44,8
	5	2,5	8	44	52	54	46
E09	1	0,25	0	14	14	13,7	13,7
	2	0,5	0	21	21	22	22
	3	0,75	0	28	28	30,7	30,7
	4	1	0	34	34	33,8	33,8
	5	1,25	0	36	36	35,7	35,7
	6	1,5	3	40	43	42,7	39,7
	7	1,75	3	42	45	43,4	40,4
	8	2	5	45	50	47,9	42,9
	9	2,25	5	49	54	53,9	48,9
	10	2,5	15	-	-	59,7	44,7
E10	1	0,5	0	20	20	19,6	19,6
	2	1	0	31	31	30,9	30,9
	3	1,5	3	35	38	38	35
	4	2	10	34	44	44,3	34,3
	5	3	19	37	56	57,6	38,6
E11	1	0,4	2	10	12	11,3	9,3
	2	0,8	2	15	17	17,6	15,6
	3	1,2	2	19	21	21,6	19,6
	4	1,6	2	-	-	24,6	22,6
	5	2	2	-	-	29,8	27,8
	6	2,4	2	-	-	31,4	29,4
E12	1	0,5	0	12	12	13,4	13,4
	2	0,8	0	21	21	22,9	22,9
	3	1,2	0	27	27	27,3	27,3
	4	1,6	2	29	31	37,4	35,4
	5	2	3	37	40	44,9	41,9
	6	2,4	3	41	44	48,9	45,9
E13	1	0,5	0	16	16	15,9	15,9
	2	1	0	26	26	25	25
	3	1,5	0	32	32	30,7	30,7
	4	2	4	34	38	36,3	32,3
	5	2,5	8	37	45	42	34
	6	4,5	15	-	-	56,9	41,9
	7	5	-	-	-	64,8	-
	8	5,5	18	-	-	62,3	44,3
	9	5,5	22	-	-	62,7	40,7
E14	1	0,5	0	16	16	18,2	18,2
	2	1	0	23	23	23,2	23,2
	3	1,5	2	29	31	31	29
	4	2	3	33	36	31,8	28,8
	5	2,5	3	38	41	38,8	35,8
	6	5	9	-	-	58	49
	7	5,5	18	-	-	67	49

Tabela B.1. Valores de nega, repique e deslocamento máximo do topo da estaca medido pela instrumentação dinâmica pelo procedimento proposto por Chellis (1991) – (Continuação)

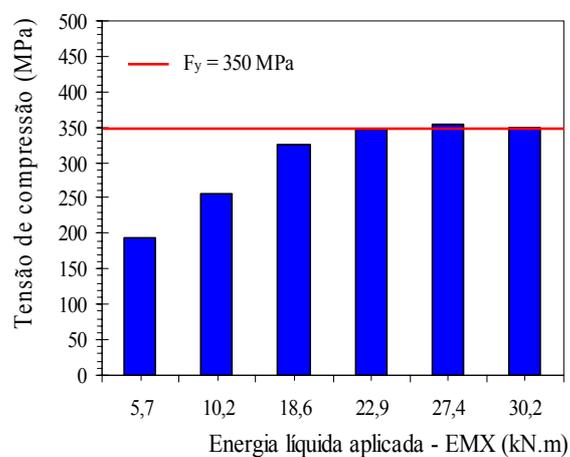
Estaca (m)	Golpe	Hq (m)	Nega medida (mm/g)	K medido (mm)	S + K (mm)	DMX (mm)	K calculado (mm)
E15	1	0,4	0	-		12,4	12,4
	2	0,8	0	-		17,1	17,1
	3	1,2	0	-		26,7	26,7
	4	1,6	0	32	32	31	31
	5	2	3	37	40	37,9	34,9
	6	2,4	5	38	43	33,9	28,9
E16	1	0,5	0	14	14	15,7	15,7
	2	1	0	24	24	23,9	23,9
	3	1,5	1	30	31	30,5	29,5
	4	2	1	34	35	31,8	30,8
	5	5	30	-	-	70,3	40,3
E17	1	0,5	0	12	12	10,2	10,2
	2	1	0	19	19	16,2	16,2
	3	1,5	0	25	25	24,7	24,7
	4	2	1	31	32	27,5	26,5
	5	2,5	2	34	36	34,4	32,4
	6	3	3	-	-	37,2	34,2
	7	4	10	-	-	47	37
E18	1	0,5	0	10	10	11,3	11,3
	2	1	0	17	17	17,3	17,3
	3	1,5	0	24	24	21,8	21,8
	4	2	0	27	27	23,4	23,4
	5	2,5	2	31	33	27,4	25,4
	6	3,5	3	40	43	40,2	37,2
	7	4	5	-	-	44,3	39,3
	8	4,5	6	-	-	44,2	38,2
	9	5	8	-	-	47,5	39,5
	10	5,5	10	-	-	47,3	37,3
E19	1	0,5	0	12	12	10,4	10,4
	2	1	0	16	16	14,4	14,4
	3	1,5	1	18	19	17,7	16,7
	4	2	3	20	23	21	18
	5	2,5	4	23	27	23,7	19,7
	6	3	7	23	30	26,6	19,6
	7	3,5	8	-	-	28,8	20,8
	8	4	13	-	-	35,9	22,9
	9	4,5	14	-	-	35,2	21,2
	10	5	14	-	-	41,5	27,5
	11	5,5	19	-	-	44,5	25,5
E20	1	0,5	0	7	7	6,4	6,4
	2	1	0	15	15	15,3	15,3
	3	2	2	22	24	20,4	18,4
	4	2,5	2	24	26	25,6	23,6
	5	3,5	4	29	33	31,3	27,3
	6	4	6	-	-	34,6	28,6
	7	4,5	8	-	-	39,2	31,2
	8	5	11	-	-	41,1	30,1

## **ANEXO C**

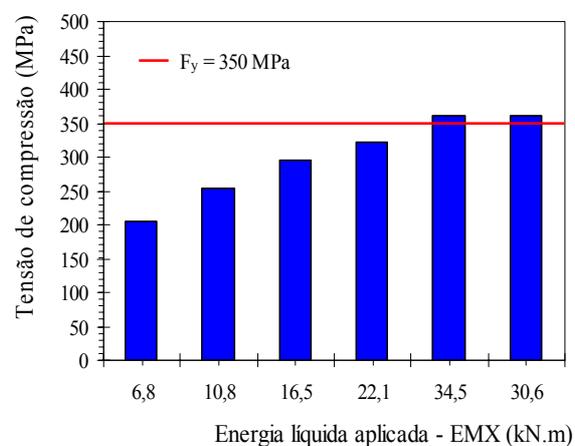
### **TENSÃO DE COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA ENERGIA APLICADA**

---

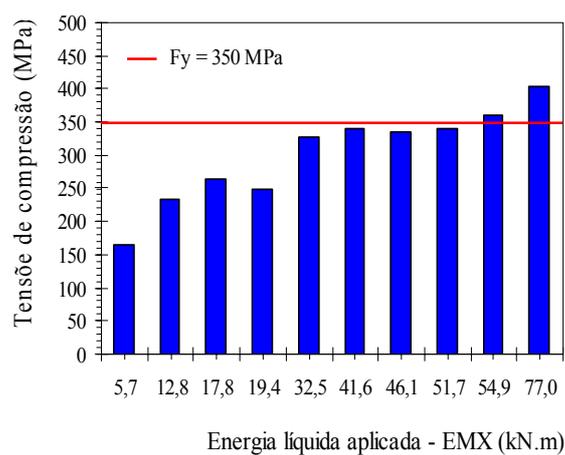
E01



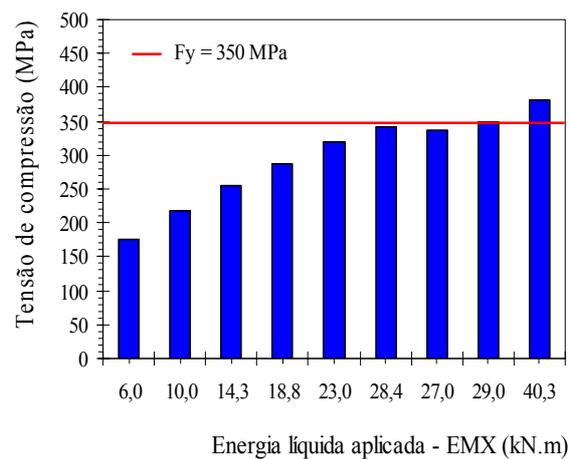
E02



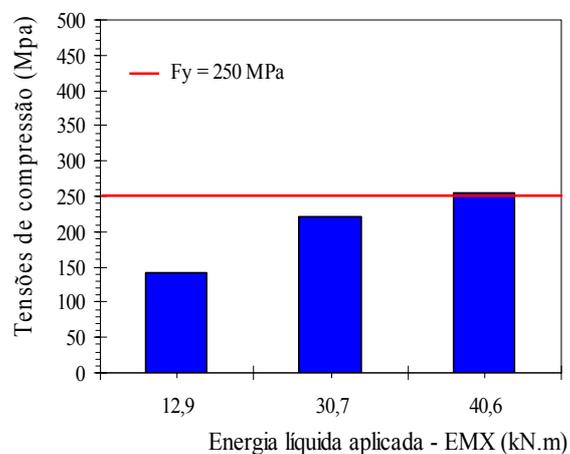
E03



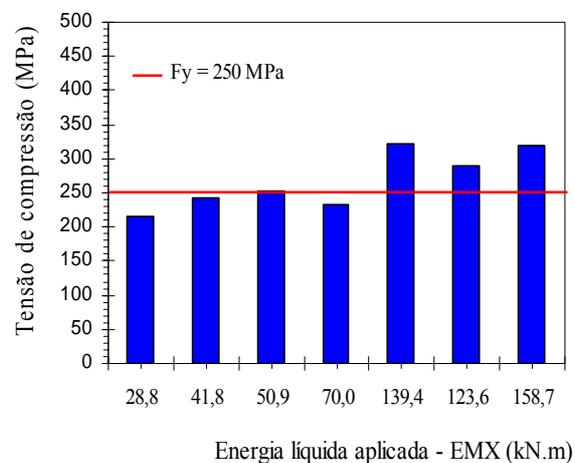
E04



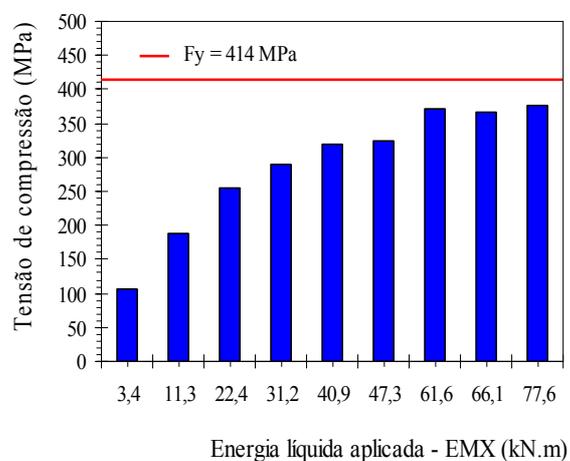
E05



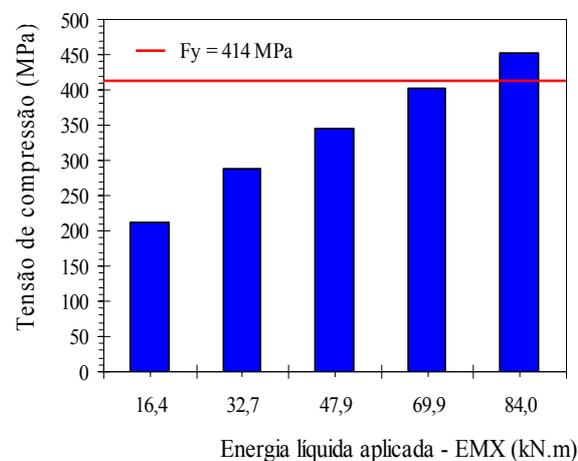
E06



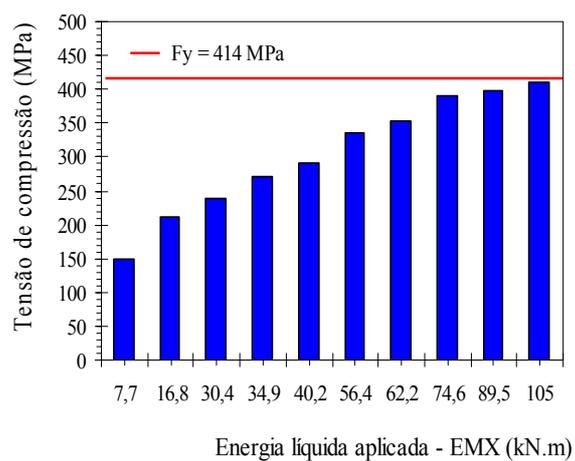
E07



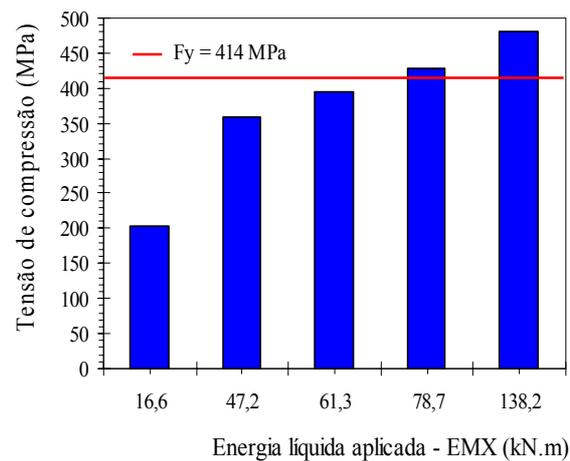
E08



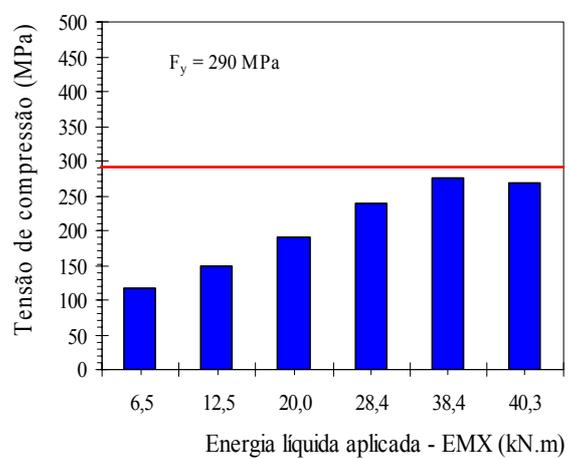
E09



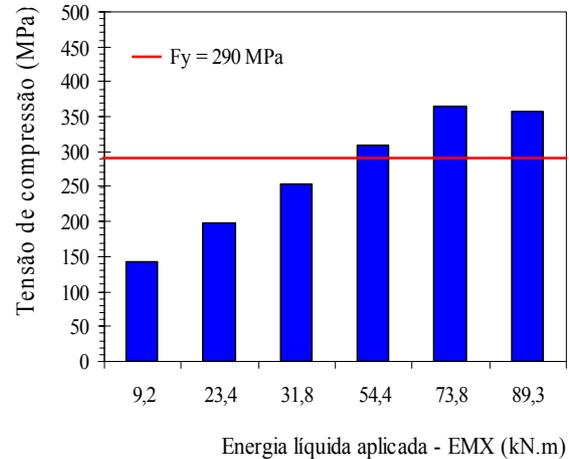
E10



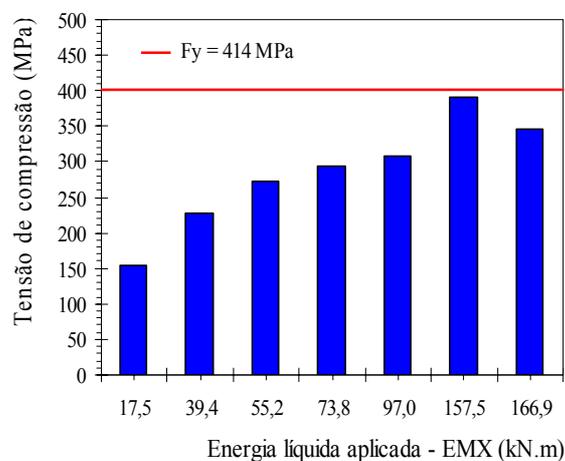
E11



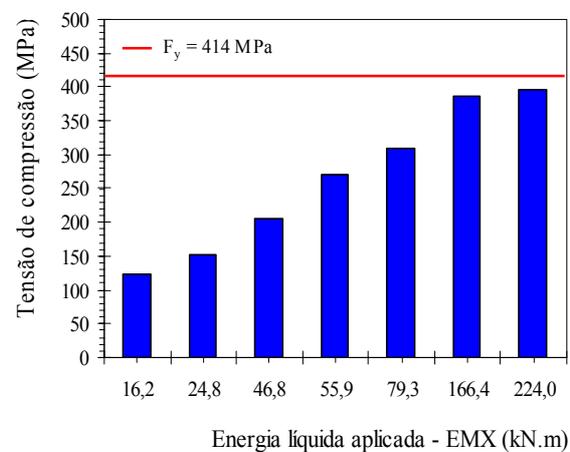
E12



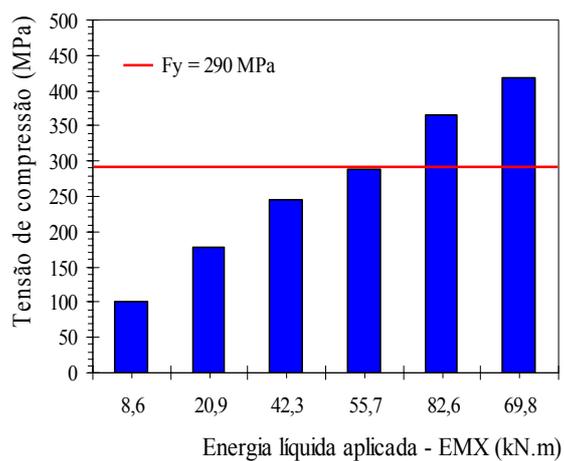
E13



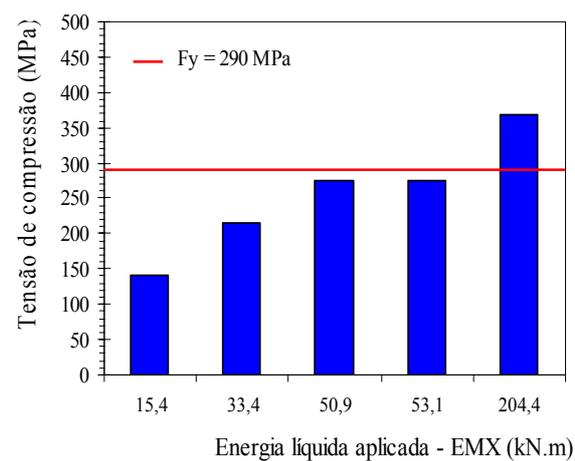
E14



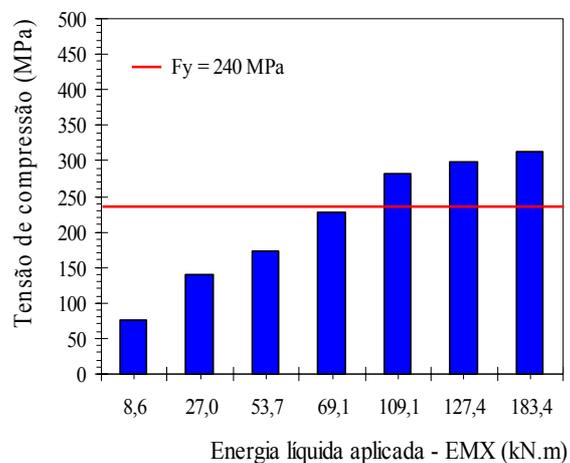
E15



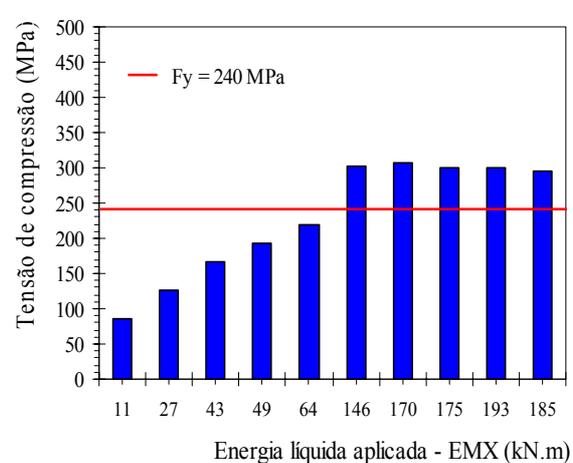
E16



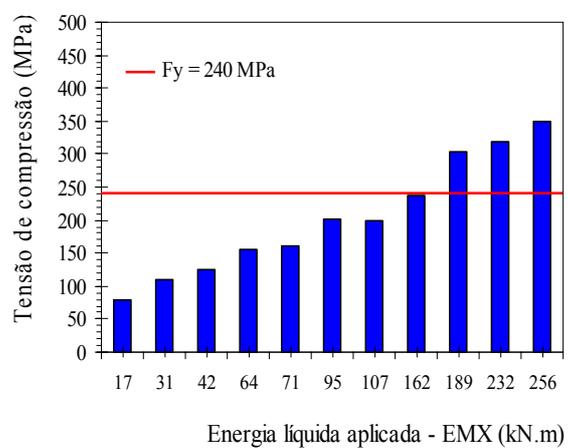
E17



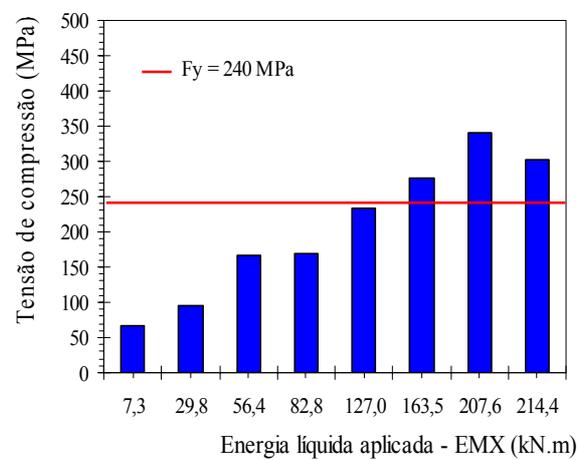
E18



E19



E20

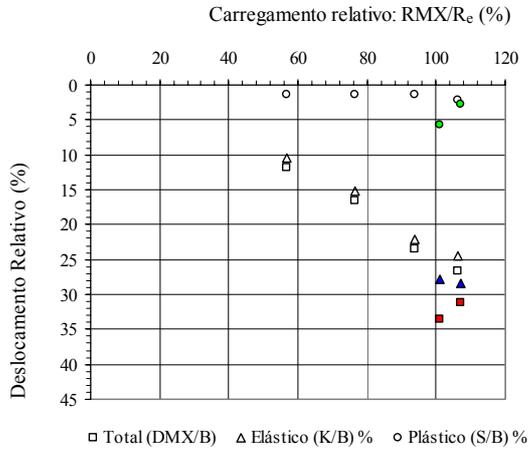


## **ANEXO D**

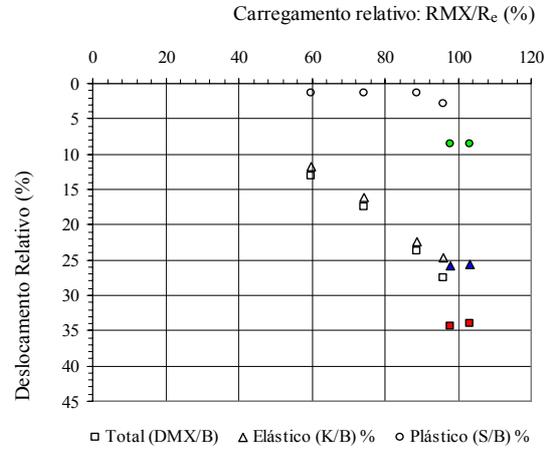
**CURVA ADIMENSIONAL CARGA DINÂMICA EM FUNÇÃO DO  
DESLOCAMENTO MÁXIMO**

---

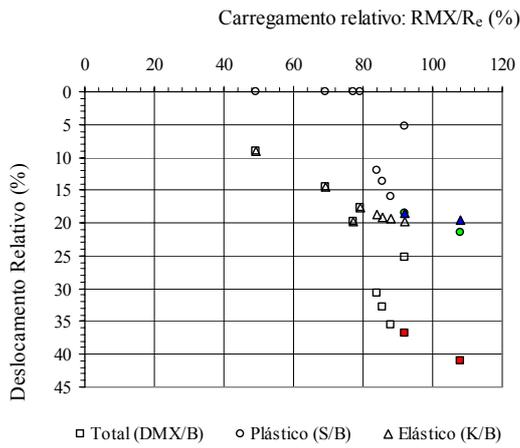
E01



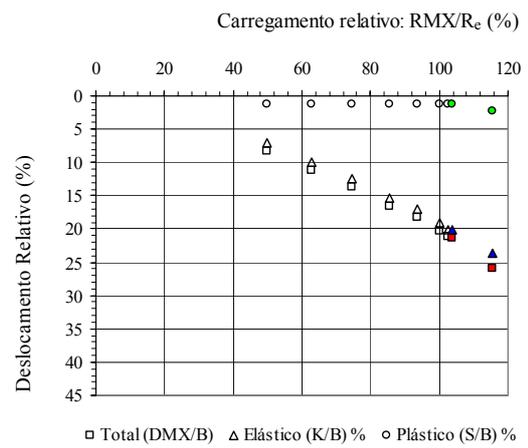
E02



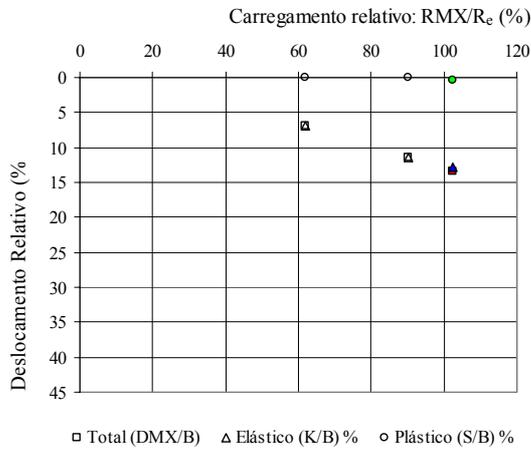
E03



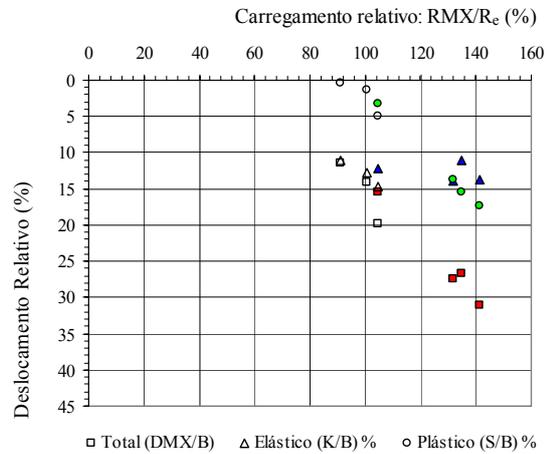
E04



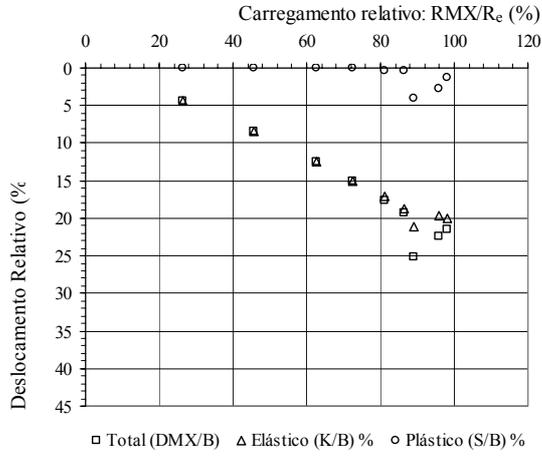
E05



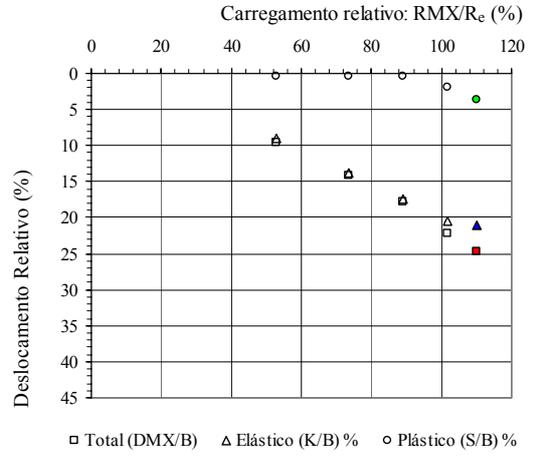
E06



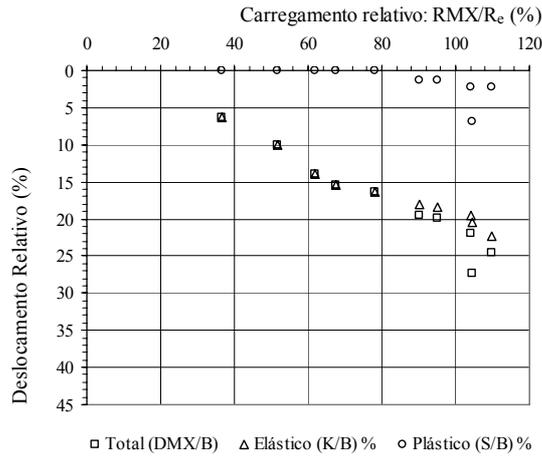
E07



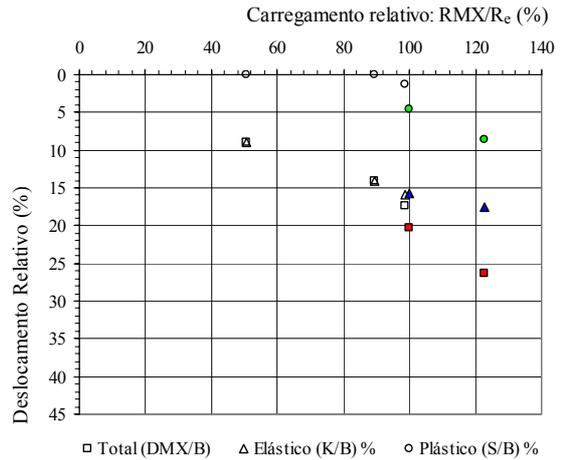
E08



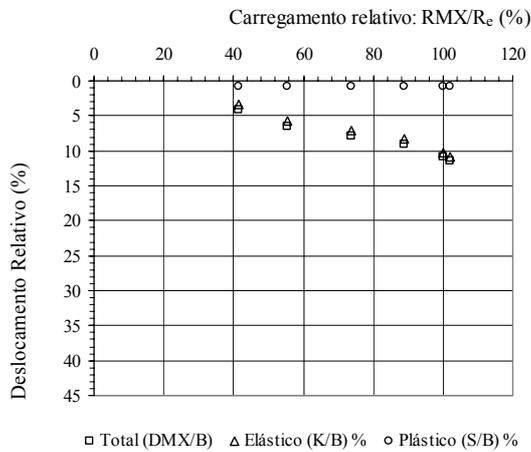
E09



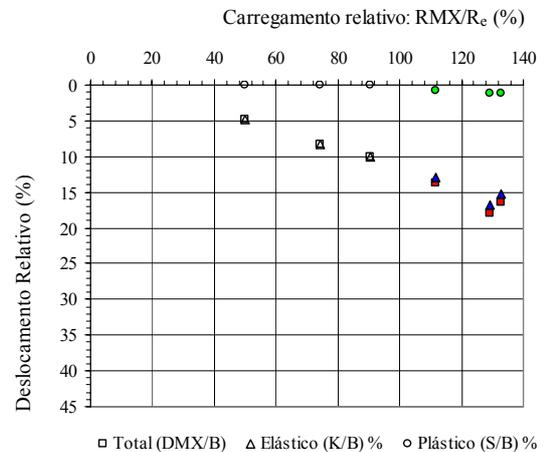
E10



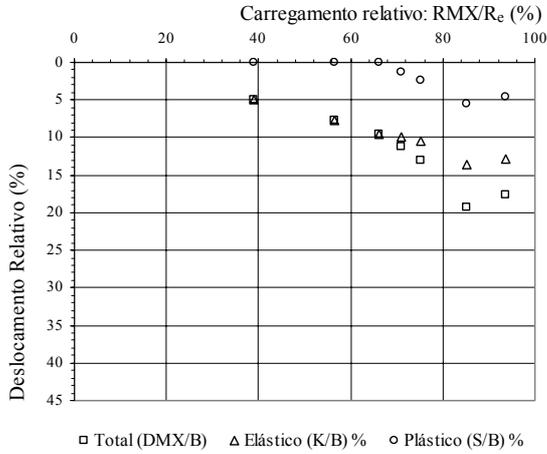
E11



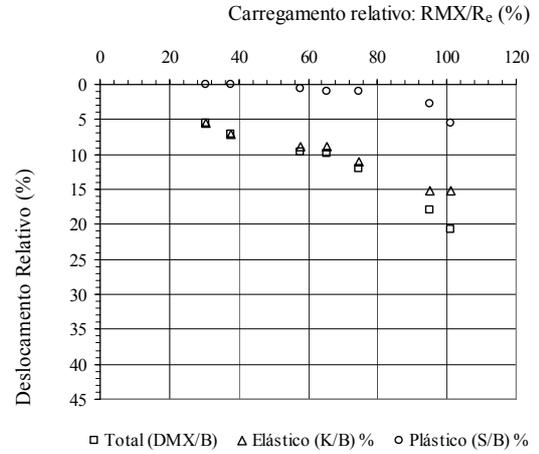
E12



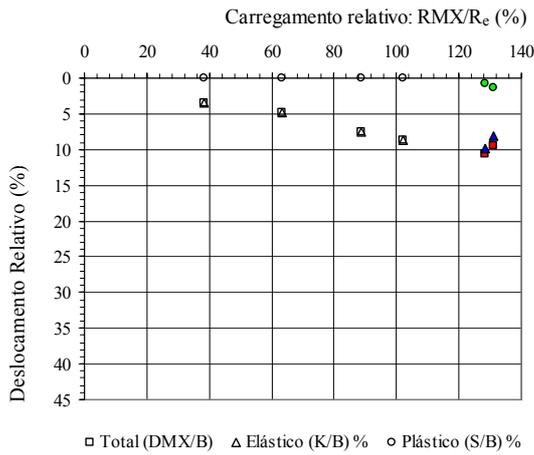
E13



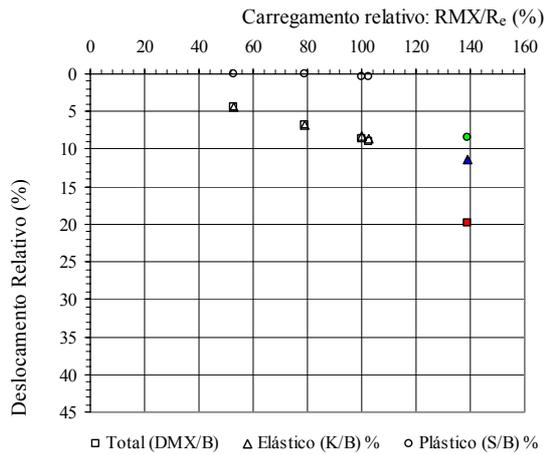
E14



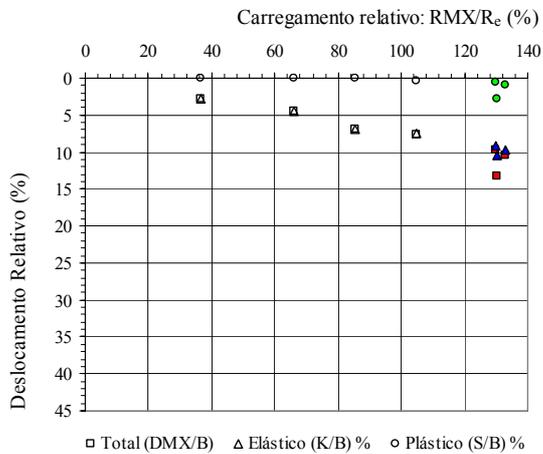
E15



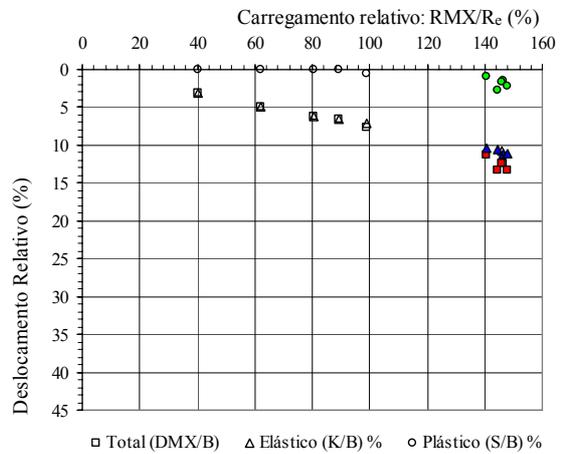
E16



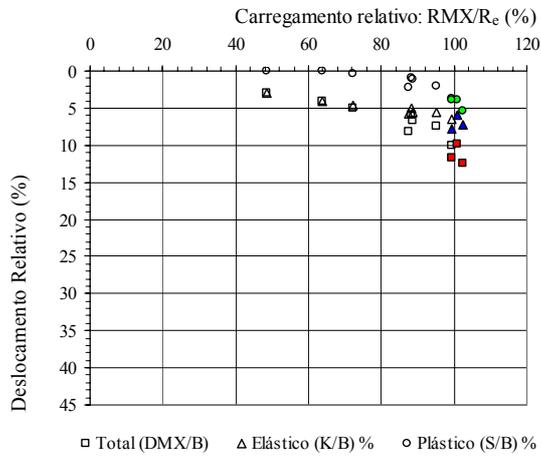
E17



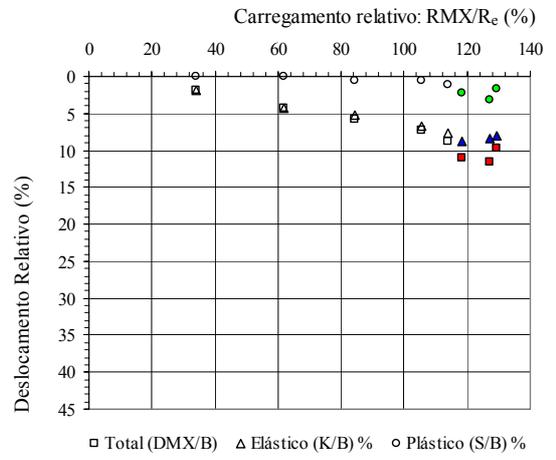
E18



E19



E20

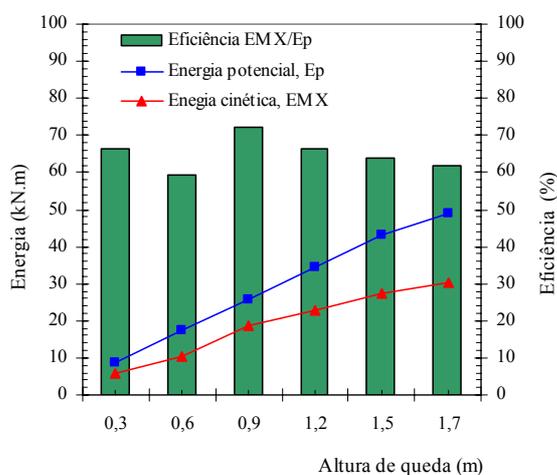


## **ANEXO E**

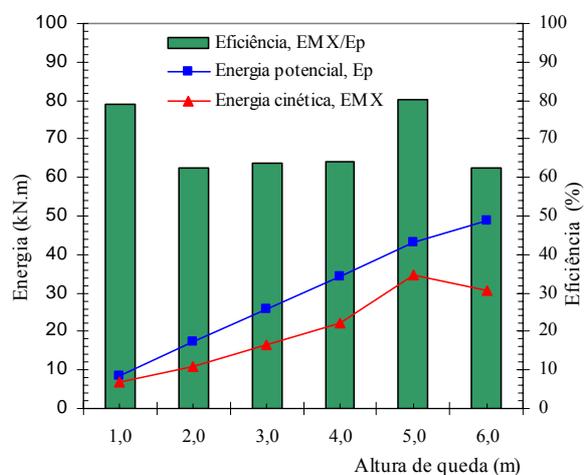
### **EFICIÊNCIA DO SISTEMA DE CRAVAÇÃO EM FUNÇÃO DA ALTURA DE QUEDA DO MARTELO**

---

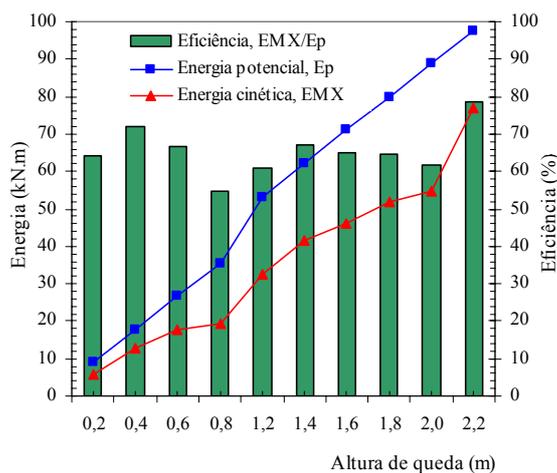
E01



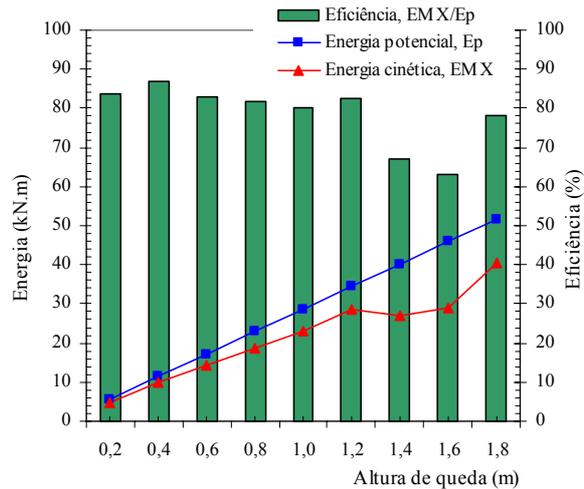
E02



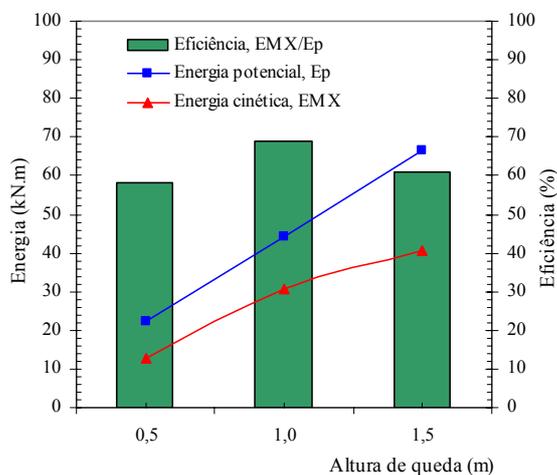
E03



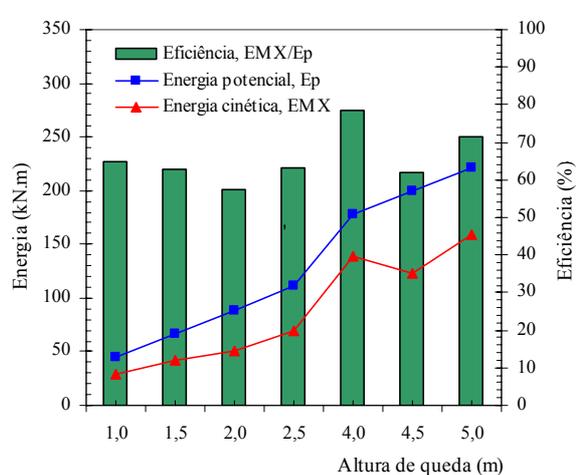
E04



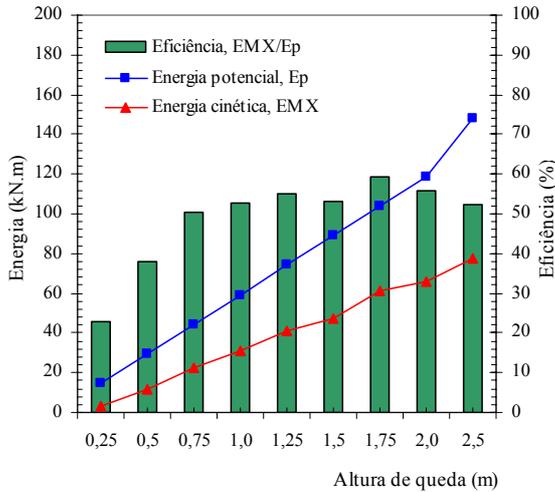
E05



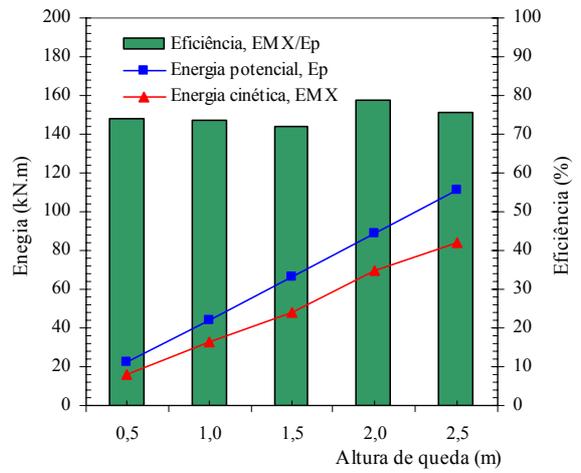
E06



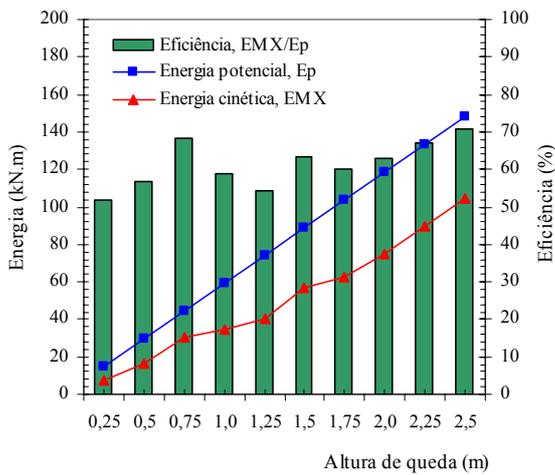
E07



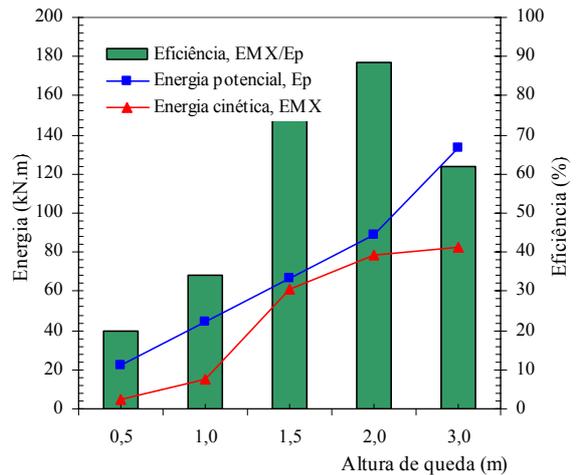
E08



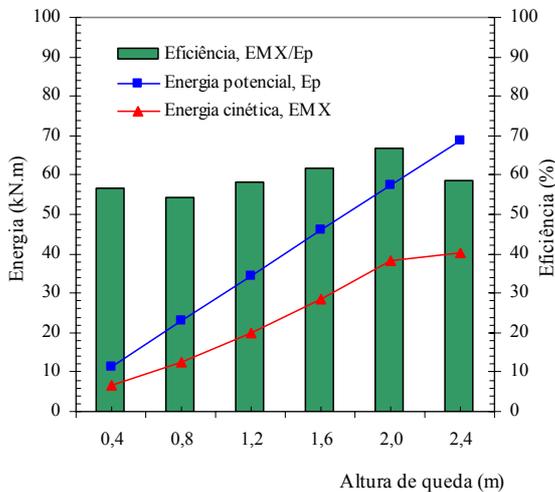
E09



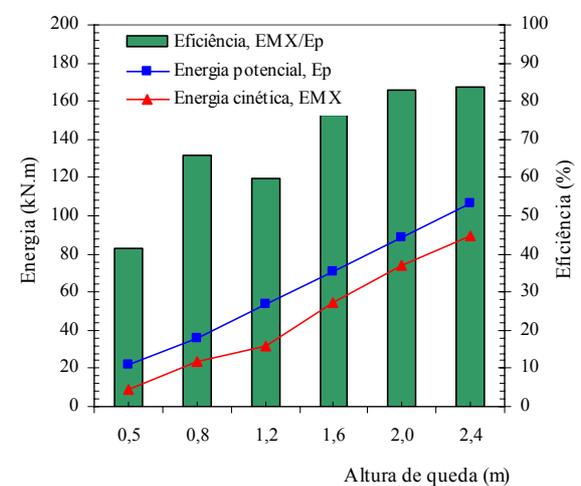
E10



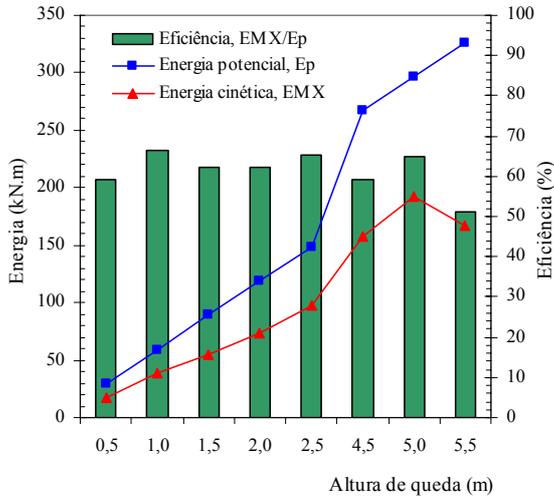
E11



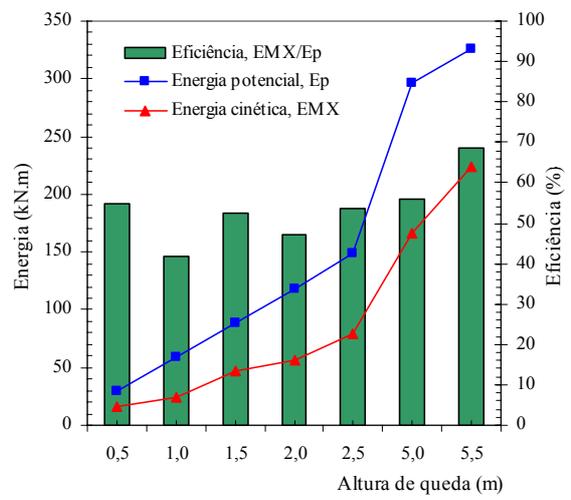
E12



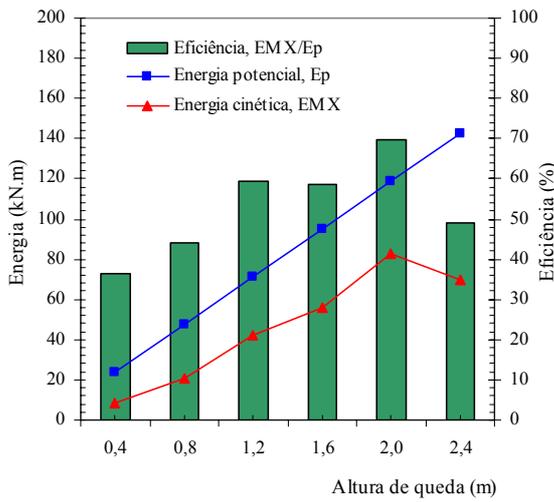
E13



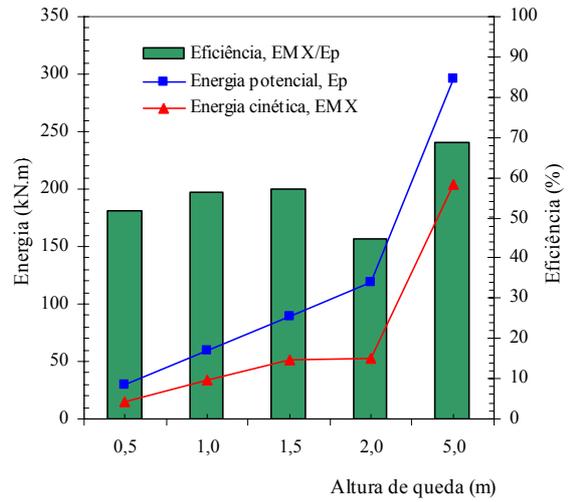
E14



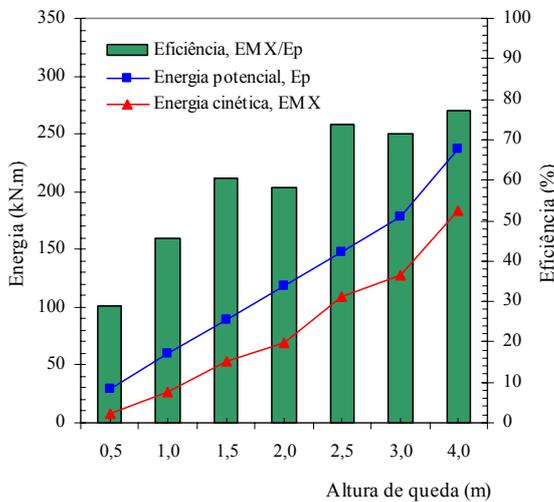
E15



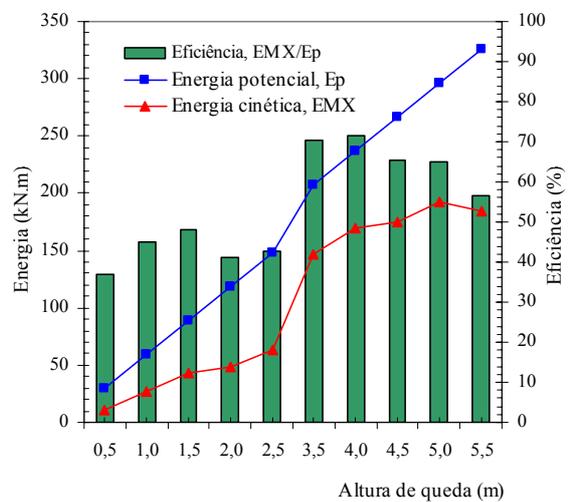
E16



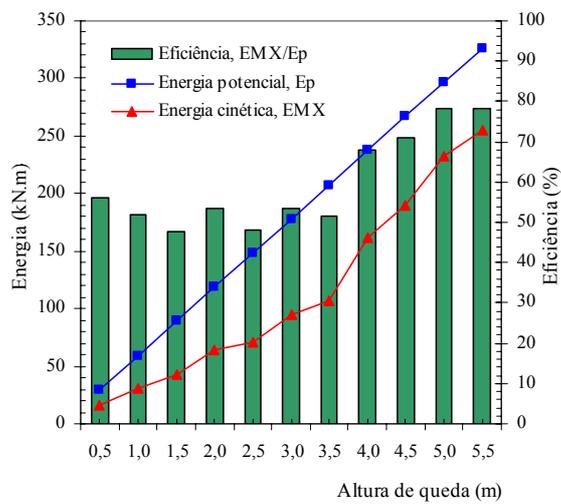
E17



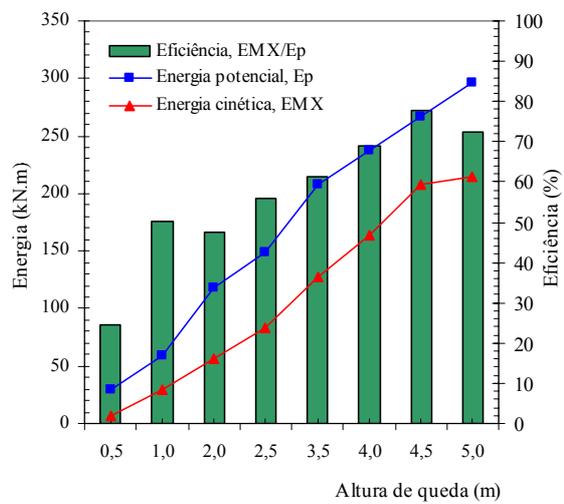
E18



E19



E20

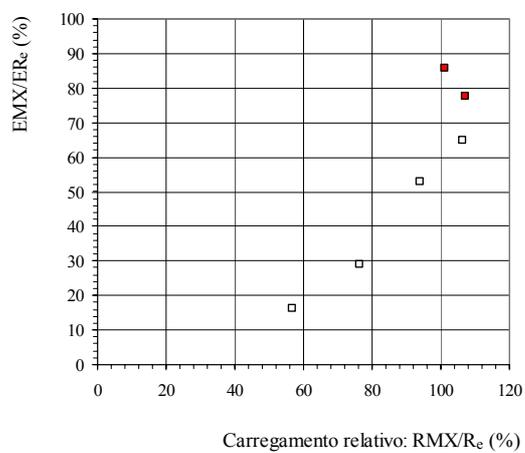


## **ANEXO F**

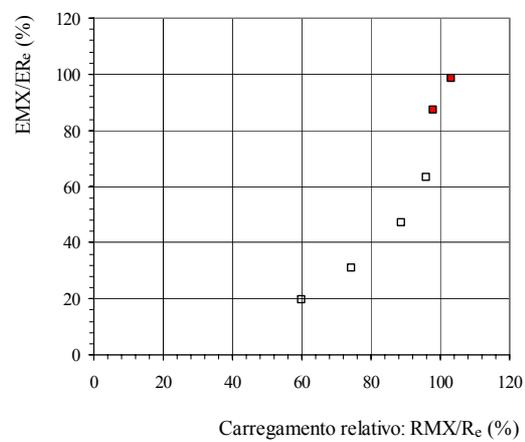
### **CURVA ADIMENSIONAL CARGA DINÂMICA EM FUNÇÃO DA ENERGIA**

---

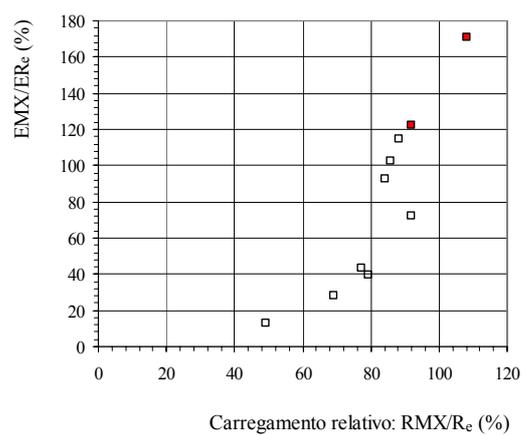
E01



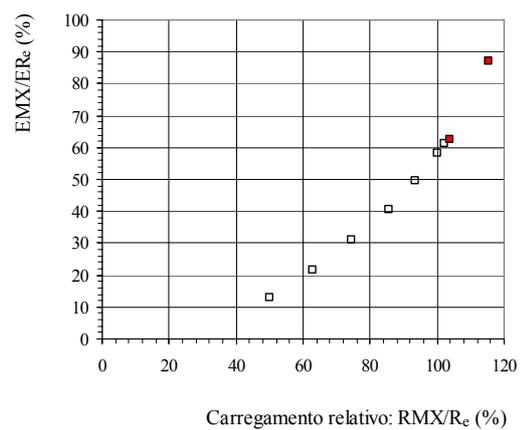
E02



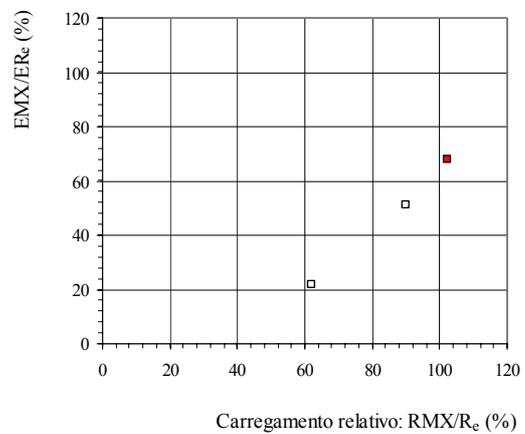
E03



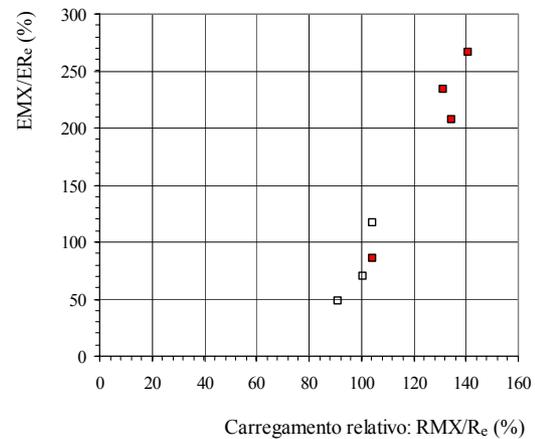
E04



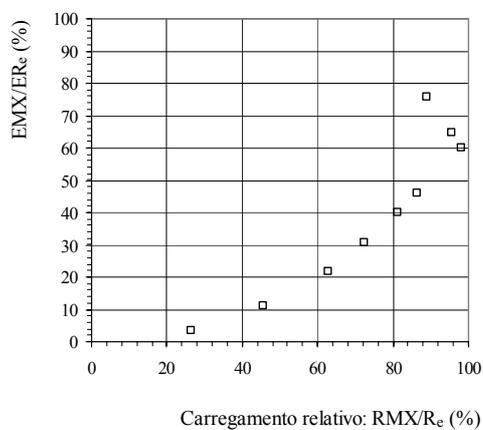
E05



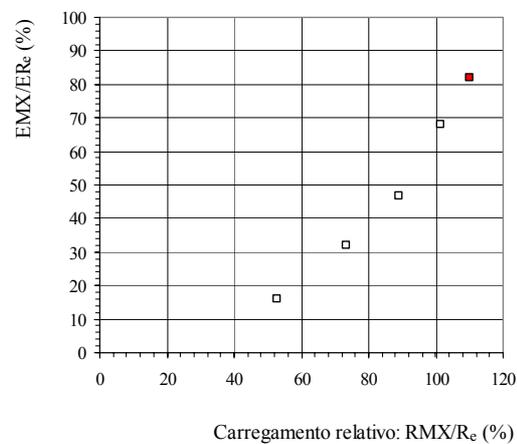
E06



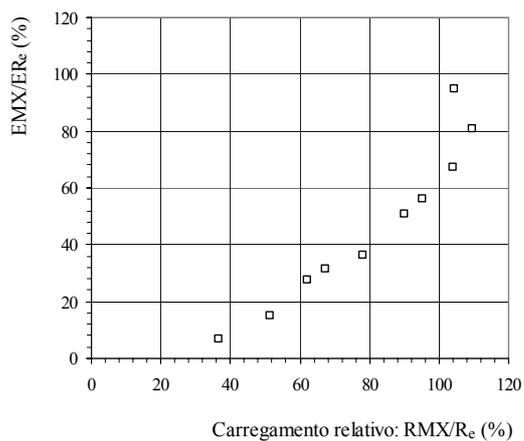
E07



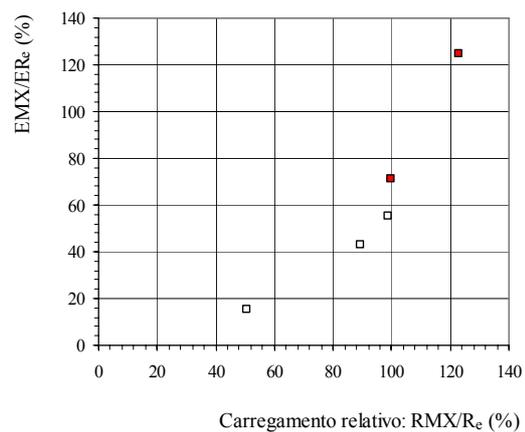
E08



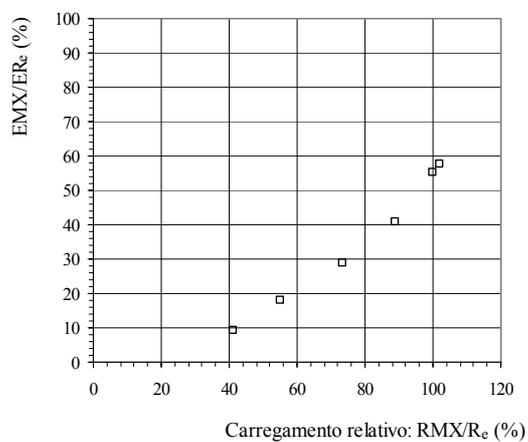
E09



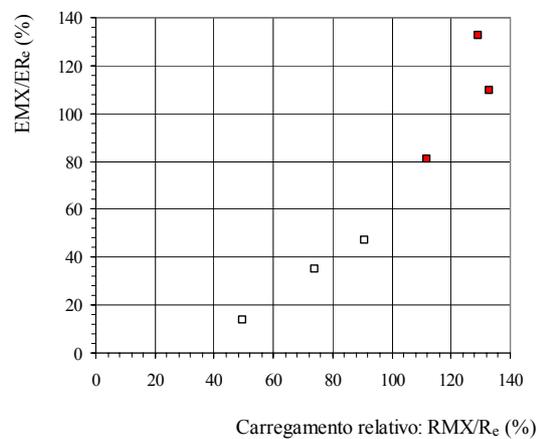
E10



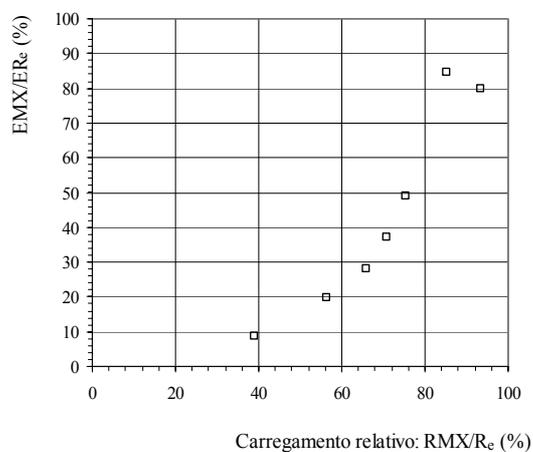
E11



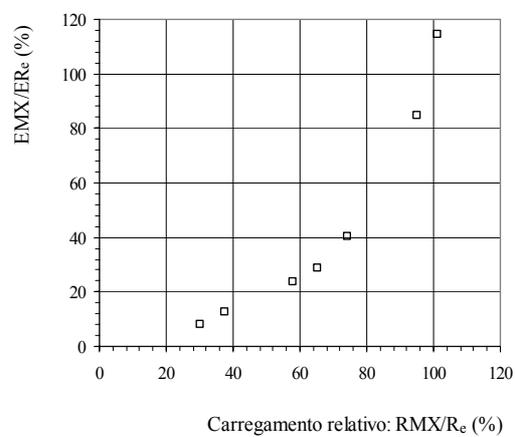
E12



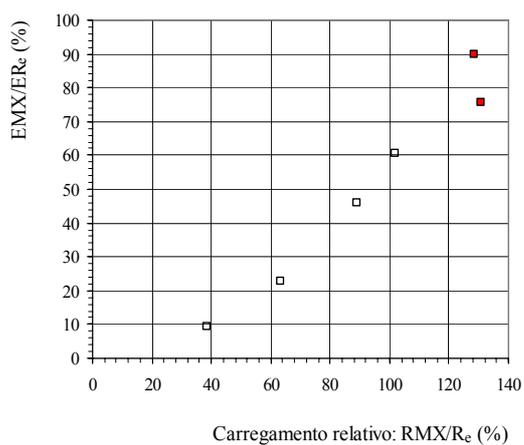
E13



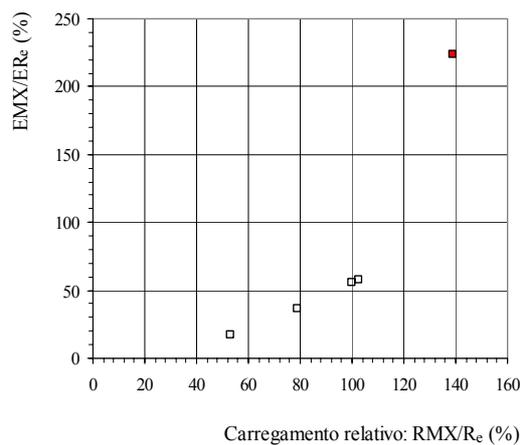
E14



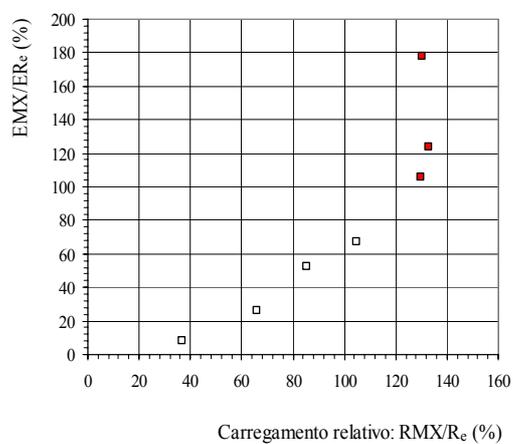
E15



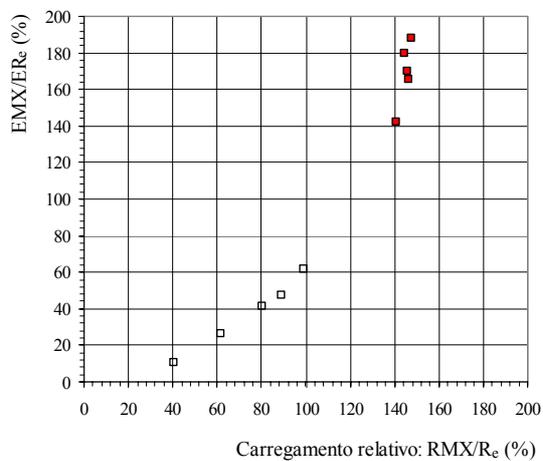
E16



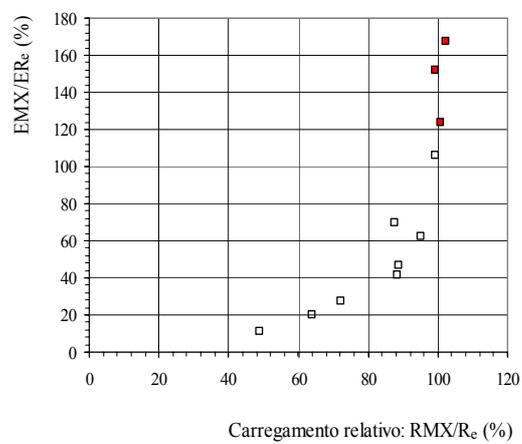
E17



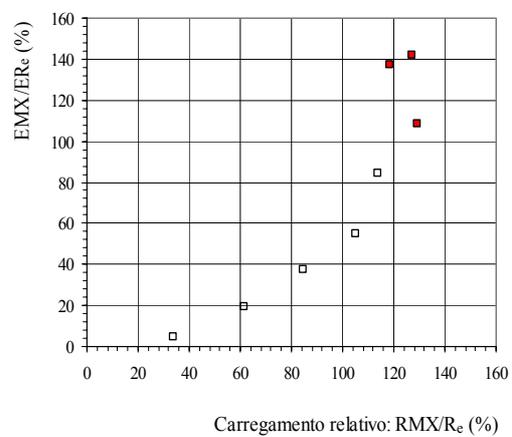
E18



E19



E20

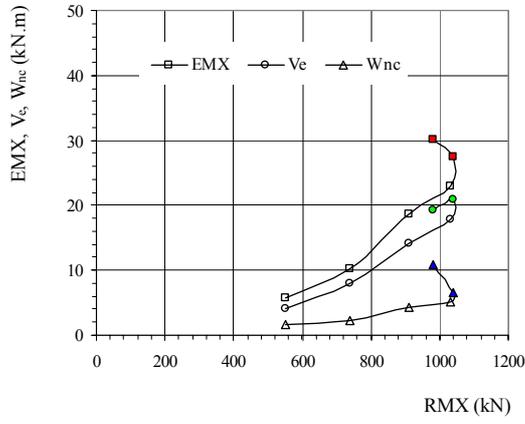


## **ANEXO G**

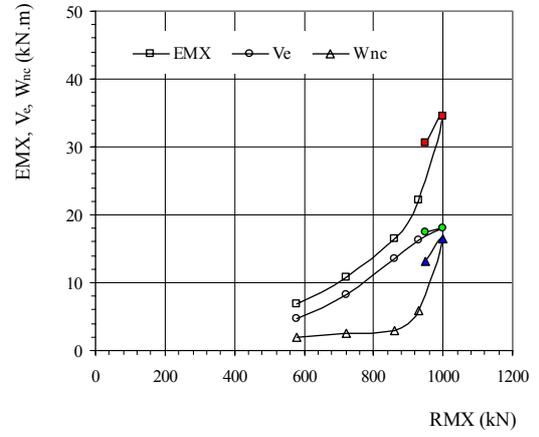
### **CURVA CARGA DINÂMICA EM FUNÇÃO DA ENERGIA E DO TRABALHO (PRINCÍPIO DE HAMILTON)**

---

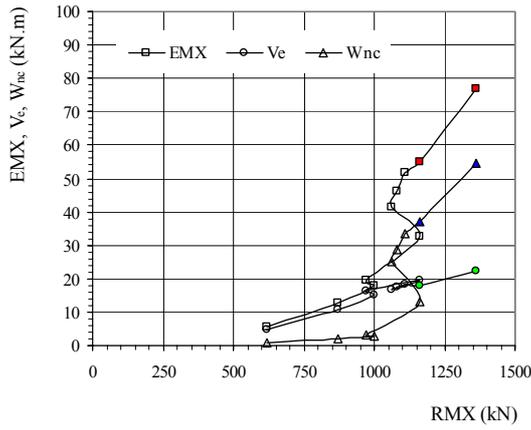
E01



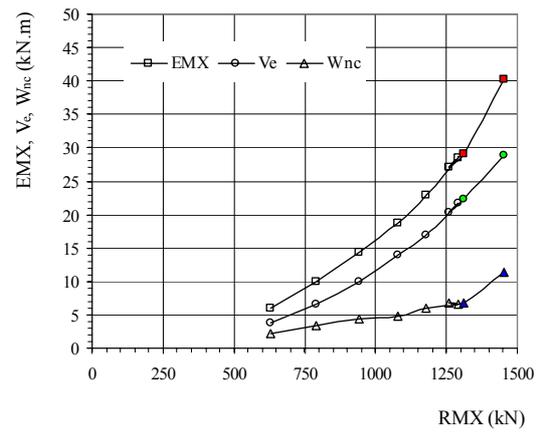
E02



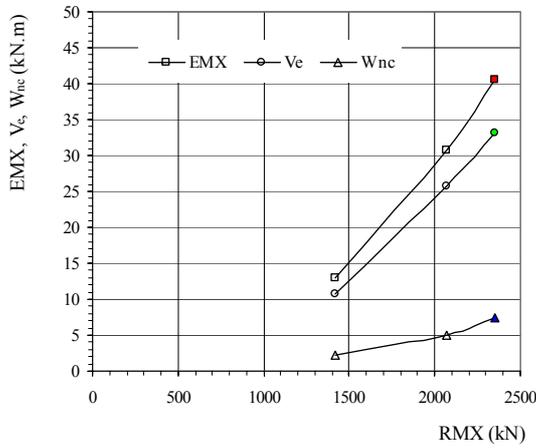
E03



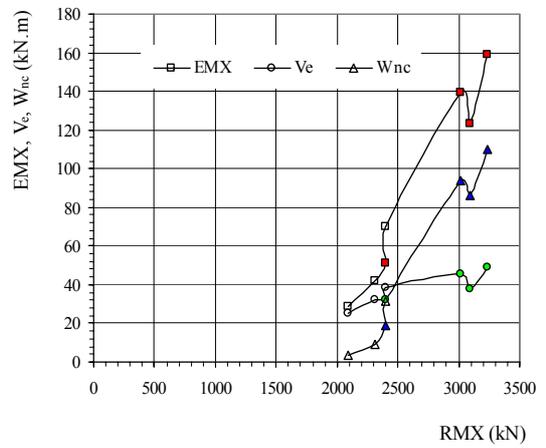
E04



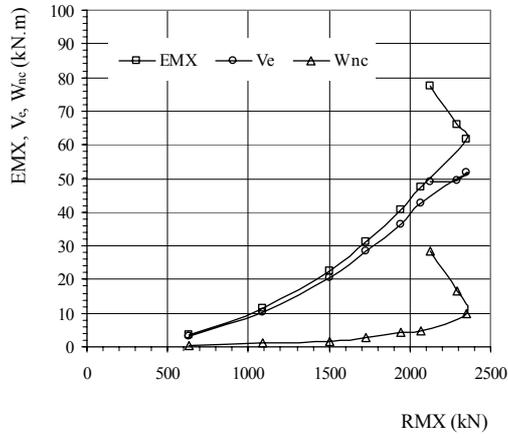
E05



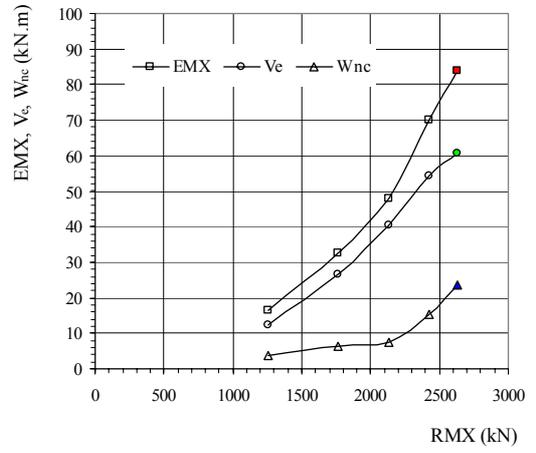
E06



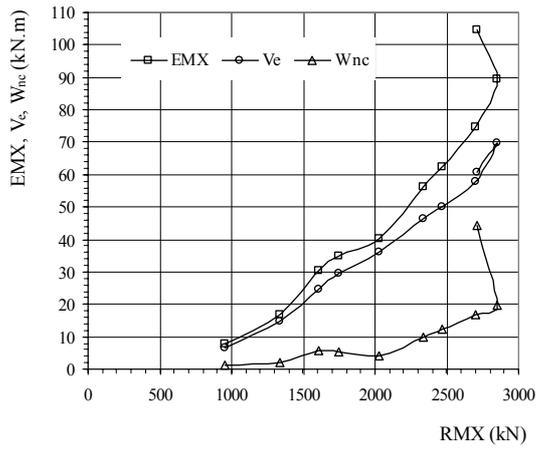
E07



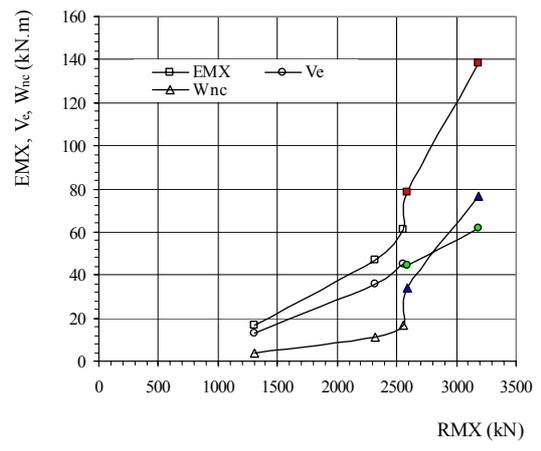
E08



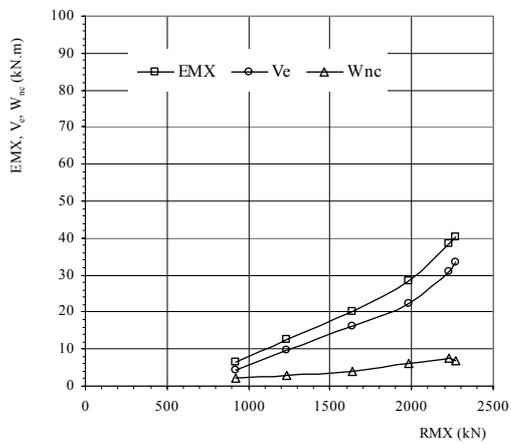
E09



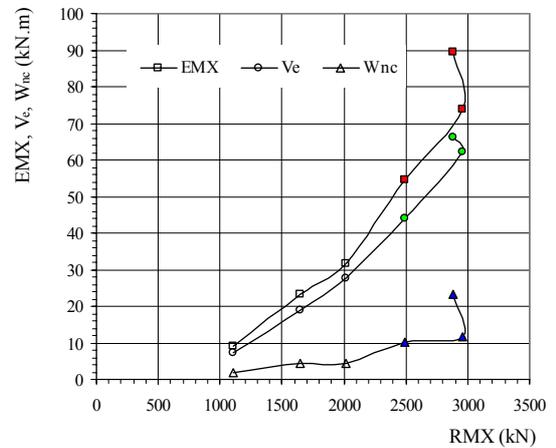
E10



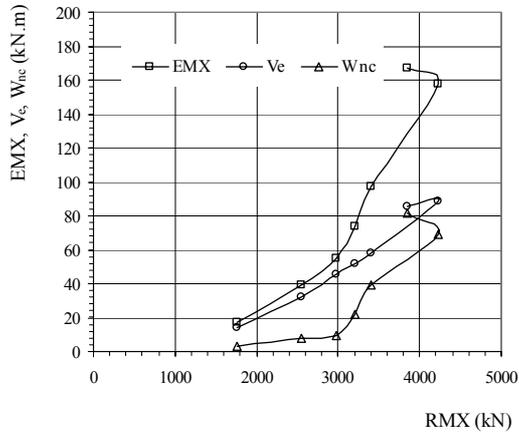
E11



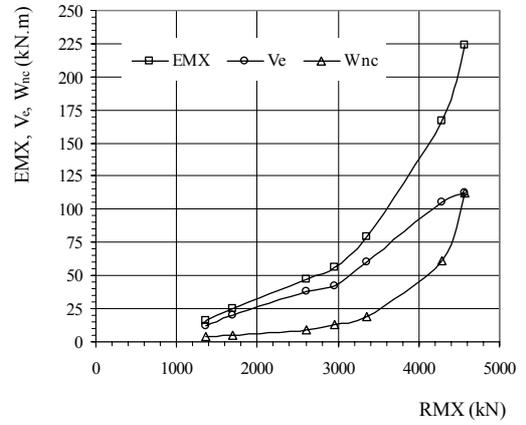
E12



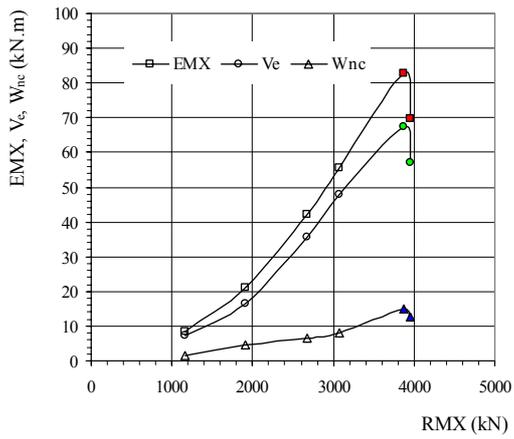
E13



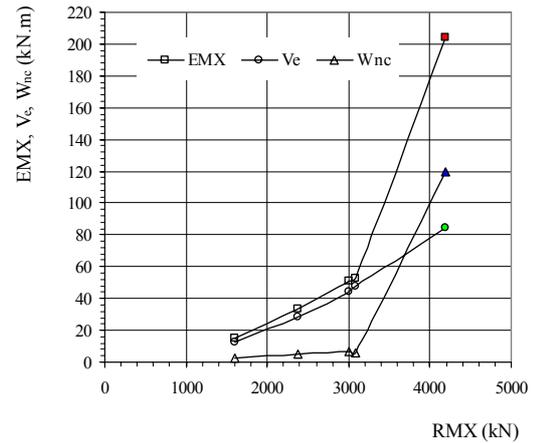
E14



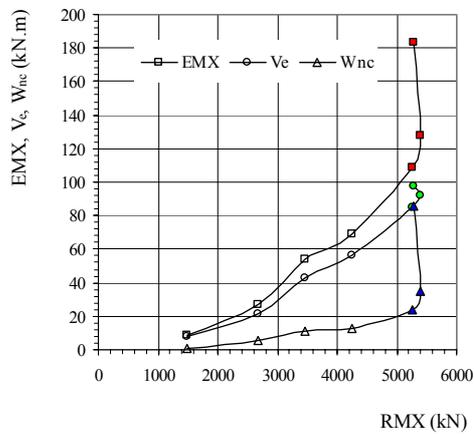
E15



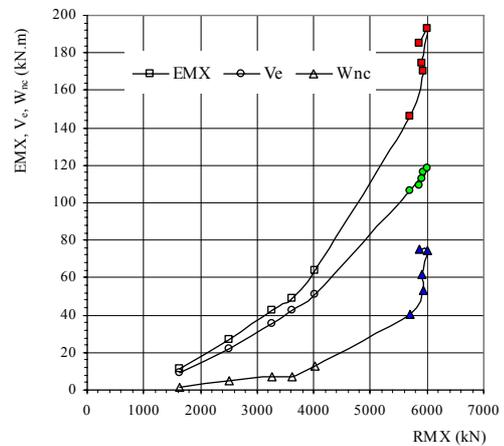
E16



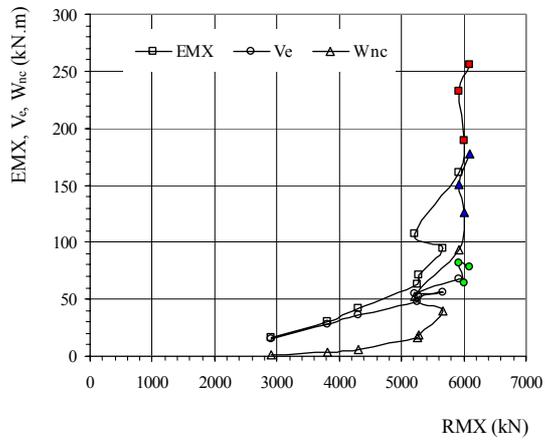
E17



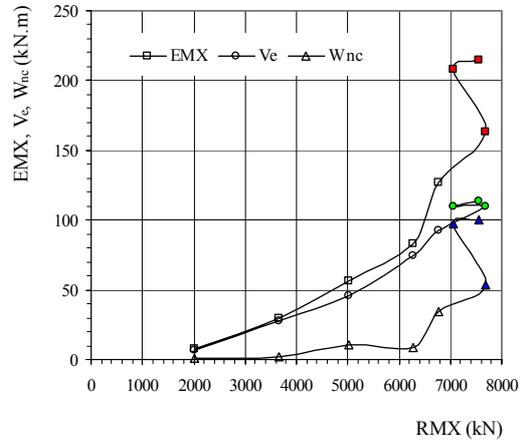
E18



E19



E20

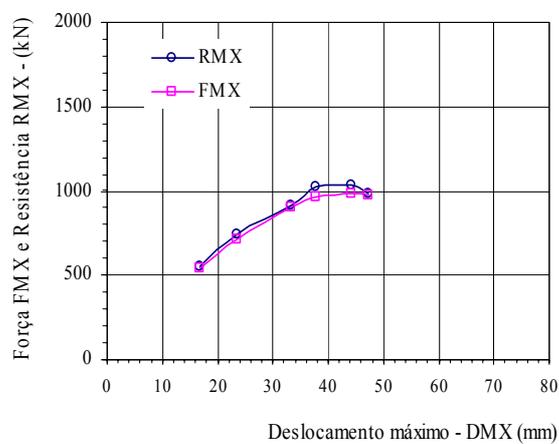


## **ANEXO H**

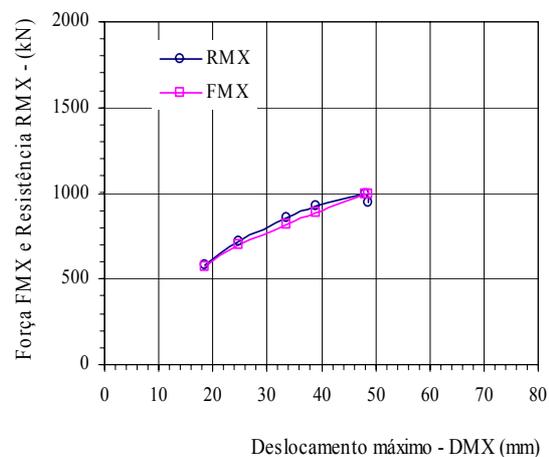
### **RESISTÊNCIA MOBILIZADA E FORÇA MÁXIMA EM FUNÇÃO DO DESLOCAMENTO MÁXIMO**

---

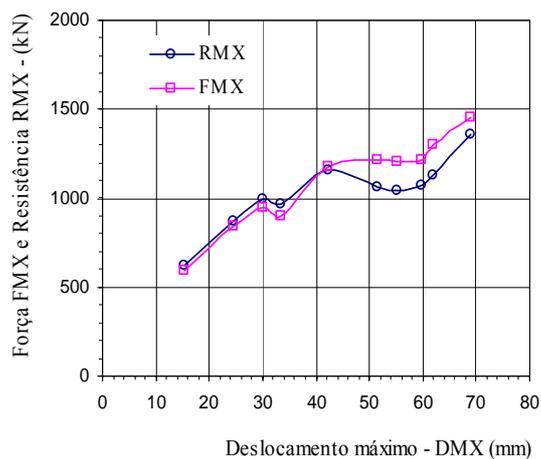
E01



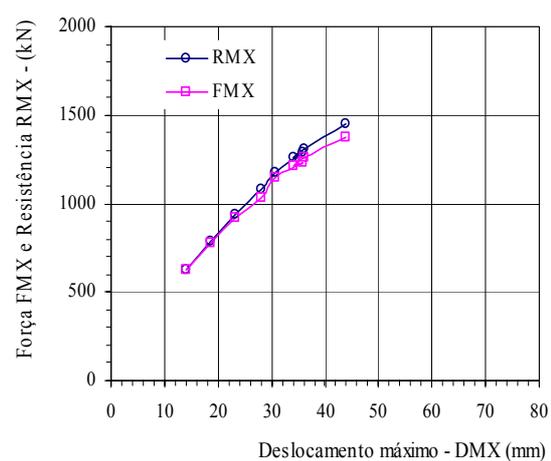
E02



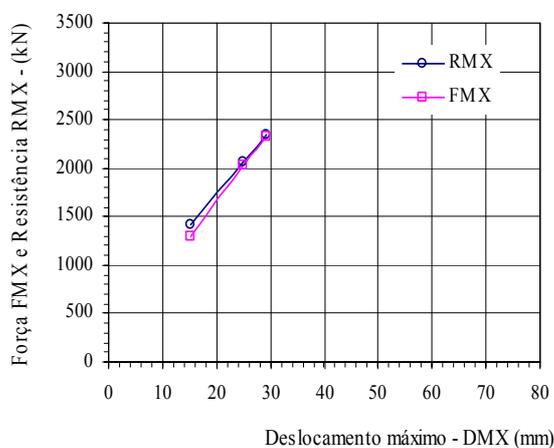
E03



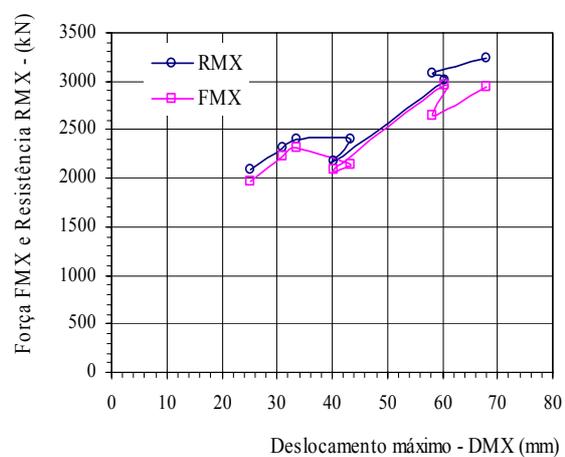
E04



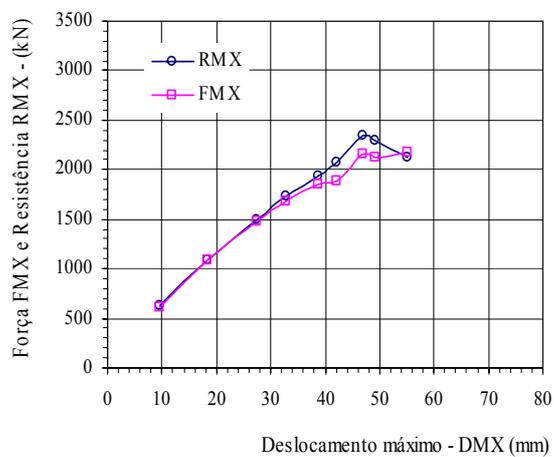
E05



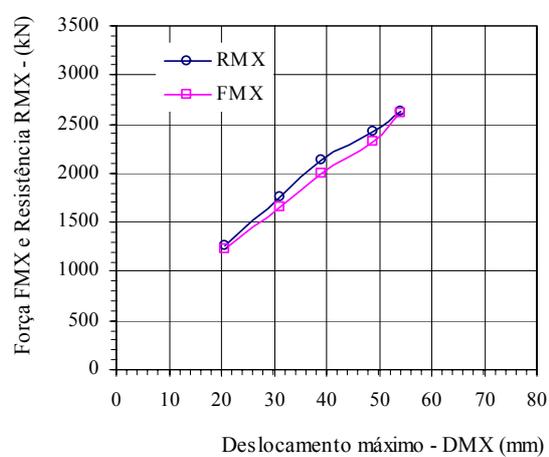
E06



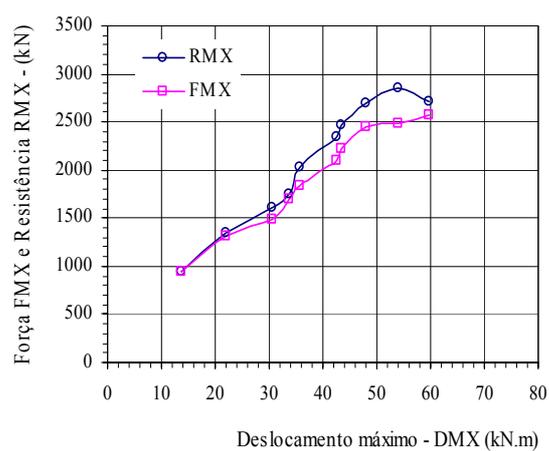
E07



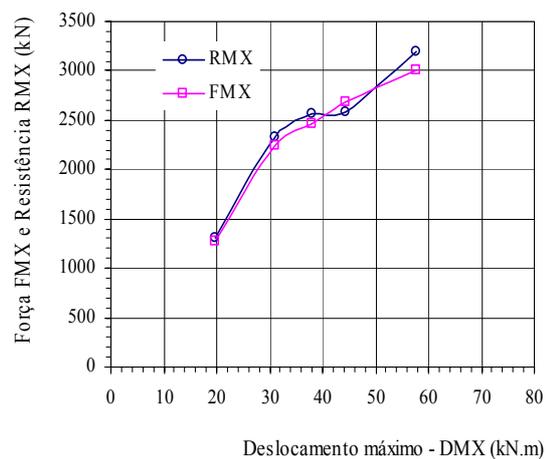
E08



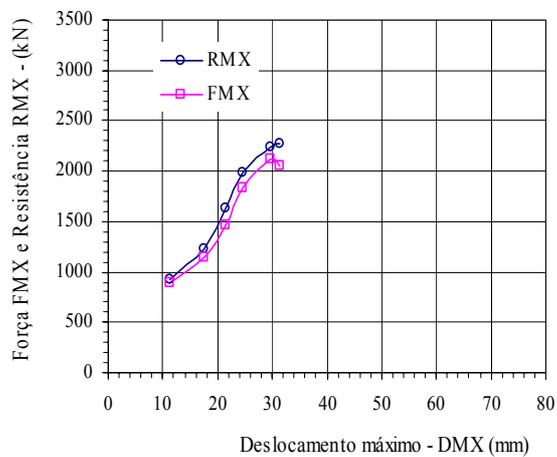
E09



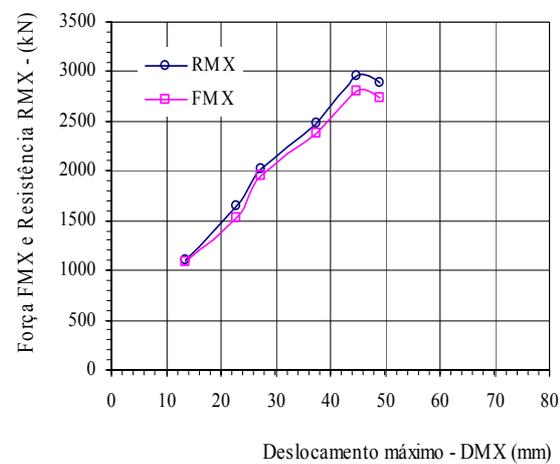
E10



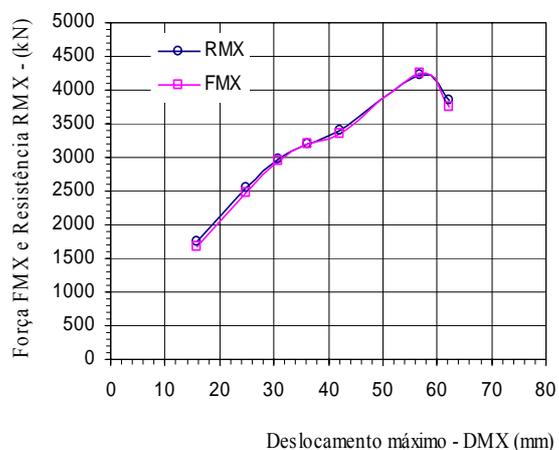
E11



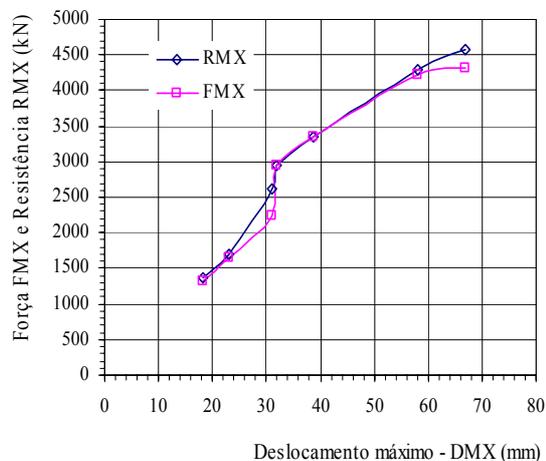
E12



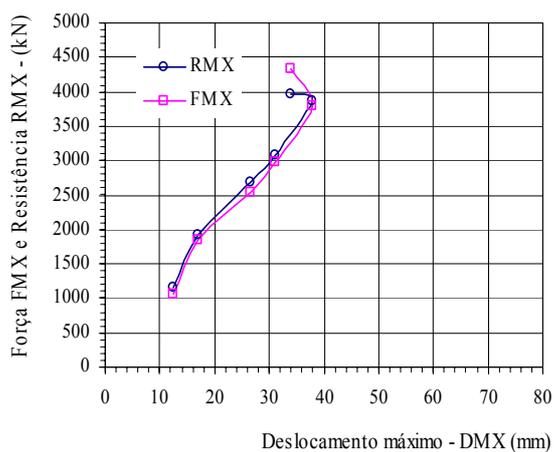
E13



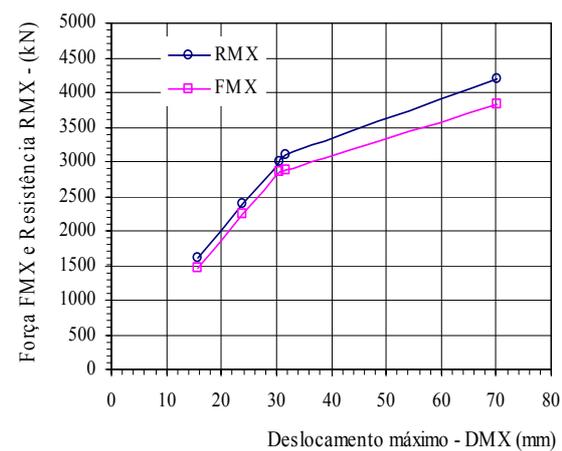
E14



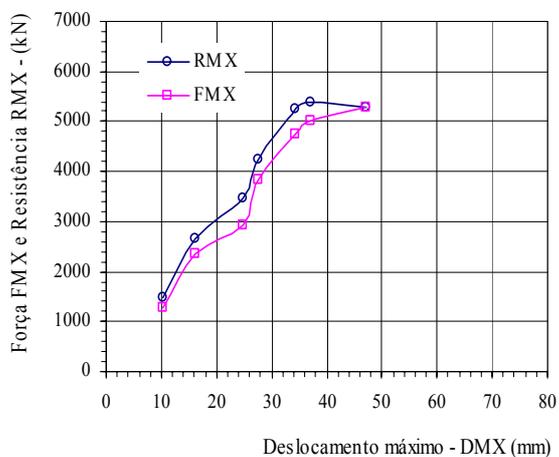
E15



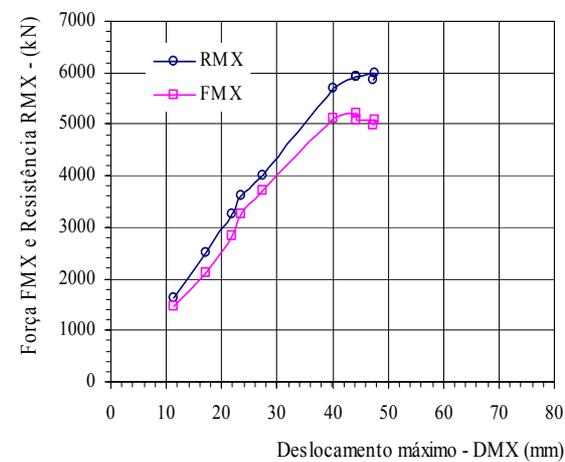
E16



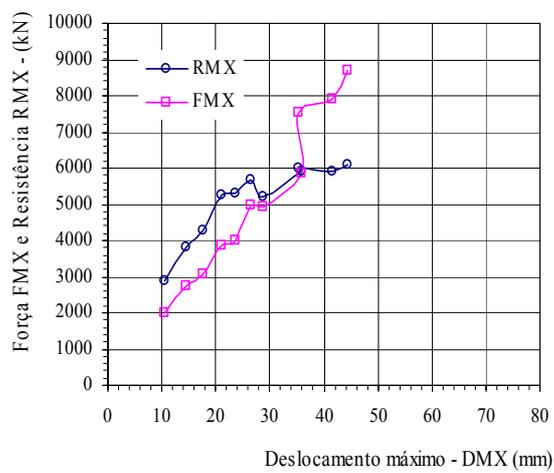
E17



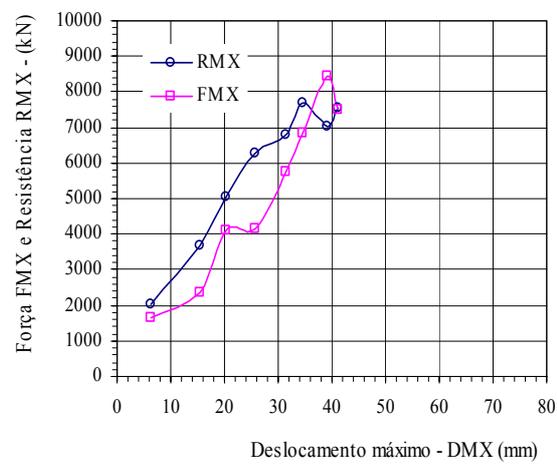
E18



E19



E20

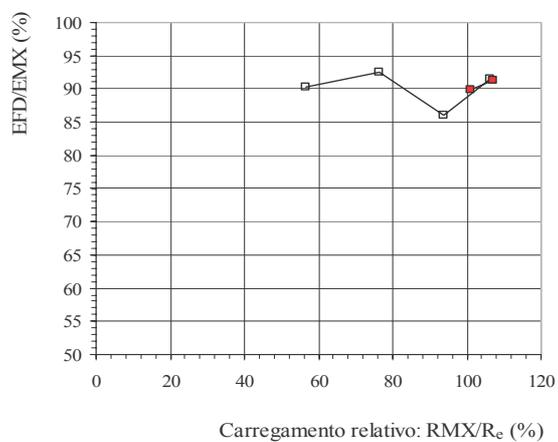


## **ANEXO I**

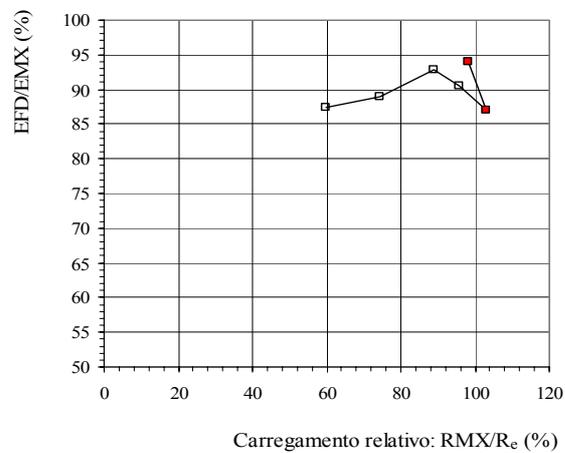
### **CURVA ADIMENSIONAL ENERGIA TÍPICA DAS FÓRMULAS DINÂMICAS EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA MOBILIZADA**

---

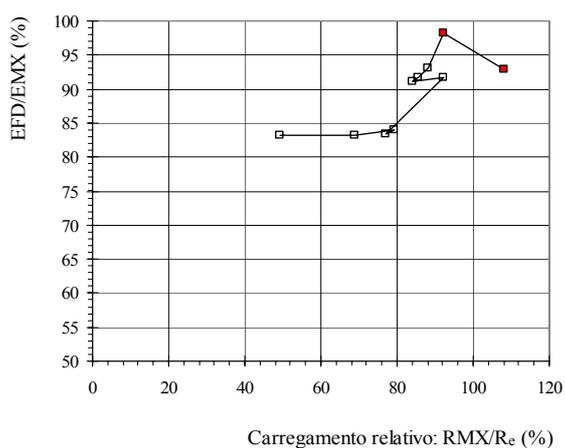
E01



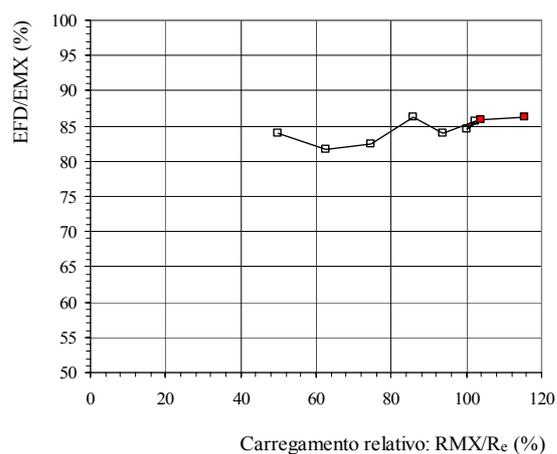
E02



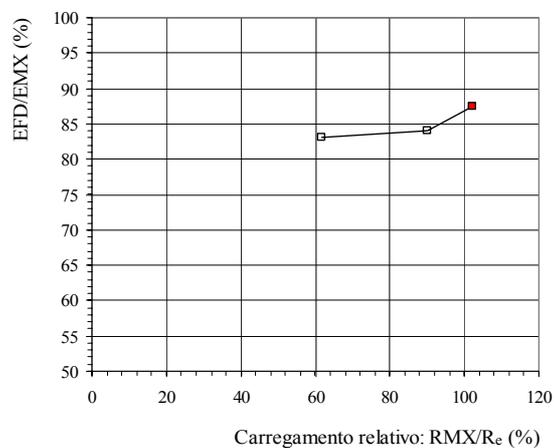
E03



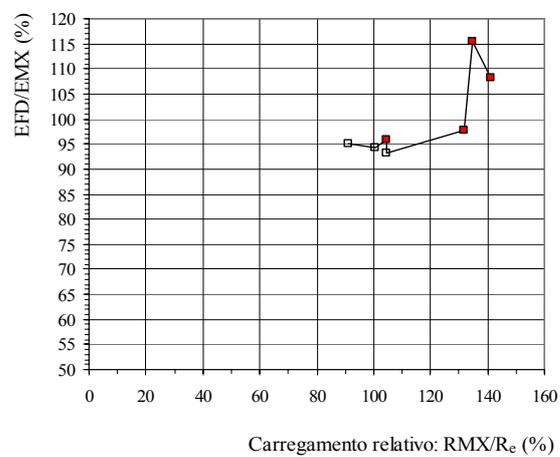
E04



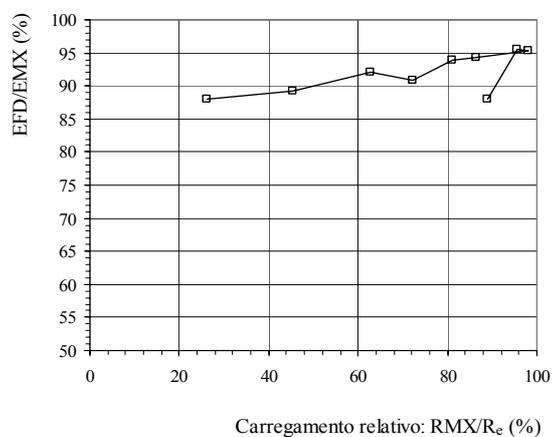
E05



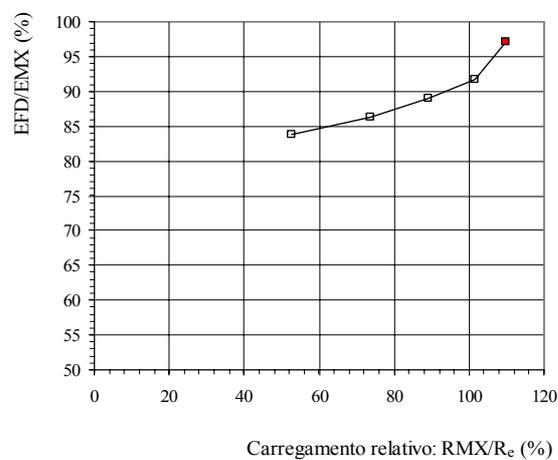
E06



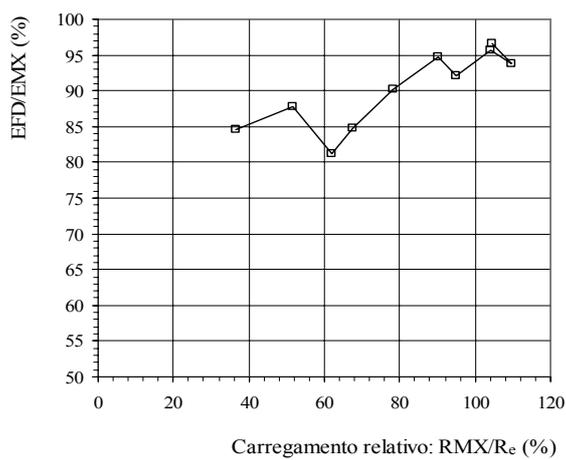
E07



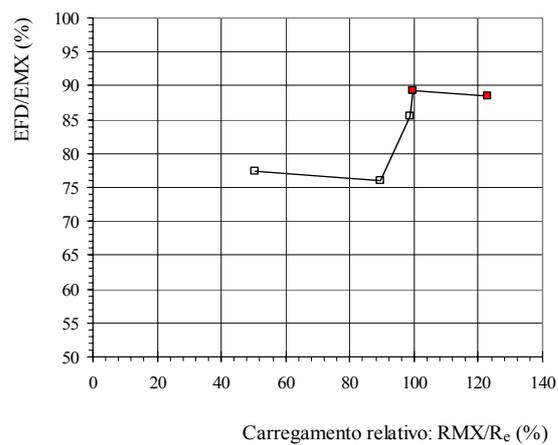
E08



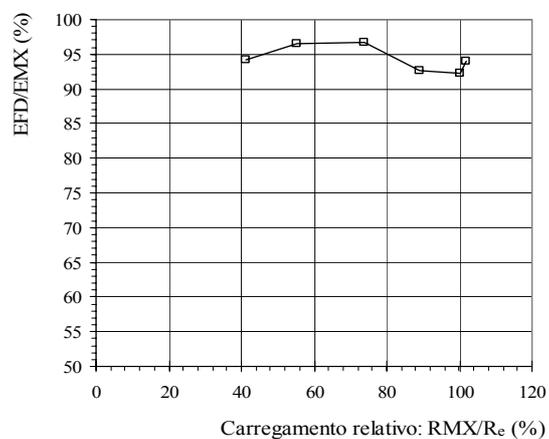
E09



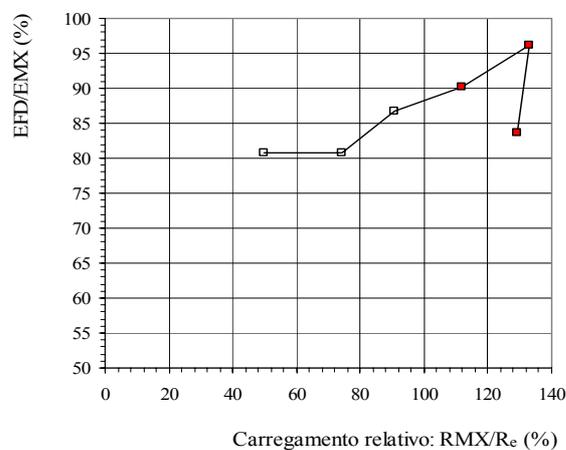
E10



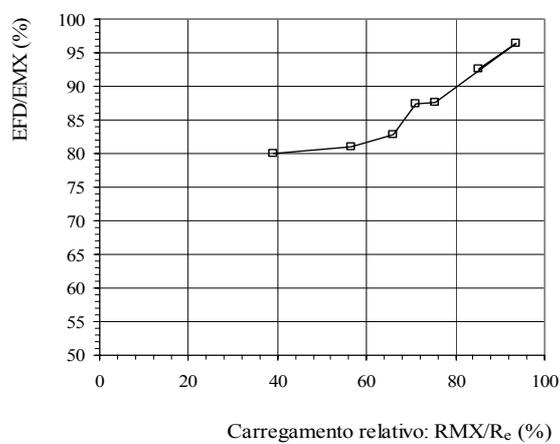
E11



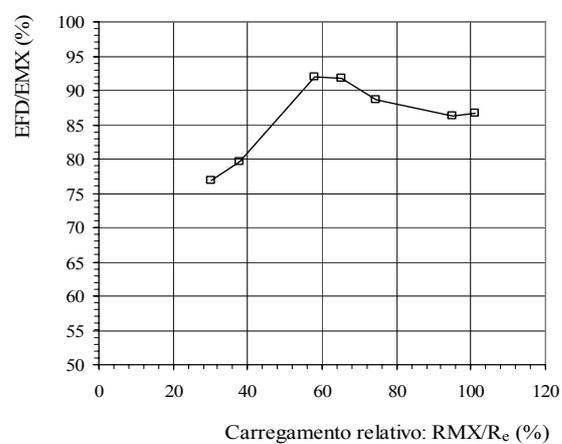
E12



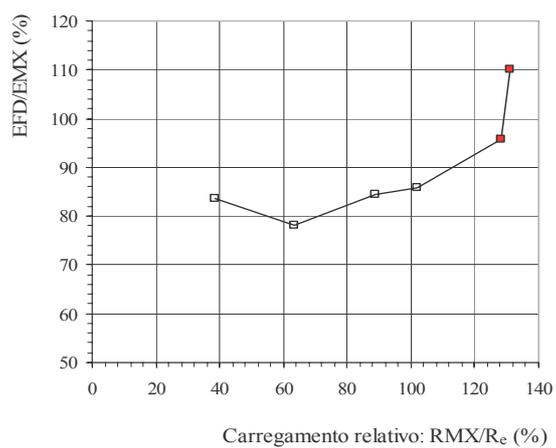
E13



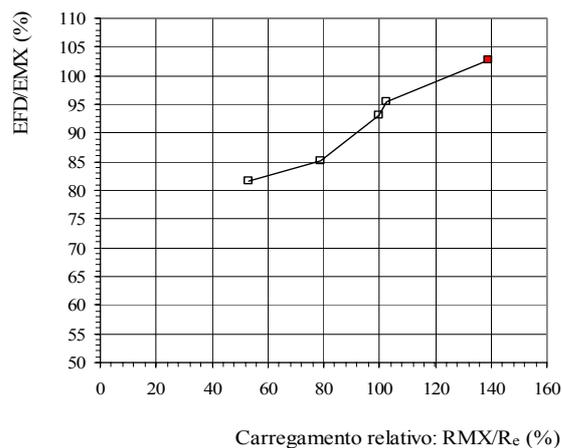
E14



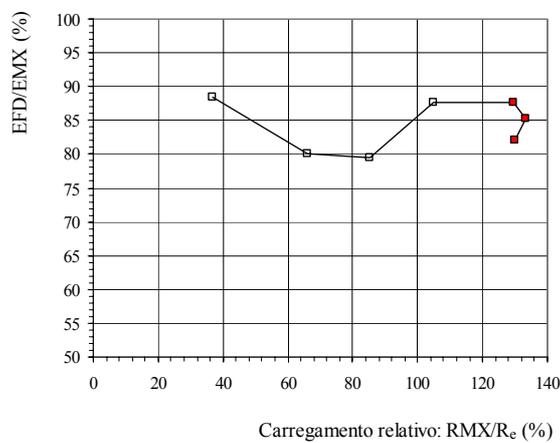
E15



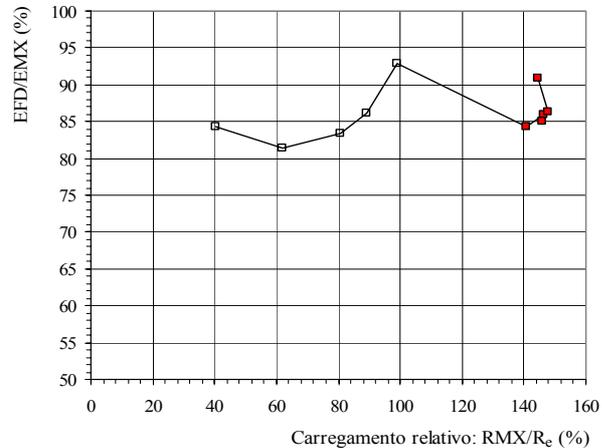
E16



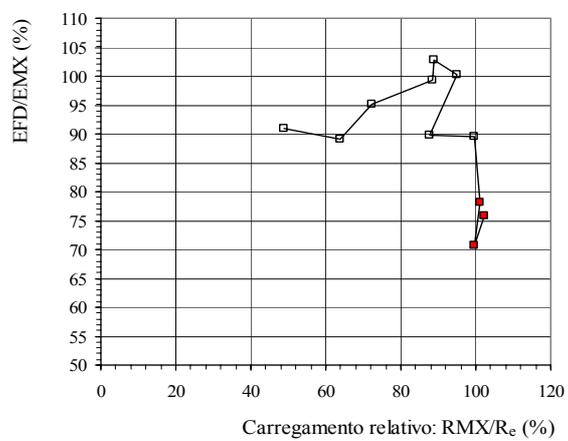
E17



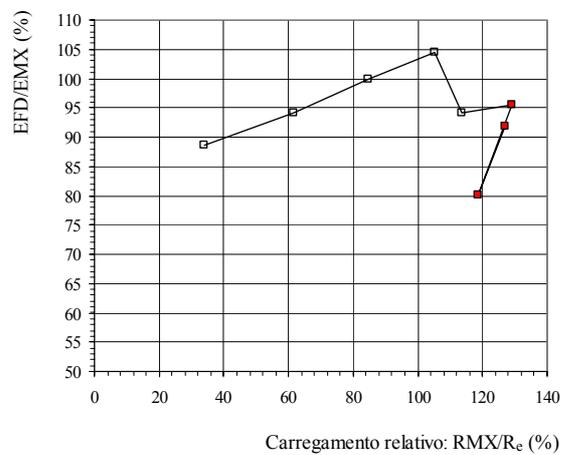
E18



E19



E20

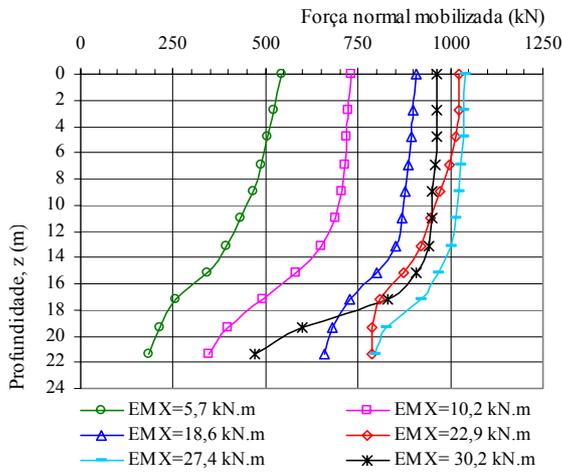


## **ANEXO J**

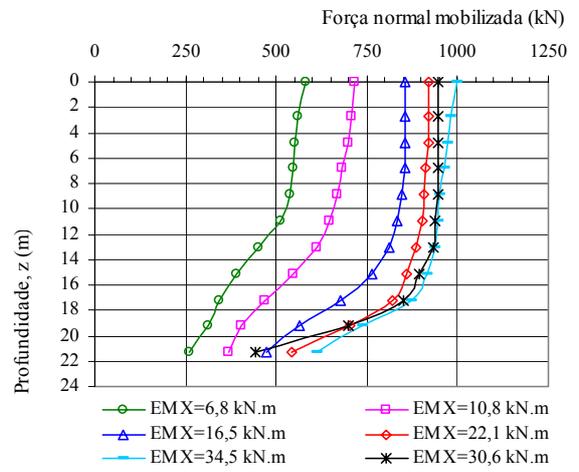
### **FORÇA NORMAL MOBILIZADA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE**

---

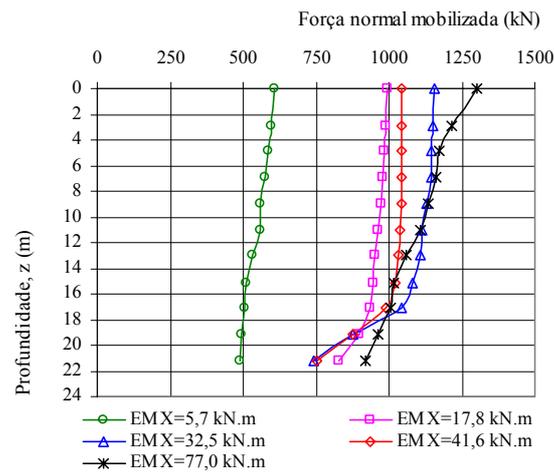
E01



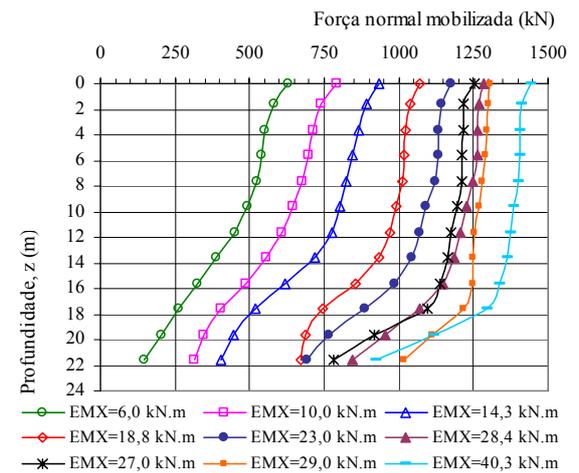
E02



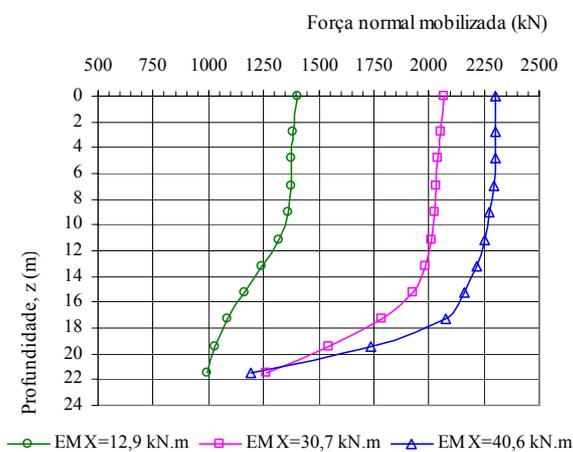
E03



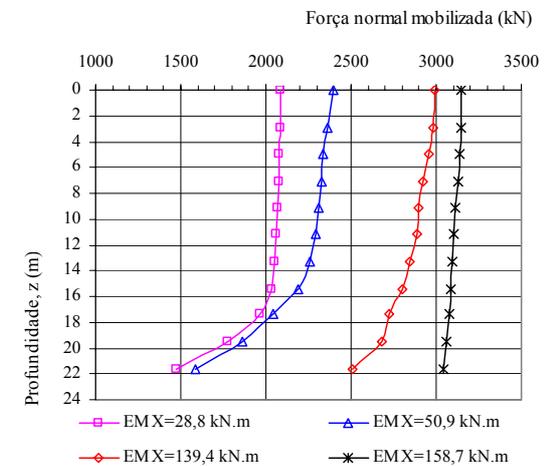
E04



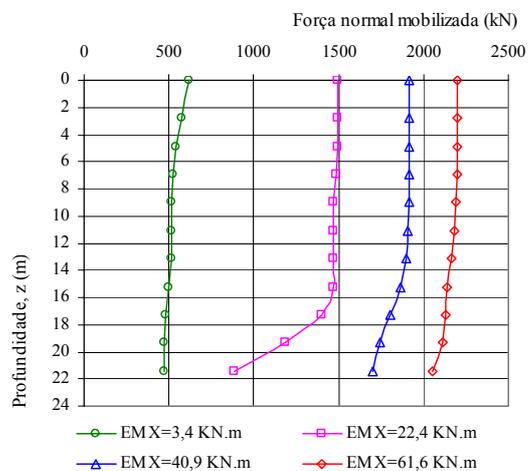
E05



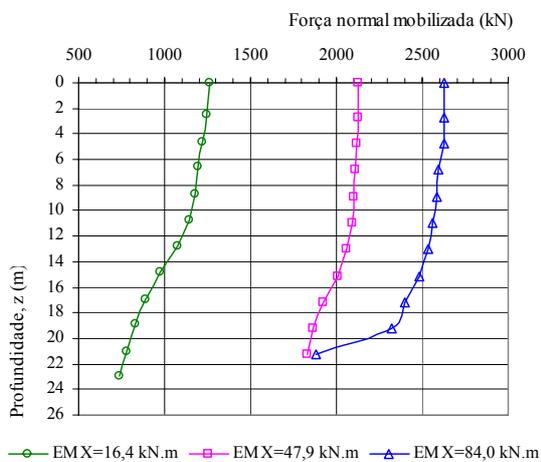
E06



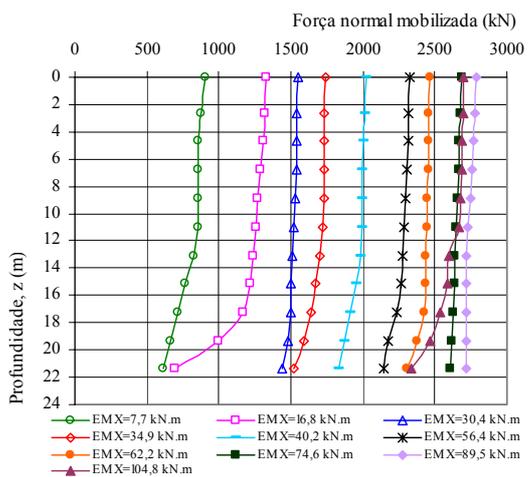
E07



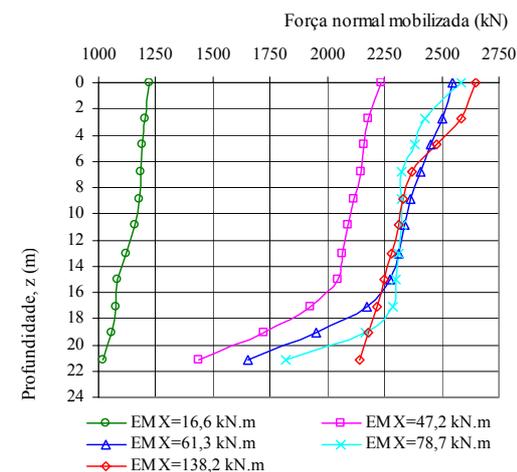
E08



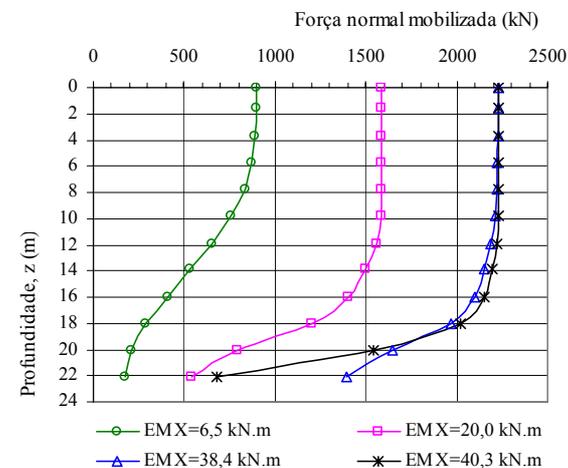
E09



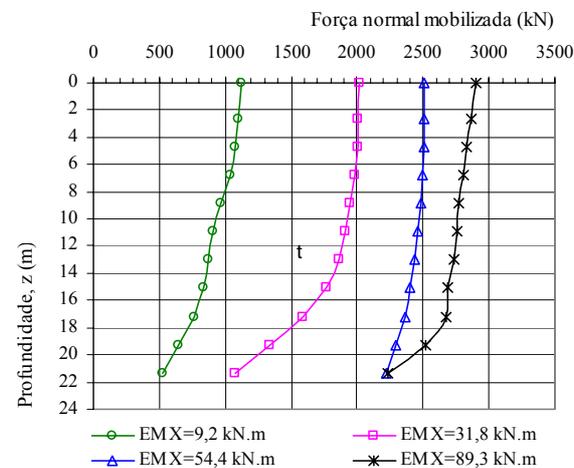
E10



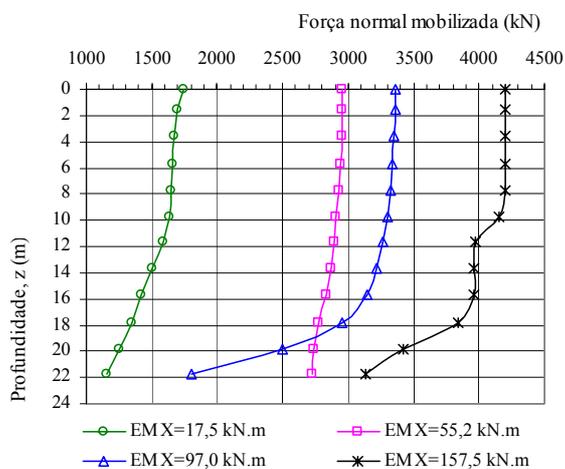
E11



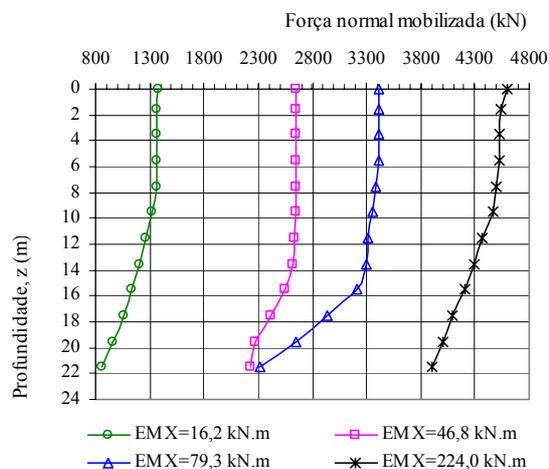
E12



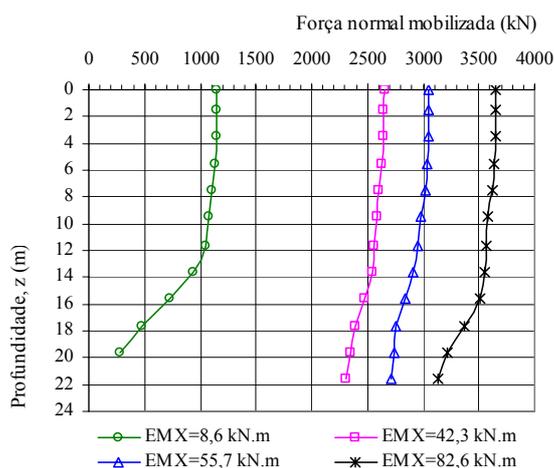
E13



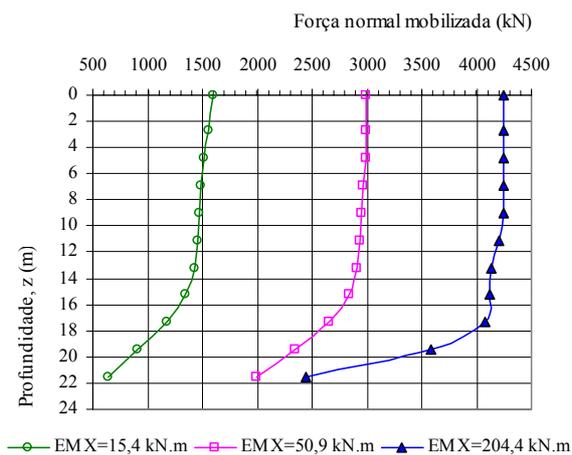
E14



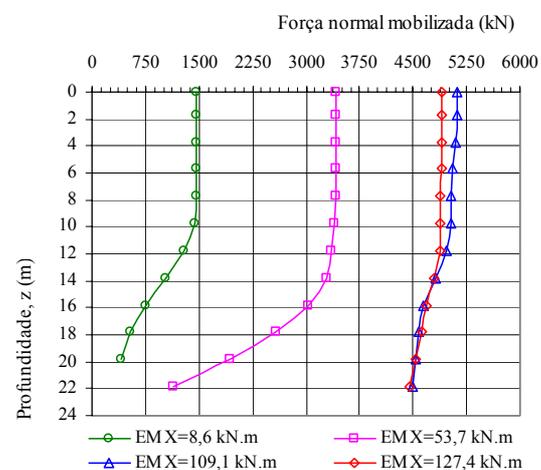
E15



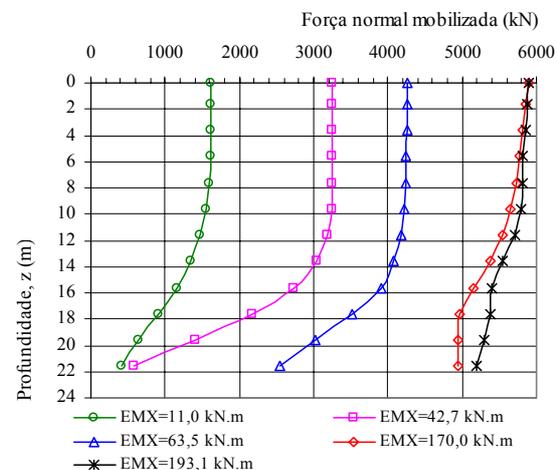
E16



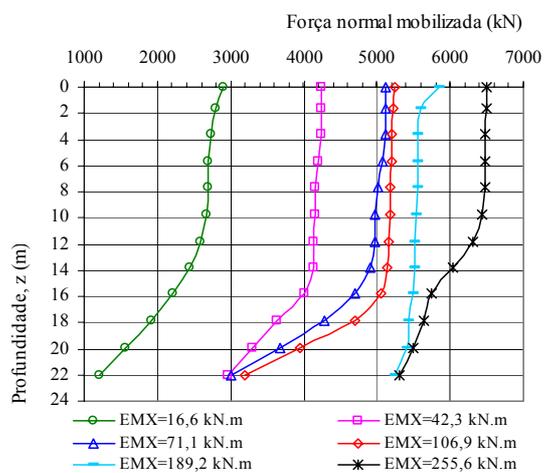
E17



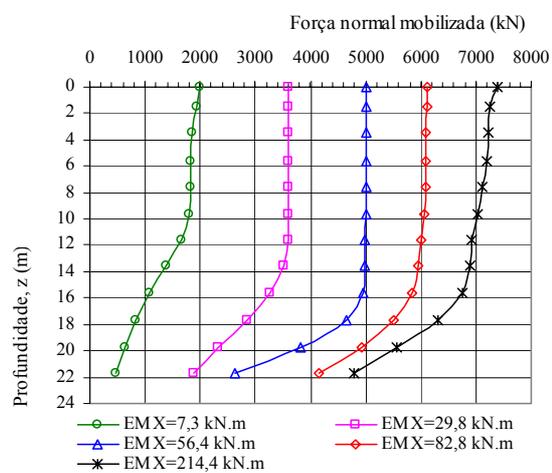
E18



E19



E20

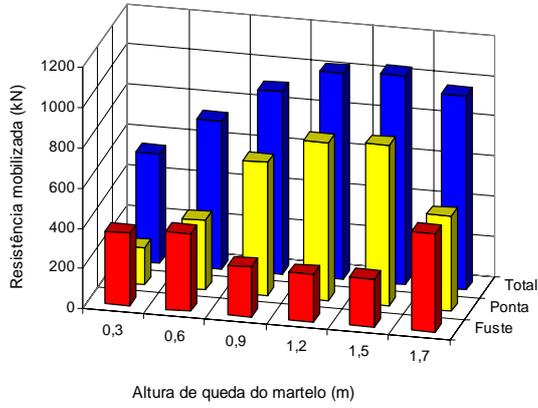


## **ANEXO K**

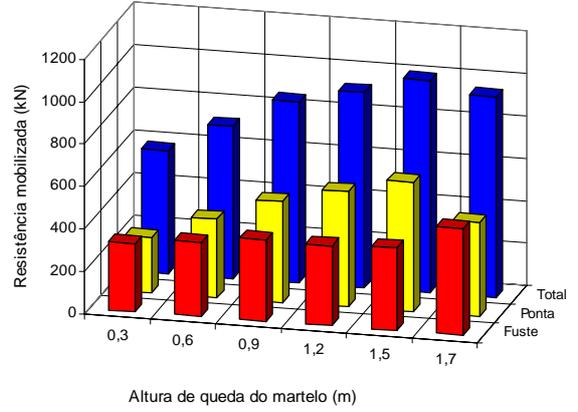
### **RESISTÊNCIA TOTAL, DE FUSTE E DE PONTA EM FUNÇÃO DA ALTURA DE QUEDA DO MARTELO**

---

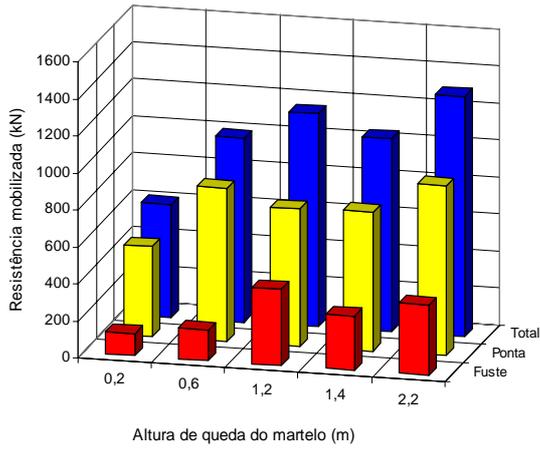
E01



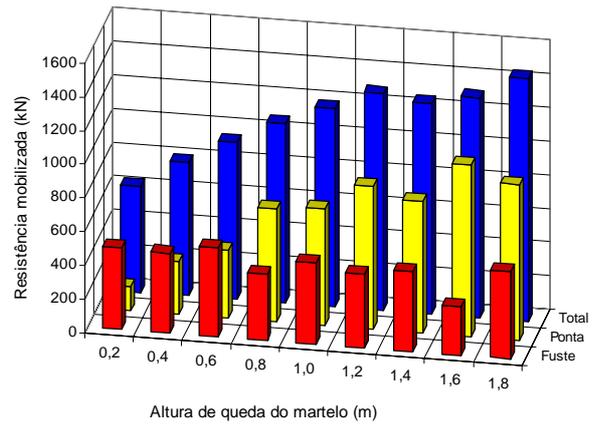
E02



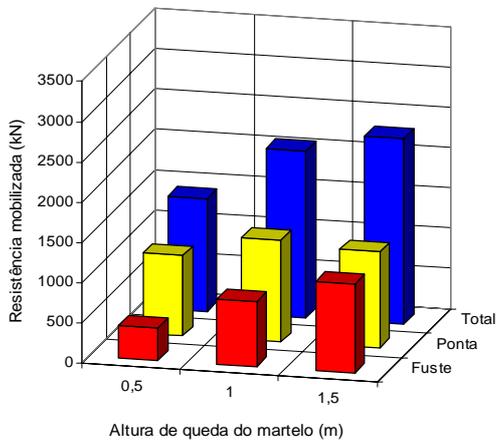
E03



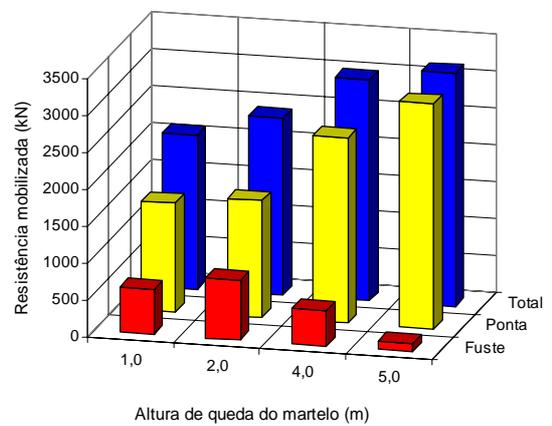
E04



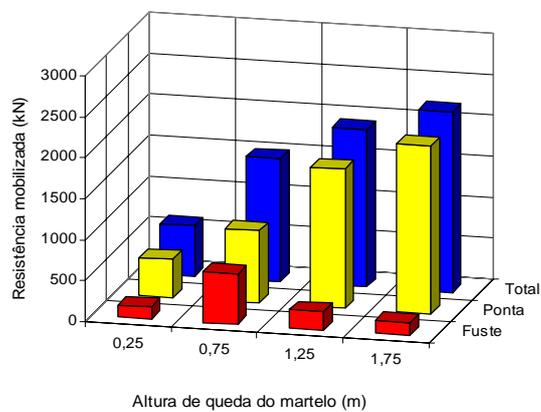
E05



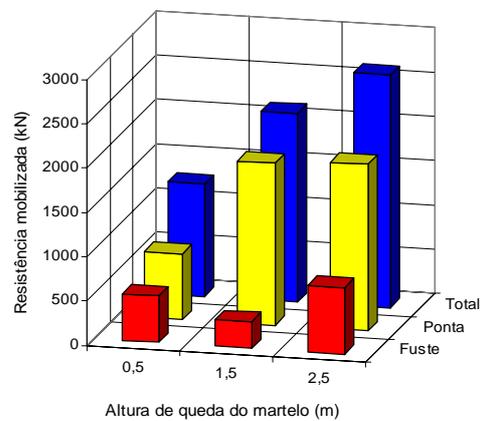
E06



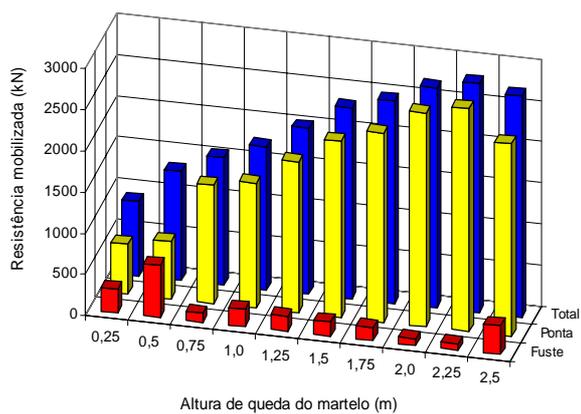
E07



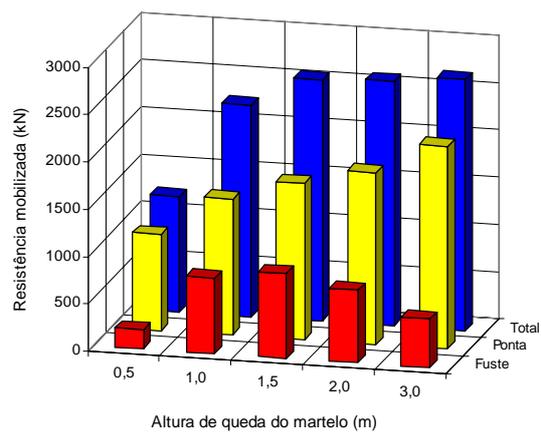
E08



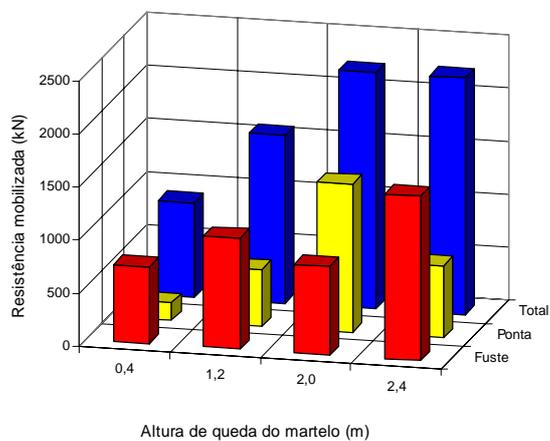
E09



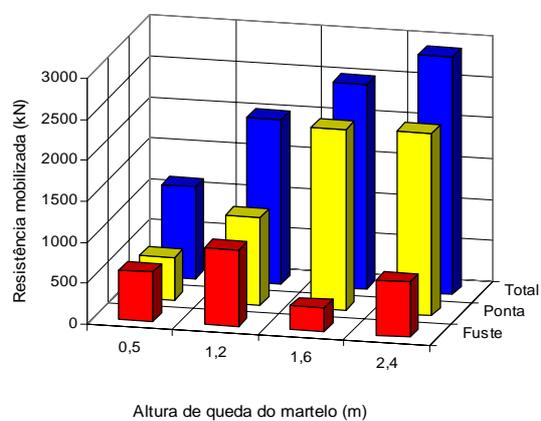
E10



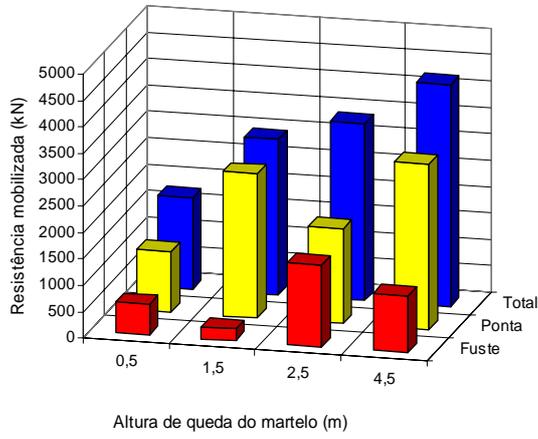
E11



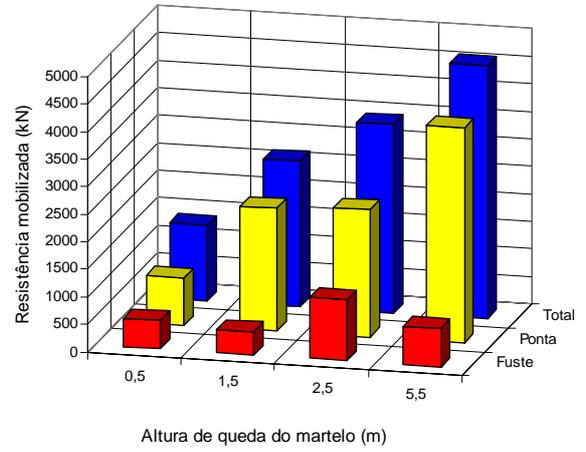
E12



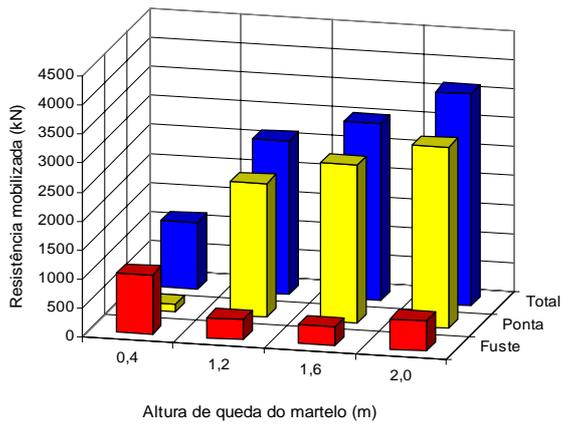
E13



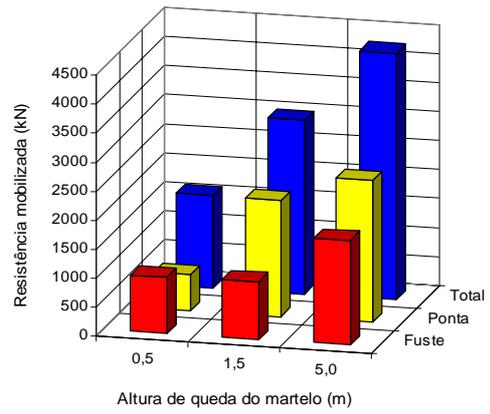
E14



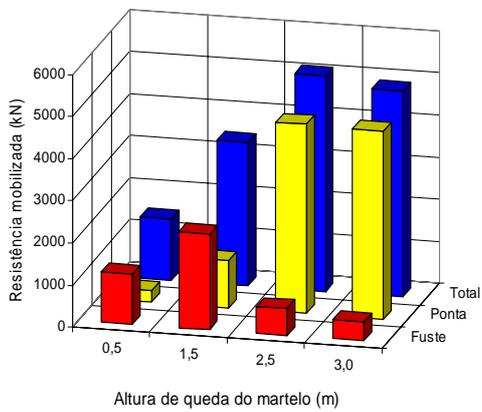
E15



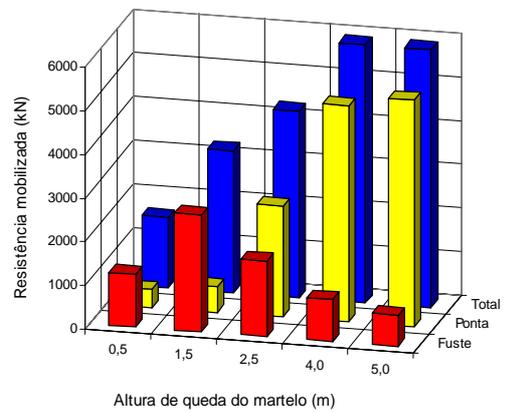
E16



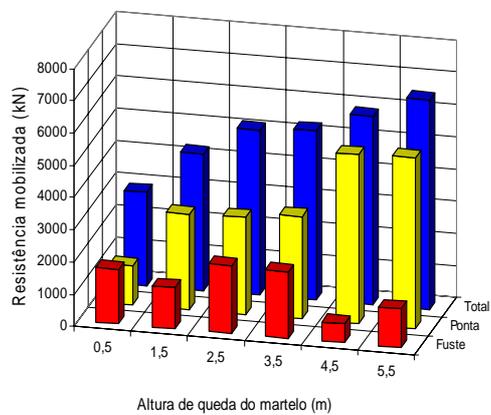
E17



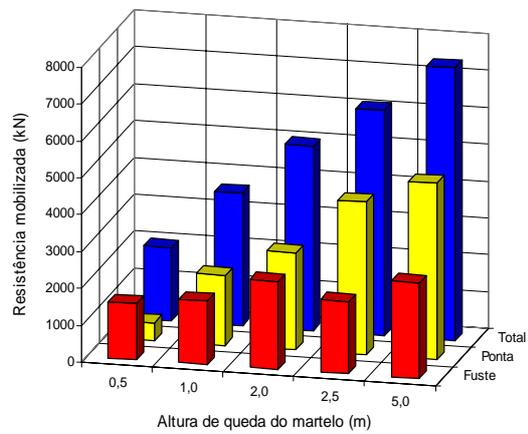
E18



E19



E20

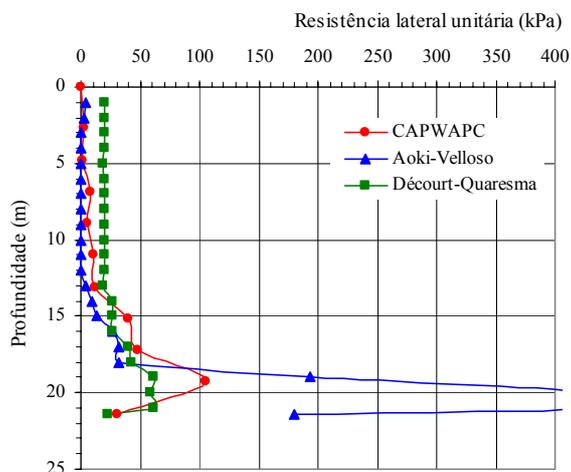


## **ANEXO L**

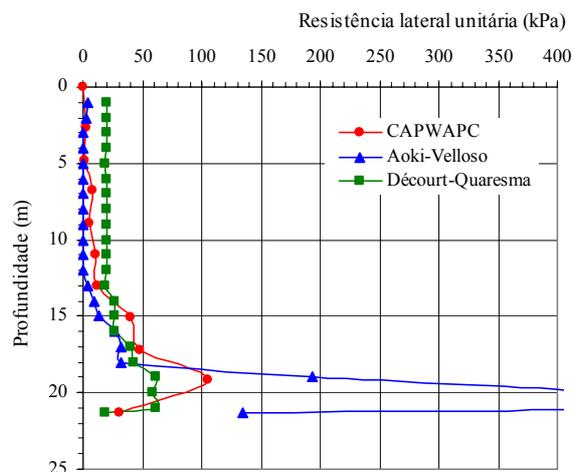
**RESISTÊNCIA LATERAL UNITÁRIA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE  
PREVISTA POR MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS E MEDIDA PELO ENSAIO DE  
CARREGAMENTO DINÂMICO PARA CADA ESTACA ANALISADA**

---

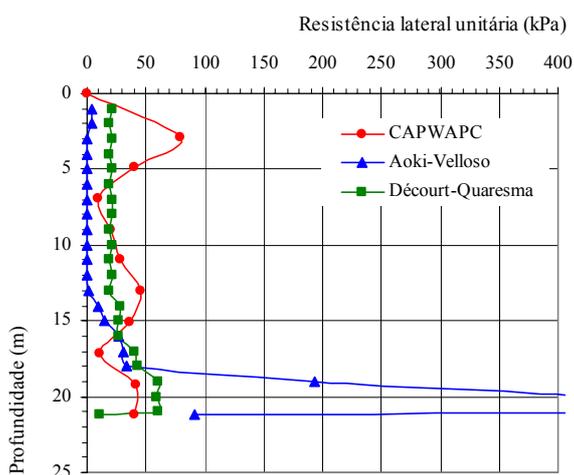
E01



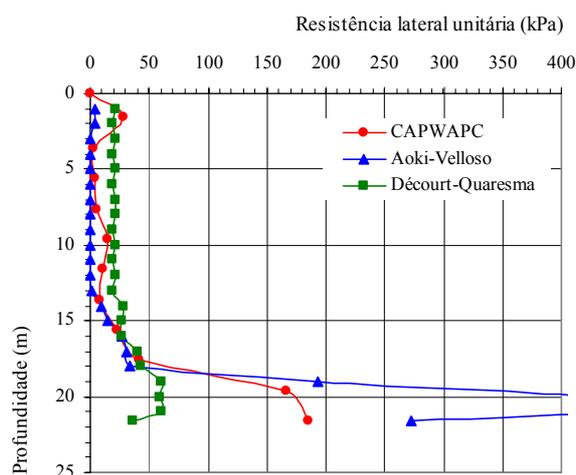
E02



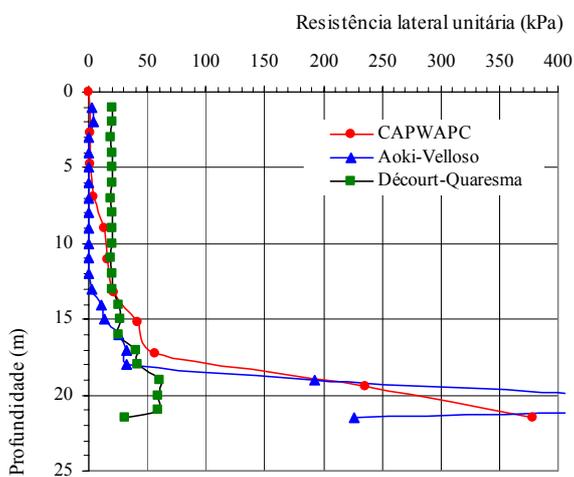
E03



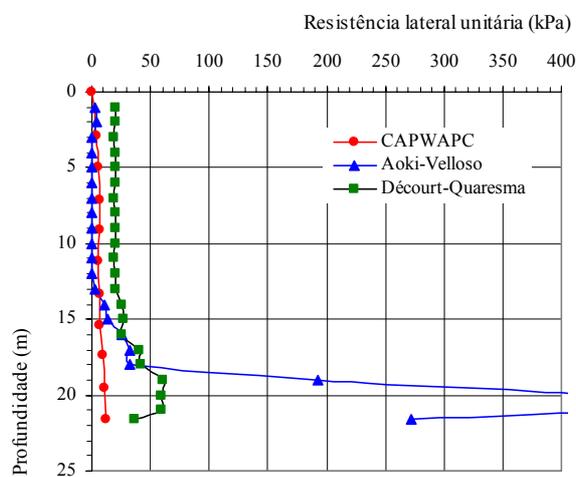
E04



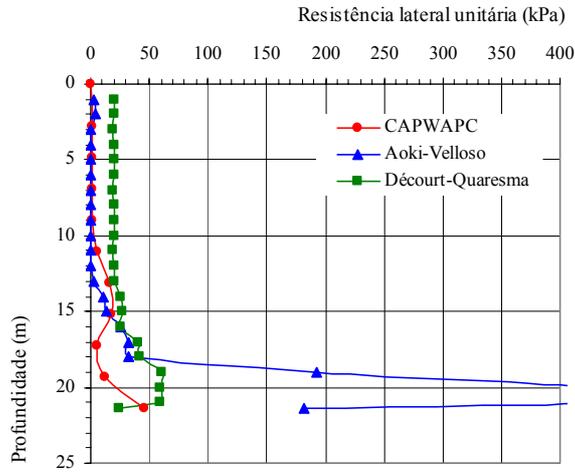
E05



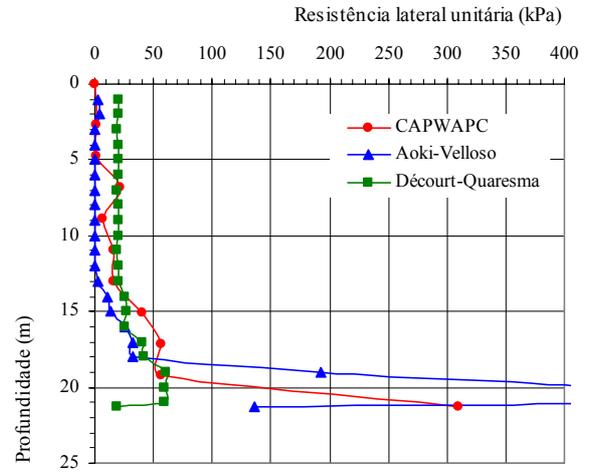
E06



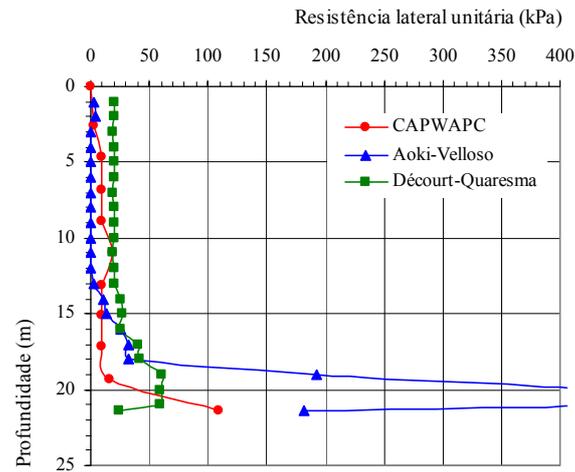
E07



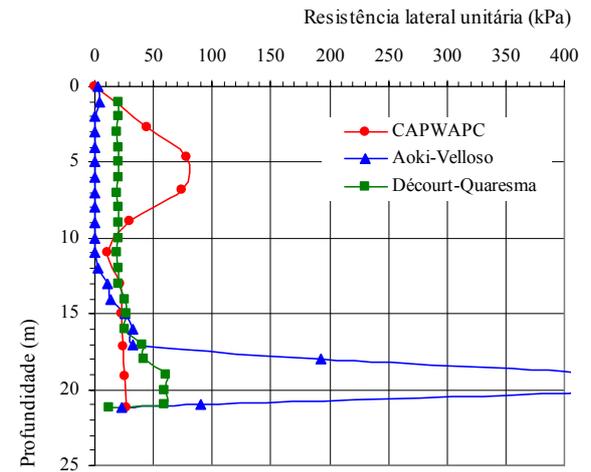
E08



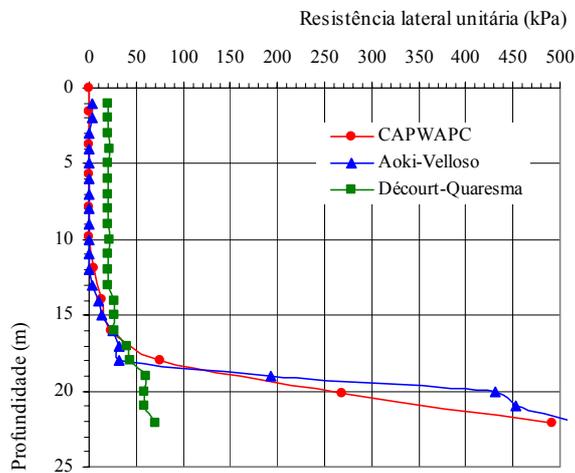
E09



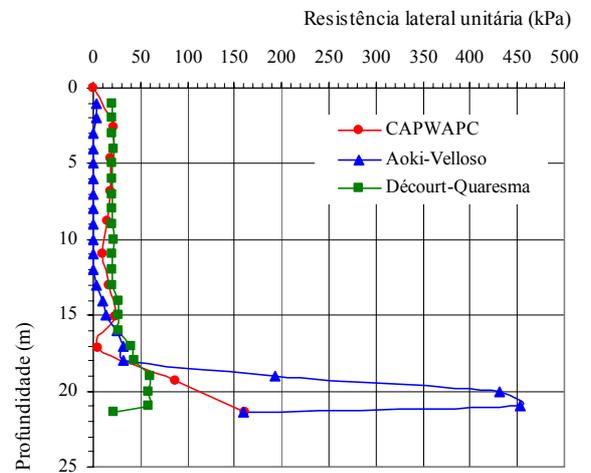
E10



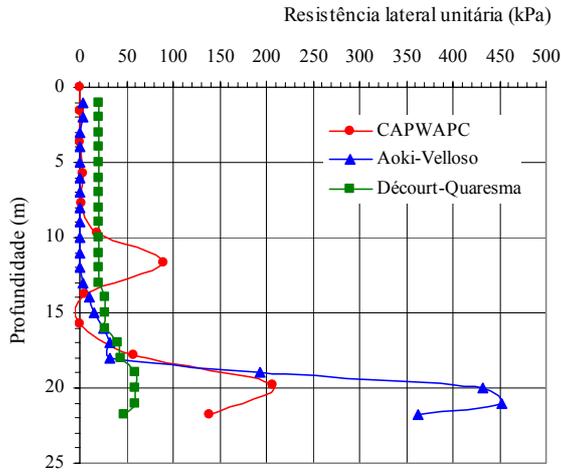
E11



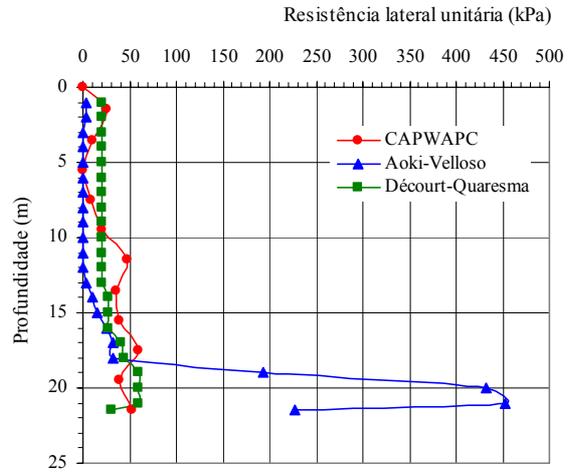
E12



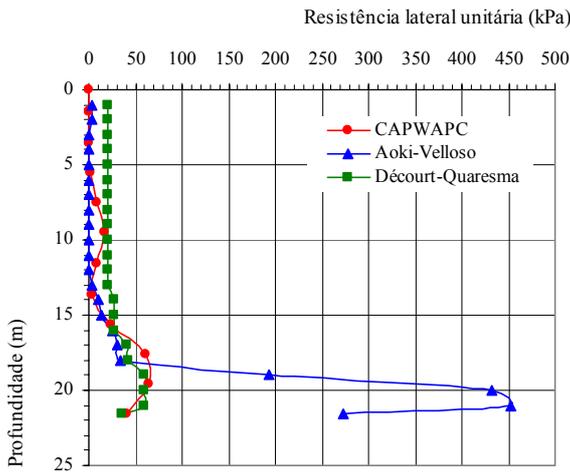
E13



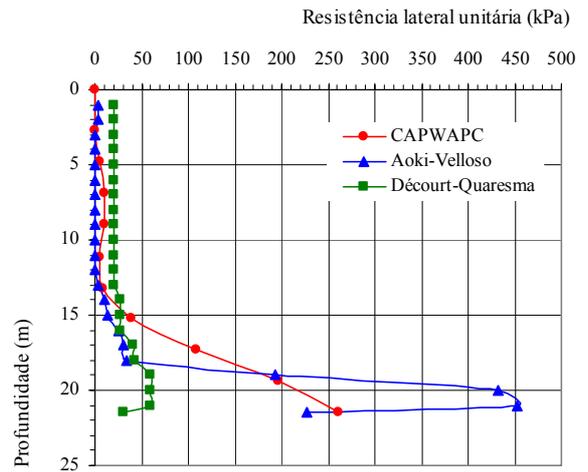
E14



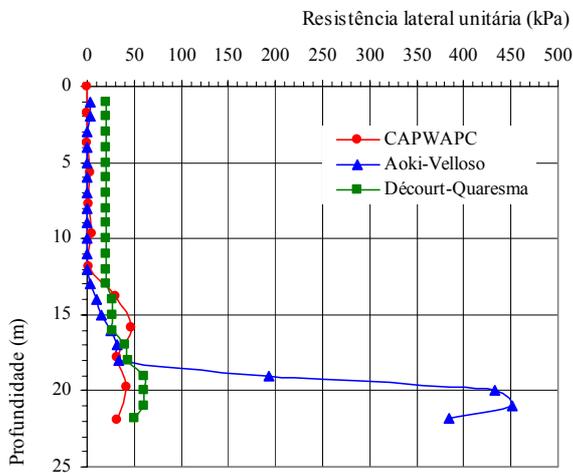
E15



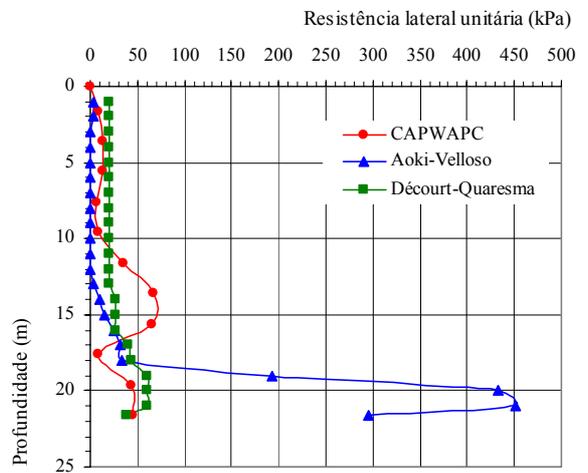
E16



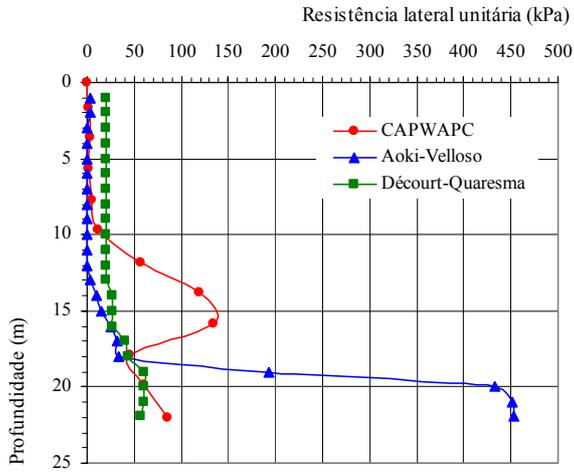
E17



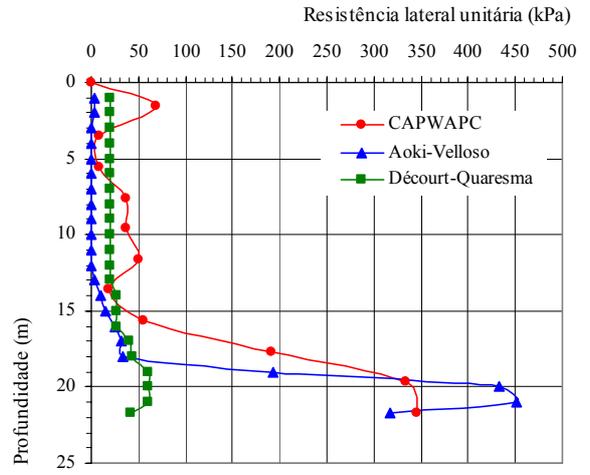
E18



E19



E20



## APÊNDICE

### REGRA DE SIMPSON

---

- Em cada intervalo  $2h$ ,  $f(x)$  é uma parábola.
- São necessários 3 pontos em cada intervalo.
- Área total:

$$\int_a^b f(x)dx \approx \frac{h}{3} \left[ f(x_0) + 2 \sum f(x_{2i-2}) + 4 \sum f(x_{2i-1}) + f(x_n) \right]$$

sendo,

$$h = \frac{(b - a)}{n}$$

$b$  = valor extremo direito

$a$  = valor extremo esquerdo

$n$  = número de intervalos ( $n$  = par)

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)