

JEAN FELIX CABETTE

ANALISE DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS UTILIZADOS PARA A
ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ-
FABRICADAS COM BASE EM RESULTADOS DE ENSAIOS DE
CARREGAMENTO DINÂMICO

SÃO PAULO

2014

JEAN FELIX CABETTE

ANALISE DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS UTILIZADOS PARA A
ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS PRÉ-
FABRICADAS COM BASE EM RESULTADOS DE ENSAIOS DE
CARREGAMENTO DINÂMICO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para obtenção
do título de Mestre em Engenharia Civil

Área de Concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador:
Prof. Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho

SÃO PAULO
2014

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 18 de Junho de 2014

Assinatura do autor

Assinatura do orientador

FICHA CATALOGRÁFICA

Cabette, Jean Felix

Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico / J.F. Cabette. -- São Paulo, 2014.

160 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Estacas 2.Carregamento nas estruturas 3.Processos pré-Fabricados 4.Capacidade de carga lateral I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus orientadores Fernando Marinho e Heloisa Gonçalves pela paciência e apoio prestados durante a realização deste trabalho e a banca examinadora desta dissertação de mestrado, principalmente, pela oportunidade de aprender com a experiência e conhecimento científico que possuem.

Ao consórcio F.M. Rodrigues / Gomes Lourenço e a Benaton Fundações por cederem os ensaios e as informações necessárias para elaboração deste trabalho.

As meus familiares pelo apoio incondicional em todos os momentos desta jornada em especial minha mãe Wilma Cabette e meus avós Anselmo Cabette e Benedita Soares Cabette.

A minha noiva Veridiana Oliveira pelo amor, companheirismo e compreensão durante a elaboração desse trabalho.

Aos amigos de republica Ricardo Romão, Luis Gazeta, Lucas Giroto, Flávio Campitelli, Marcelo Beraldo, Rafael Polido pelo apoio.

A toda equipe da Benaton Fundações que me ajudou na construção deste trabalho.

Sumário

RESUMO.....	13
ABSTRACT	14
1 – OBJETIVO.....	15
2– INTRODUÇÃO.....	16
3 – REVISÃO DA LITERATURA.....	18
3.1 – Métodos empíricos para previsão da capacidade de carga das estacas	18
3.1.1 – Método Aoki e Velloso (1975)	18
3.1.2 – Método de Decourt e Quaresma (1978).....	21
3.1.3 – Método de Teixeira (1996).....	25
3.2 – Métodos Dinâmicos.....	27
3.2.1 – Fórmulas Dinâmicas	29
3.2.2 – Teoria da Equação da onda.....	45
3.2.3 – Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD)	50
4 – MATERIAIS E MÉTODOS	56
5 – RESULTADOS	63
5.1 – Quadra I.....	63
5.2 – Quadra N.....	87
6 – DISCUSSÕES	107
7 – CONCLUSÕES.....	115
8 – RECOMENDAÇÕES PARA CONTINUAÇÃO DA PESQUISA.....	116
9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	117
ANEXO A – Resumo de cravação – Quadra I.....	120
ANEXO B – Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD) – Quadra I.....	132
ANEXO C – Resumo de cravação – Quadra N.....	141
ANEXO D – Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD) – Quadra N.....	150
ANEXO E – Métodos semi-empíricos – Quadras I e N	158

Lista de Figuras

Figura 1 – Distribuição de resistência ao longo da estaca	19
Figura 2 – Observação da resposta à cravação de uma estaca: a) medida simples da nega, b) medida da nega e repique e c) monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos (Velloso e Lopes, 2002); Avelino, J. D., 2006.	28
Figura 3 – (a) Medida simples da nega e (b) medida de nega e repique (VELLOSO e LOPES, 2002).	29
Figura 4 – Fórmulas Dinâmicas de cravação (SANTOS, 2002)	31
Figura 5 - Hipótese adotada na fórmula do Engineering News Record (VELLOSO e LOPES, 2002) .	43
Figura 6 – (a) Partículas no repouso; (b) Partículas aceleradas – Fonte: Gonçalves <i>et al.</i> (2000).....	46
Figura 7 – Deformações do elemento da estaca devido à propagação da onda (Gonçalves, 2007)...	48
Figura 8 – Gráfico dos sinais de força e velocidade x tempo medidos.....	51
Figura 9 – Força calculada x Força medida	52
Figura 10 – Distribuição de resistência estática ao longo do fuste da estaca.	52
Figura 11 – Curva carga x deslocamento	53
Figura 12 – Acelerômetro e transdutor de força	54
Figura 13– Posicionamento dos chumbadores de expansão na estaca	55
Figura 14 – Implantação do empreendimento	57
Figura 15 – Bate estacas executando a cravação das estacas.....	58
Figura 16 – Bate estacas executando a cravação das estacas (Quadra I)	59
Figura 17 – Panorama da obra (Quadra I).....	60
Figura 18 – Panorama das estacas executadas (Quadra N).....	60
Figura 19 – Sensores de aceleração e deformação instalados na estaca para realização do ensaio de carregamento dinâmico	61
Figura 20 – Panorama dos bate estacas na obra.	62
Figura 21 – Região executada pela Benaton Fundações – Quadra I.....	63
Figura 22 – Sondagem a percussão (SP – 919) – Parte I	64
Figura 23 – Sondagem a percussão (SP – 919) – Parte II	65
Figura 24 – Sondagem a percussão (SP – 920) – Parte I	66
Figura 25 – Sondagem a percussão (SP – 920) – Parte II	67
Figura 26 – Sondagem a percussão (SP – 921) – Parte I	68
Figura 27 – Sondagem a percussão (SP – 921) – Parte II	69
Figura 28 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-919).....	71
Figura 29 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-920).....	72
Figura 30 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-921).....	73
Figura 31 – Distribuição de frequência de acordo com os comprimentos cravados.	75
Figura 32– Valores dos repiques medidos em campo no final da cravação em função do comprimento cravado.....	77

Figura 33 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Chellis – Velloso.....	78
Figura 34 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Decourt e Quaresma.....	79
Figura 35 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Aoki e Velloso, proposta por Aoki (1985).	80
Figura 36 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método Teixeira (1996).	81
Figura 37 – Variação estatística das negas p/ 10 golpes obtidas na obra.	82
Figura 38 – Variação das negas p/ 10 golpes obtidas na obra em função do comprimento cravado das estacas.	82
Figura 39 – Variação estatística dos repiques obtidos na obra.	83
Figura 40 – Comparação entre os métodos dinâmicos e as análises CAPWAP	87
Figura 41 – Região executada pela Benaton Fundações – Quadra N	88
Figura 42 – Sondagem a percussão (SP – 907) – Parte I.....	89
Figura 43 – Sondagem a percussão (SP – 907) – Parte II.....	90
Figura 44 – Sondagem a percussão (SP – 908) – Parte I.....	91
Figura 45 – Sondagem a percussão (SP – 908) – Parte II.....	92
Figura 46 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-907).	94
Figura 47 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-908).	95
Figura 48 – Distribuição de frequência de acordo com os comprimentos cravados.	97
Figura 49 – Valores dos repiques medidos em campo no final da cravação em função do comprimento cravado.....	98
Figura 50 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Chellis – Velloso.....	99
Figura 51 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Decourt e Quaresma.....	100
Figura 52 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Aoki e Velloso, proposta por Aoki (1985).	101
Figura 53 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Teixeira (1996).....	102
Figura 54 – Variação estatística das negas p/ 10 golpes obtidas na obra.	103
Figura 55 – Variação das negas p/ 10 golpes obtidas na obra em função do comprimento cravado das estacas.	103
Figura 56 – Variação estatística dos repiques obtidos na obra.	104
Figura 57 – Comparação entre os métodos dinâmicos e as análises CAPWAP	106
Figura 58 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Chellis – Velloso.....	107
Figura 59 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Decourt e Quaresma.....	108

Figura 60 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Aoki e Velloso, proposta por Aoki (1985).	109
Figura 61 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Teixeira (1996).	110
Figura 62 – Comparação entre os métodos dinâmicos e as análises CAPWAP	113
Figura 63 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E9 – I2 – Quadra I.....	132
Figura 64 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E24 – I1 – Quadra I.....	132
Figura 65 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E35 – I1 – Quadra I.....	133
Figura 66 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E37 – I2 – Quadra I.....	133
Figura 67 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E4 – I4 – Quadra I.....	134
Figura 68 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E9 – I4 – Quadra I.....	134
Figura 69 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E37 – I4 – Quadra I.....	135
Figura 70 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E48 – I3 – Quadra I.....	135
Figura 71 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E57 – I4 – Quadra I.....	136
Figura 72 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E59 – I3 – Quadra I.....	136
Figura 73 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E19 – I3 – Quadra I.....	137
Figura 74 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E21 – I3 – Quadra I.....	137
Figura 75 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E61 – I3 – Quadra I.....	138
Figura 76 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E73 – I4 – Quadra I.....	138
Figura 77 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E84 – I4 – Quadra I.....	139
Figura 78 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E107 – I4 – Quadra I.....	139
Figura 79 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E108 – I4 – Quadra I.....	140
Figura 80 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E109 – I4 – Quadra I.....	140
Figura 81 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E2 – N1 – Quadra N	150
Figura 82 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E4 – N1 – Quadra N	151
Figura 83 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E4 – N8 – Quadra N	151
Figura 84 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E13A – N8 – Quadra N	152
Figura 85 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E22 – N8 – Quadra N	152
Figura 86 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E1 – N5 – Quadra N	153
Figura 87 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E13 – N5 – Quadra N	153
Figura 88 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E18 – N8 – Quadra N	154
Figura 89 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E41 – N10 – Quadra N	154
Figura 90 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E50 – N10 – Quadra N	155
Figura 91 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E88 – N10 – Quadra N	155
Figura 92 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E17 – N6 – Quadra N	156
Figura 93 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E25 – N6 – Quadra N	156
Figura 94 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E7A – N5 – Quadra N.....	157
Figura 95 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-919.....	158
Figura 96 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-920.....	159
Figura 97 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-921.....	159

Figura 98 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-907.....	160
Figura 99 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-908.....	160

Lista de tabelas

Tabela 1 – Fatores de Transformação.....	20
Tabela 2 – Coeficientes K e α (Aoki – Velloso, 1975)	21
Tabela 3 – Valores de adesão sugeridos por Decourt e Quaresma (1978).	22
Tabela 4 – Valores do coeficiente C sugeridos por Decourt e Quaresma (1978)	22
Tabela 5 – Valores de C utilizados por Decourt (1982) para estacas escavadas.	25
Tabela 6 – Valores do parâmetro α de Teixeira.....	26
Tabela 7 – Valores do parâmetro β de Teixeira.....	26
Tabela 8 – Valores de <i>quake</i> segundo Forehand e Reese (1964)	34
Tabela 9 – Valores de <i>quake</i> segundo Souza Filho e Abreu (1990)	34
Tabela 10 – Recomendação para o sistema de cravação.....	36
Tabela 11 – Sumário das Análises Estatísticas (Poulos e Davis, 1980)	45
Tabela 12 – Resumo referente a cravação das estacas na Quadra I	74
Tabela 13 – Resumo ensaios de carregamento dinâmico (ECD).....	76
Tabela 14 – Estimativa da capacidade de carga das estacas através dos métodos dinâmicos.....	84
Tabela 15 – Resumo referente a cravação das estacas na Quadra N.....	96
Tabela 16 – Resumo ensaios de carregamento dinâmico (ECD).....	97
Tabela 17 – Estimativa da capacidade de carga das estacas através dos métodos dinâmicos.....	105
Tabela 18 – Estimativa da capacidade de carga das estacas através dos métodos dinâmicos.....	112
Tabela 19 – Resumo de cravação do prédio B1 – Quadra I – Parte I.....	120
Tabela 20 – Resumo de cravação do prédio B1 – Quadra I – Parte II.....	121
Tabela 21 – Resumo de cravação do prédio B1 – Quadra I – Parte III.....	122
Tabela 22 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra I – Parte I.....	122
Tabela 23 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra I – Parte II.....	123
Tabela 24 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra I – Parte III.....	124
Tabela 25 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra I – Parte IV	125
Tabela 26 – Resumo de cravação do prédio B3 – Quadra I – Parte I.....	125
Tabela 27 – Resumo de cravação do prédio B3 – Quadra I – Parte II.....	126
Tabela 28 – Resumo de cravação do prédio B3 – Quadra I – Parte III.....	127
Tabela 29 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra I – Parte I.....	127
Tabela 30 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra I – Parte II.....	128
Tabela 31 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra I – Parte III.....	129
Tabela 32 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra I – Parte IV	130
Tabela 33 – Resumo de cravação do prédio B8 – Quadra I – Parte I.....	130
Tabela 34 – Resumo de cravação do prédio B8 – Quadra I – Parte II.....	131
Tabela 35 – Resumo de cravação do prédio B1 – Quadra N.....	141
Tabela 36 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra N.....	142
Tabela 37 – Resumo de cravação do prédio B3 – Quadra N.....	143
Tabela 38 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra N.....	144

Tabela 39 – Resumo de cravação do prédio B5 – Quadra N	144
Tabela 40 – Resumo de cravação do prédio B6 – Quadra N	145
Tabela 41 – Resumo de cravação do prédio B7 – Quadra N	146
Tabela 42 – Resumo de cravação do prédio B8 – Quadra N	147
Tabela 43 – Resumo de cravação do prédio B10 – Quadra N – Parte I	147
Tabela 44 – Resumo de cravação do prédio B10 – Quadra N – Parte II	148
Tabela 45 – Resumo de cravação do prédio B10 – Quadra N – Parte III	149

Lista de símbolos

ΔL (Espessura de Camada);

\bar{N} (Média dos valores de N_{spt} ao longo do fuste);

A (área da seção transversal da estaca);

A_p (Área da ponta da estaca);

BE (Número do Bate Estacas);

C_1 , C_2 e C_3 (Compressões elásticas (repiques) do capacete, estaca e do solo respectivamente);

C_2 (Deformação elástica (repique) da estaca);

C_3 (valor da compressão elástica (*quake*) do solo abaixo da ponta da estaca);

C_s (Coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelo autor);

D (diâmetro ou lado em metros do fuste da estaca, mantendo a relação F_2 igual a duas vezes F_1);

DC (Diagrama de cravação da estaca);

e (Eficiência do impacto);

E (Módulo de elasticidade da estaca);

ECD (Ensaio de carregamento dinâmico);

f_1 (Fator adimensional para a resistência de ponta);

f_2 (Fator de correção para o atrito lateral, adotado igual a 2,5);

f_c (Atrito lateral unitário do ensaio de Cone (CPT))

h (Altura de queda do pilão (martelo));

K (Repique elástico (C_3+C_2));

kK (C_2 (Deformação elástica (repique) da estaca, admitindo-se a existência de fase perfeitamente elástica do solo);

L (Comprimento da estaca);

m (massa da estaca);

$N_L(N_{SPT}$ Média na camada de espessura ΔL);

N_p (N_{SPT} na cota da ponta da estaca);

P (Peso da estaca);

\bar{P} (Carga admissível);

q (Perdas de energia (encurtamento elástico do capacete, cepo e coxim (C_1) e da estaca (C_2) e encurtamento elástico do solo (*quake* (C_3)));

q_c (Resistência de ponta do ensaio de Cone (CPT));

q_L (Adesão ao longo do fuste);

Q_L (Parcela da carga de ruptura resultante do atrito ao longo do fuste);

q_L (Tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura ΔL na ruptura);

Q_p (Parcela da carga de ruptura resultante da ponta da estaca);

q_p (Resistência de ponta da estaca);

Q_u (Carga de ruptura da estaca);

R_{CM} (Resistência estática mobilizada pelo golpe aplicado);

R_u (Resistência última da estaca);

s (Penetração da estaca por golpe (nega));

U (Perímetro da estaca);

W (Peso do martelo);

$\Omega = 0,03L + 0,5$ (Fator de correção, cujo objetivo é corrigir a tendência de crescimento da relação $R_{CASE} / R_{FÓRMULA}$ em função do comprimento cravado da estaca);

α (Fator de redução ($0 < \alpha < 1$), propõe fixar o valor médio de 0,8);

α_r (coeficiente que exprime a relação entre a parcela de carga da ponta e carga total da estaca) (adotado com valor de 0,7 quando a estaca trabalha tanto por atrito quanto por ponta);

η (Coeficiente de restituição igual a 0,25 para estacas de concreto cravadas com capacete com coxim de madeira);

RESUMO

A fundação profunda tem como objetivo realizar a transferência das cargas provenientes da superestrutura ao solo, ou seja, deve-se considerar sempre a interação fundação-solo, para estimativa da capacidade de carga de suporte da estrutura. Segundo Avelino (2006) com o surgimento dos ensaios de carregamento dinâmico, o controle do estaqueamento de fundações profundas desenvolveu-se significativamente nos últimos vinte anos devido à facilidade na execução desses ensaios e seu relativo baixo custo. No Brasil, há um predomínio praticamente absoluto dos métodos CASE e CAPWAP. O trabalho tem por objetivo analisar o método semi-empírico que preveja com maior confiabilidade a capacidade de carga de estacas pré-fabricadas cravadas em região de solo mole. Para atingir este objetivo serão analisadas estacas de concreto protendido com seção transversal quadrada 230mmx230mm, utilizadas como fundação de habitações populares em uma obra promovida pela Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano do Estado de São Paulo (CDHU), na cidade de Cubatão, São Paulo. Neste trabalho serão apresentados os resultados de capacidade de carga das estacas determinados através da aplicação de alguns métodos consagrados, como o “Decourt-Quaresma (1978)” e “Aoki-Velloso (1975)”, que utilizam resultados de sondagens a percussão de simples reconhecimento. Estes valores de capacidade de carga serão comparados aos obtidos através de uma série de ensaios de carregamento dinâmico tendo como foco a capacidade de carga da estaca, através das análises CAPWAP. Estes ensaios são localizados próximos aos respectivos furos de sondagens cujos resultados foram utilizados para previsão da capacidade de carga.

ABSTRACT

A deep foundation is a structural element that aims to conduct the transfer of loads from the superstructure to the ground, ie, one should always consider the foundation - soil interaction to predict the load capacity of the frame support. According to Avelino (2006) with the emergence of dynamic loading tests, the control staking of deep foundations has developed significantly over the last twenty years due to the ease in performing those tests and their relative low cost. In Brazil, there is an almost absolute predominance of CASE and CAPWAP methods. The work aims to compare the values of load capacity predicted by semi-empirical methods of prefabricated concrete piles driven in to the soft soil with the values obtained through dynamic load tests. For this, pre-stressed concrete piles were analyzed with square cross section 230mmx230mm, used as popular housing foundation in a project promoted by the Company of Housing and Urban Development of the State of São Paulo (CDHU) in the city of Cubatão, São Paulo. The semi-empiric methods used follow the Decourt and Quaresma (1978), Aoki and Velloso (1975), methods, using results of standard penetration test (SPT). These load capacity values will be compared to those obtained through a series of dynamic loading test focusing on the load capacity obtained through the CAPWAP analysis.

1 – OBJETIVO

Esta pesquisa de Mestrado tem por objetivo verificar alguns métodos empíricos usualmente utilizados no meio técnico no Brasil para estimativa da capacidade de carga de fundações profundas, comparando-os a resultados de provas de carga dinâmicas realizadas em estacas pré-fabricadas de concreto protendido, utilizadas na cidade de Cubatão, localizada na Baixada Santista, estado de São Paulo. As estacas que serão analisadas foram cravadas para servirem de fundação para as habitações construídas pela CDHU, com carga de projeto de até 40tf, a qual está embutido o atrito negativo gerado pela camada compressível de argila mole e do aterro sobre esta camada. Como adendo neste trabalho serão utilizados os resultados de capacidade de carga das estacas determinados através das análises CAPWAP realizados durante o período de estaqueamento da obra, para balizar algumas fórmulas dinâmicas utilizadas pelo meio técnico para previsão da capacidade das estacas com objetivo de uniformizar o estaqueamento e garantir a capacidade de carga das estacas através de critérios dinâmicos de cravação.

2– INTRODUÇÃO

Nos diversos segmentos da geotecnia e em especial na área de fundações, o engenheiro se depara com uma série de incertezas. Algumas destas incertezas são inerentes à variabilidade local do solo, às condições de carregamento, aos efeitos do tempo, às diferenças nos processos executivos, erros de sondagens, que influenciam diretamente a estimativa da capacidade de carga da fundação, seja por ocasião de seu carregamento estático, seja durante ou logo após a cravação.

Os solos são materiais naturais cujas propriedades de resistência, compressibilidade e permeabilidade são função de inúmeras variáveis, entre elas a rocha de origem, o processo de decomposição da rocha, o clima da região, a topografia, agentes de transporte, etc.. No Brasil, os projetos de fundação são baseados principalmente na análise do tipo de solo e dos valores de SPT determinados em sondagens de simples reconhecimento. Através da utilização de fórmulas ou métodos empíricos e principalmente semi-empíricos são determinados os parâmetros necessários e elaborados os projetos de fundação. Como as sondagens são pontuais não conseguem sempre reproduzir fielmente o subsolo da região, que na maioria das vezes não é homogêneo nem isotrópico. Além disso, a experiência acumulada que capacita os diversos autores no desenvolvimento de métodos empíricos ou semi-empíricos nem sempre é válida para a região que está sendo estudada.

A previsão da capacidade de carga das estacas em regiões com extensas camadas de argila mole são dificultadas pela existência ou não do atrito negativo. Se a estaca tende a deslocar mais que a argila mole, desenvolve-se um atrito entre a estaca e o solo que mobiliza a capacidade lateral da estaca. Porém, quando a argila mole tende a recalcar mais que a estaca este atrito é negativo introduz um acréscimo de carga.

O subsolo da Baixada Santista é constituído por camadas alternadas de argila mole orgânica e areia. Segundo trabalhos desenvolvidos por Massad (1985) as argilas moles podem ser classificadas como SFL (sedimentos flúvio-lagunares) e AT (argilas transicional) segundo algumas características geotécnicas. Uma importante diferença entre estas argilas é o histórico de tensões; enquanto as argilas da formação SFL têm razão de sobre-adensamento baixa, na maioria dos casos entre 1

e 1,3 as argilas AT apresentam altos valores de OCR, variando geralmente entre 2 e 4. Como consequência, as argilas SFL apresentam recalques por adensamento substanciais quando submetidas a baixos valores de acréscimo de tensão, o que não ocorre nas argila AT. Um exemplo dos problemas advindos da grande magnitude dos recalques da argila mole da Baixada Santista são os “prédios tortos de Santos”, muito discutidos na literatura técnica.

O subsolo da cidade de Cubatão é típico da região, apresentando uma espessa e profunda camada de argila SFL. O local da obra tinha servido de bota-fora para o material extraído para a abertura dos túneis da Imigrantes em 2002 e possuía uma camada de 3m a 4m de rachão misturado a solo fino que havia sido depositada sobre a argila mole. Foram realizadas várias campanhas de investigação geotécnica através das quais pode ser constatada a grande heterogeneidade do subsolo. Em função destas dificuldades, os projetistas resolveram utilizar fundações profundas para evitar recalques e garantir a integridade das estruturas.

Existem vários métodos semi-empíricos difundidos na literatura técnica, que são utilizados para a previsão da capacidade de carga das estacas. Serão apresentados no capítulo de revisão bibliográfica os métodos mais difundidos no meio técnico brasileiro.

A prova de carga dinâmica fundamenta-se na teoria da equação da onda, consistindo na aplicação de carregamentos dinâmicos com energias crescentes sobre o topo da estaca, seguindo o registro dos sinais das ondas de tensão refletidas e interpretação dos mesmos valores através de um método de cálculo específico (NBR13208 (2007) – Ensaios de carregamento dinâmico). No Brasil, há um predomínio praticamente absoluto na utilização dos métodos CASE e CAPWAP, os quais são regulamentados pela (NBR13208), que trata da metodologia empregada para a realização deste ensaio. Devido sua rapidez e baixo custo relativo, aliadas à necessidade de comprovação das cargas de projeto, os ensaios dinâmicos vêm sendo utilizados com bastante frequência em obras de todos os portes.

3 – REVISÃO DA LITERATURA

Serão abordados alguns métodos de previsão da capacidade de carga de estacas, assim como métodos de controle do estaqueamento para estacas pré-moldadas de concreto.

Os diversos métodos utilizados no controle de estaqueamentos têm como grande objetivo garantir a integridade e a capacidade de carga estática das estacas. Usualmente, o controle é feito pela nega, durante a cravação, e por provas de carga estáticas realizadas em uma amostra do estaqueamento. Os sistemas de monitoração eletrônica da cravação de estacas surgiram na década de 70 do século XX, e se tornaram uma ferramenta importante e muito utilizada no controle e aferição de fundações (ALONSO, 1998).

3.1 – Métodos empíricos para previsão da capacidade de carga das estacas

Desde 1975, quando surgiu o primeiro método brasileiro para a estimativa da capacidade de carga de estacas, proposto por Aoki e Velloso (1975), vários outros autores, seguindo a mesma linha de raciocínio, apresentaram métodos semelhantes, existindo hoje uma experiência bastante razoável no meio técnico nacional.

Para estimativa da capacidade de carga das estacas pelos métodos empíricos baseados no N_{spt} serão apresentados os métodos de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) por serem os mais utilizados e difundidos no meio técnico nacional, lembrando aqui que esses métodos estão sempre sofrendo atualizações e foram idealizados com base em elementos técnicos especificados de cada região onde foram desenvolvidos.

3.1.1 – Método Aoki e Velloso (1975)

Considerando que o fuste da estaca atravessa várias (n) camadas distintas de solo, as parcelas de resistência de ponta (Q_p) e de resistência lateral (Q_s) que compõem a capacidade de carga de ruptura da estaca (Q_u), são expressos por:

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (1)$$

$$Q_L = U \times \sum_1^n q_L \times \Delta L \quad (2)$$

$$Q_u = Q_L + Q_p \quad (3)$$

Onde:

- Q_U – Carga de ruptura da estaca.
- Q_L – Parcela da carga de ruptura resultante do atrito ao longo do fuste.
- Q_P – Parcela da carga de ruptura resultante da ponta da estaca.
- U – Perímetro da estaca.
- ΔL – Espessura de camada.
- q_L – Tensão média de adesão ou de atrito lateral na ruptura na camada de espessura ΔL .
- A_P – Área da ponta da estaca.
- q_P – Resistência de ponta da estaca.

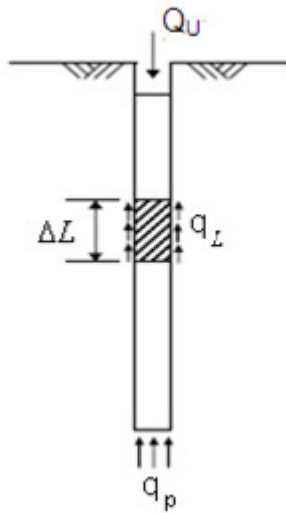


Figura 1 – Distribuição de resistência ao longo da estaca

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (4)$$

$$q_L = \frac{f_c}{F_2} \quad (5)$$

- q_c – Resistência de ponta do ensaio de Cone (CPT)
- f_c – Atrito lateral unitário do ensaio de Cone (CPT)
- F_1 e F_2 – Fatores de transformação (escala e tipo de estaca), conforme tabela 1.

Tabela 1 – Fatores de Transformação.

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré – Fabricada	1,75	3,5

Com a modificação para estacas pré-moldadas de pequenos diâmetros proposta por Aoki (1985), foi verificado que o valor F_1 de 1,75 mostrou-se muito conservador. Por isso foi realizado nova proposição para o coeficiente empírico F_1 (equação (6)) para estacas pré-moldadas de concreto:

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad (6)$$

Onde:

- D (diâmetro ou lado em metros do fuste da estaca, mantendo a relação F_2 igual a duas vezes F_1).

Quando não se dispõe de ensaio CPT (Cone) pode ser usada a relação com o SPT.

$$q_c = K \times N \quad (7)$$

A tabela 2 mostra os coeficientes K e α considerados por (Aoki – Velloso, 1975)

Tabela 2 – Coeficientes K e α (Aoki – Velloso, 1975)

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Silto – Argilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilo – Siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Areno – Argiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argilo – Arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno – Siltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Silto – Arenosa	0,33	3,0

$$q_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad (8)$$

$$q_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad (9)$$

- N_p – N_{SPT} na cota da ponta da estaca;
- N_L – N_{SPT} Médio na camada de espessura ΔL

Capacidade de carga de uma estaca:

$$Q_u = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \times \sum_1^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta L) \quad (10)$$

$$\bar{P} \leq \frac{Q_u}{2} \quad (\text{Carga Admissível}) \quad (11)$$

3.1.2 – Método de Decourt e Quaresma (1978)

Decourt e Quaresma (1978) apresentam um processo expedito para determinação da carga de ruptura de estacas, com base apenas (e diretamente) nos resultados fornecidos por sondagens à percussão. Os autores ressaltam que o método elaborado não visa a obtenção de valores exatos, mas sim de estimativas bastante aproximadas, seguras e, principalmente de fácil determinação.

Decourt e Quaresma (1978) sugerem os seguintes valores de resistência lateral (Tabela 3), sem distinção quanto ao tipo de solo:

Tabela 3 – Valores de adesão sugeridos por Decourt e Quaresma (1978).

SPT (Valor médio ao longo do fuste)	Adesão (kPa)
3	20
6	30
9	40
12	50
>15	60

Para a estimativa da resistência de ponta em (kPa), os autores propõem a utilização da seguinte expressão:

$$q_p = C \times N \quad (12)$$

Sendo que o valor do coeficiente C do método Decourt e Quaresma depende do tipo de solo, de acordo com a Tabela abaixo.

Tabela 4 – Valores do coeficiente C sugeridos por Decourt e Quaresma (1978)

Tipo de Solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltos Argilosos (solos residuais)	200
Siltos Arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

No caso da ponta da estaca, cabe acessar os valores de N_{SPT} correspondentes à profundidade anterior, à profundidade da ponta e à profundidade posterior de todas as sondagens representativas.

A capacidade de carga seria, então, obtida, pela equação, a saber:

$$\bar{P} = \frac{U \times L \times q_L}{1,3} + \frac{A_p \times q_p}{4,0}$$

$$Q_u = Q_L + Q_p \quad (13)$$

$$Q_L = P \times L \times q_L \quad (14)$$

$$Q_p = A_p \times q_p \quad (15)$$

Onde:

- Q_U – Carga de ruptura da estaca.
- Q_L – parcela da carga de ruptura resultante do atrito ao longo do fuste.
- Q_P – parcela da carga de ruptura resultante da ponta da estaca.
- U – perímetro da estaca.
- L – Comprimento da estaca.
- q_L – Adesão ao longo do fuste.
- A_P – Área da ponta da estaca.
- q_P – Resistência de ponta da estaca.

Decourt e Quaresma (1978) chegaram a uma boa concordância entre os valores de capacidade de carga medidos e os valores calculados após comparação com os resultados de provas de carga. Embora as estacas analisadas tenham sido todas do tipo pré-moldadas, os autores admitem, em primeira aproximação, que o mesmo processo de cálculo seja válido para estacas tipo Franki, estacas escavadas e estacas tipo Strauss.

Para valores do SPT a serem empregados para o cálculo da resistência média por atrito lateral, os autores recomendam se considerar os valores obtidos ao longo do fuste, com exceção daqueles já considerados para a determinação da resistência de ponta.

Os autores ressaltam que o método é conservativo, pois as cargas previstas são inferiores às cargas medidas com base nas provas de carga. Recomendam cautela, no entanto, na aplicação a casos de solos de natureza diferente dos analisados, principalmente no caso de siltes, uma vez terem sido examinados apenas os solos siltosos provenientes de alteração de rocha (solos residuais).

Em trabalho mais recente, Decourt (1982) faz algumas modificações em relação ao trabalho original:

1) Distingue sua formulação para as estacas escavadas das estacas tradicionais (pré-moldadas, Franki, etc.), após a crescente utilização de estacas escavadas para atender às cargas cada vez mais elevadas.

2) Majora o valor limite de $N=15$ – antes considerado para a determinação da adesão ao longo do fuste – para $N=50$, tendo em vista a necessidade de adequar a metodologia de projeto ao avanço crescente alcançado nos equipamentos de cravação e nas ferramentas de escavação, que hoje conseguem transpor obstáculos antes não ultrapassáveis.

3) O valor de adesão (q_L) recomendado é de

$$q_L = \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \times 10 \quad (\text{kPa}) \quad (16)$$

Sendo \bar{N} o valor médio de N ao longo do fuste, calculado conforme descrito anteriormente.

Para $N \leq 3$ – adotar $N=3$ – mantido o limite anterior

Para $N \geq 50$ – adotar $N=50$ – modificado o limite anterior de $N=15$, exceção feita às estacas Strauss e tubulões a céu aberto, em que este valor é mantido.

É importante observar que a equação (16) não modifica os valores da tabela 3, mas apenas os exprimem em forma de equação.

4) Para o caso de estacas escavadas de grandes dimensões, o autor apresenta um método de determinação da carga admissível, considerando separadamente os casos em que os recalques devem ser limitados daqueles em que maiores recalques podem ser permitidos.

5) Sugere, também, a utilização de fatores de segurança parciais que levam em conta, isoladamente, as variações das propriedades do solo, confiabilidade de formulação adotada, a presença de deformações excessivas e a segurança em relação aos carregamentos, ao invés do fator de segurança global igual a 2 em relação à ruptura.

Embora a formulação apresentada por Decourt (1982) para estacas escavadas se restrinja, por enquanto, à determinação da carga admissível, nesta formulação é determinada a parcela de carga de ruptura correspondente ao atrito lateral (com as mesmas expressões e critérios empregados para outros tipos de estacas). Para a determinação da parcela de carga de ruptura correspondente à ponta da estaca, o autor utiliza os valores de C, da tabela 5.

Tabela 5 – Valores de C utilizados por Decourt (1982) para estacas escavadas.

Tipo de Solo	C (kPa)
Argilas	100
Siltos Argilosos (solos residuais)	120
Siltos Arenosos (solos residuais)	140
Areias	200

Capacidade de carga de uma estaca:

$$\bar{P} = \frac{Q_L}{1,3} + \frac{Q_p}{4,0} \quad (\text{Carga Admissível}) \quad (17)$$

3.1.3 – Método de Teixeira (1996)

Neste método, o autor com base nos índices de resistência a penetração (N) do ensaio SPT realizado nas sondagens a penetração propõe as seguintes expressões de cálculo para estimativa da capacidade de carga das estacas:

$$q_p = \alpha \times \bar{N}_p \quad (18)$$

$$q_L = \beta \times \bar{N}_L \quad (19)$$

Sendo que N_p é o valor médio dos índices de resistência a penetração N medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo, N_L é o valor médio dos N medidos no ensaio SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca, e os parâmetros α e β propostos pelo autor são apresentados nas Tabelas 6 e 7, respectivamente.

Tabela 6 – Valores do parâmetro α de Teixeira

Tipo de solo ($4 < N < 40$)	α (kPa)			
	Pré – moldadas de concreto e metálicas	Tipos de estacas		
		Tipo Franki	Escavadas a céu aberto	Estaca Raiz
Areia com pedregulho	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia Siltosa	360	300	240	220
Areia Argilosa	300	240	200	190
Silte Arenoso	260	210	160	160
Silte Argiloso	160	120	110	110
Argila Arenosa	210	160	130	140
Argila Siltosa	110	100	100	100

Tabela 7 – Valores do parâmetro β de Teixeira

Tipo de Estaca	β (kPa)
Pré – moldadas e metálicas	4
Tipo Franki	5
Escavadas a céu aberto	4
Estaca Raiz	6

A capacidade de carga (Q_u) é dada pela expressão, a saber:

$$Q_u = \alpha \times \overline{N_p} \times A_p + \beta \times \overline{N_L} \times A_L \quad (20)$$

De modo a estimar a carga admissível a compressão (Q_a), o autor propõe a utilização de um coeficiente de segurança global em relação a ruptura do sistema estaca/solo igual a dois (2) para as estacas por ele estudadas, com exceção das estacas escavadas a céu aberto, para as quais recomenda coeficientes de segurança parciais de quatro (4), para a parcela de ponta, e um e meio (1,5) para a parcela de atrito lateral.

O autor salienta que os valores das tabelas 6 e 7 não se aplicam a casos de estacas pré-moldadas cravadas em argilas moles sensíveis, em que normalmente N é inferior a 3. Devido a grande espessura desses sedimentos, na maioria das vezes, as estacas cravadas não chegam a alcançar os sedimentos de areia compacta ou os solos residuais subjacentes, resultando estacas que trabalham essencialmente por resistência de atrito lateral. Nessas condições, recomenda-se $q_L = 20$ a 30 kPa, para as argilas SFL (sedimentares fluvio lagunares e de baías) e 60 a 80 kPa, para as argilas AT (argilas transicionais).

3.2 – Métodos Dinâmicos

Os métodos de previsão de capacidade de carga de estacas cravadas que se baseiam na observação da sua resposta durante o processo de cravação são chamados de “métodos dinâmicos” (Velloso e Lopes, 2002)

Os métodos dinâmicos podem se dividir em duas formas:

- 1) As fórmulas dinâmicas são expressões que utilizam o princípio da conservação de energia, a teoria do choque de Newton e a lei de Hooke para corpos perfeitamente elásticos relacionando grandezas medidas durante a cravação com a resistência do conjunto estaca – solo;
- 2) As soluções da equação da onda, que utilizam as equações da propagação unidimensional de onda de tensões, estudando a estaca como uma barra ao longo da qual uma onda gerada pelo golpe se propaga e esta onda está sujeita a atenuação por ação do solo que envolve a estaca. (Avelino, J. D., 2006)

No uso das fórmulas dinâmicas, deve se considerar que a resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca não é a capacidade de carga estática da estaca, já que a cravação de uma estaca é o fenômeno dinâmico e, portanto, mobiliza resistências inercial e viscosa, além da resistência estática. Nas fórmulas estáticas, que fornecem a capacidade de carga estática, a carga de trabalho é obtida dividindo-se esta carga por um coeficiente que fará o devido desconto da resistência dinâmica. Este coeficiente de correção tem uma variabilidade muito grande porque depende da fórmula utilizada, já que estas são baseadas em hipóteses diferentes. Portanto, as fórmulas dinâmicas são melhor empregadas no controle do estaqueamento e recomenda-se o seguinte procedimento. (Velloso e Lopes, 2002):

- Cravar uma estaca, próximo a uma sondagem, até a profundidade prevista por método estático para esta sondagem, observando a nega e/ou repique;
- Executar uma prova de carga (quanto mais provas de carga, melhor) para obter o coeficiente de correção para a fórmula escolhida;
- Empregar a fórmula escolhida em todo o estaqueamento, com o coeficiente de correção obtido.

Segundo Avelino, J. D., 2006, “existem varias maneiras de se observar a resposta a cravação de uma estaca. A nega, que representa o deslocamento permanente da estaca para uma determinada energia de cravação, é a maneira mais simples de se fazer a observação. Ela é obtida riscando-se uma linha horizontal na estaca com auxilio de uma régua apoiada em dois pontos da torre do bate estacas, aplicando dez golpes com o martelo, riscando novamente, medindo a distância entre as duas linhas e dividindo esta distância por dez para obter a penetração permanente média por golpe (nega), figura 2a. Outra maneira consiste em prender uma folha de papel no fuste da estaca, riscar uma linha horizontal com uma régua apoiada em pontos fora da estaca e manter o lápis apoiado na régua durante a aplicação do golpe, indicando a nega e o repique da estaca, conforme a figura 2b.”

Já a monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos é uma maneira mais sofisticada. São feitos registros de aceleração e forças no topo da estaca ao longo do tempo através de dois instrumentos: acelerômetros e medidores de deformação, para se ter o registro de velocidades e deslocamentos, para a determinação das deformações a partir das quais se terá o registro das tensões ou forças, os quais devem ser instalados em pares e diametralmente opostos, figura 2c, (Avelino, J. D., 2006).

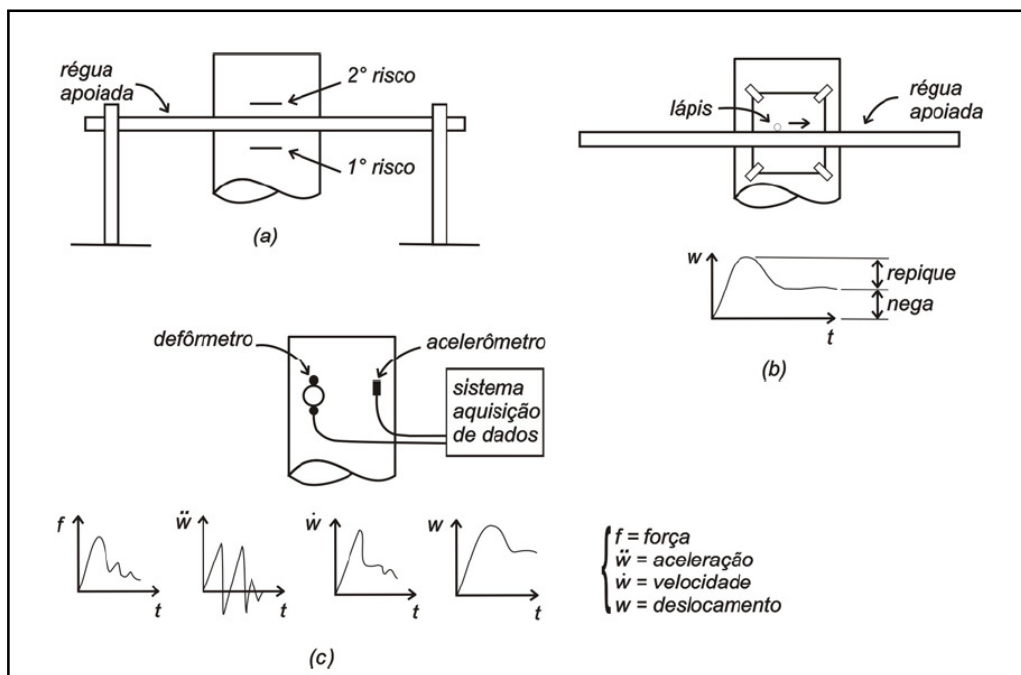


Figura 2 – Observação da resposta à cravação de uma estaca: a) medida simples da nega, b) medida da nega e repique e c) monitoração da cravação com instrumentos eletrônicos (Velloso e Lopes, 2002); Avelino, J. D., 2006.

3.2.1 – Fórmulas Dinâmicas

Segundo Gonçalves, et al. (2007), as fórmulas dinâmicas baseadas na medida da nega e repique elástico durante a cravação de estacas continuam sendo apesar de críticas, uma ferramenta importante para o controle do comprimento de cravação e avaliação da capacidade de carga.

A própria NBR6122, 2010 obriga que seja extraída a nega e repique elástico em todas as estacas executadas atendendo as condições de segurança.

A cravação de uma estaca é um fenômeno dinâmico e, portanto, além da resistência estática do solo, há a mobilização da resistência dinâmica. Desta forma a carga de trabalho obtida através das fórmulas dinâmicas, deve ser determinada dividindo-se a resistência à cravação por um coeficiente de correção que fará o devido desconto da resistência dinâmica (Velloso e Lopes, 2002).

Além da maneira de medição de nega descrita no item anterior, pode-se prender uma folha de papel ao fuste da estaca e no momento do golpe passar um lápis na horizontal, com o auxílio de uma régua apoiada em pontos fora da estaca. Nesse caso, o lápis deixará marcado no papel o movimento da estaca ao receber o golpe do martelo. Este registro indicará a nega e o repique da estaca (Figura 3).

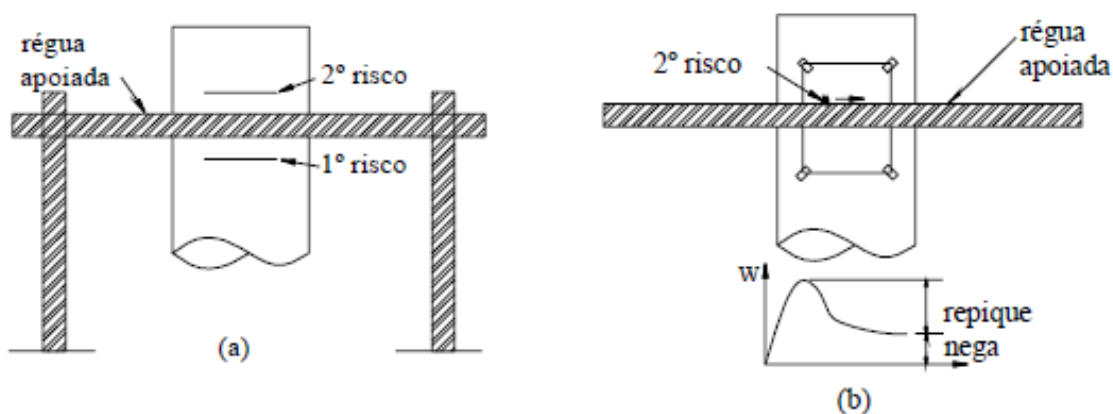


Figura 3 – (a) Medida simples da nega e (b) medida de nega e repique (VELLOSO e LOPES, 2002).

Com o surgimento dos métodos que utilizam a “Teoria da Equação da Onda” (Smith, 1960), houve um avanço muito grande na instrumentação de campo (PDA, TNO, IFCO, IPT-CASE e outros) para controle de fundações profundas com base no

ensaio de carregamento dinâmico e prova de carga dinâmica. Porém, a utilização de métodos simples continua sendo uma exigência dos engenheiros que executam fundações. (Gonçalves, 2007).

O processo de cravação de uma estaca é antes de qualquer coisa, um evento de natureza dinâmica. Dessa forma, além da resistência estática do solo, existe a mobilização da resistência dinâmica de origem viscosa, e, eventualmente o surgimento de forças inerciais. Não se deve confundir a capacidade de carga de uma estaca obtida por um método de natureza estática com o valor obtido através de um método dinâmico. Nas fórmulas estáticas, a carga de trabalho é obtida dividindo a carga de ruptura por um coeficiente de segurança (em geral igual a 2), enquanto que nas fórmulas dinâmicas a carga de trabalho é obtida dividindo a resistência à cravação por um coeficiente que fará o devido desconto da resistência dinâmica. Pelo fato das fórmulas dinâmicas serem originárias de diferentes hipóteses, os resultados podem divergir muito dependendo da fórmula empregada

Para reduzir as incertezas nos resultados da aplicação das fórmulas dinâmicas, é recomendado para controle da qualidade do estaqueamento os seguintes procedimentos:

- Cravar uma estaca próxima a uma sondagem, até a profundidade prevista por método estático para tal sondagem, observando a nega e/ou o repique;
- Executar prova de carga e obter o coeficiente F para a fórmula dinâmica escolhida;
- Empregar a fórmula escolhida, considerando o coeficiente F obtido, em todo o estaqueamento, para controle de qualidade.

Existem inúmeras formulas dinâmicas para controle do estaqueamento, neste trabalho serão utilizadas as fórmulas dinâmicas mais utilizadas no meio técnico brasileiro.

As fórmulas dinâmicas são derivadas da Teoria do Choque de Newton e da lei de Hooke, ou seja, igualam a energia aplicada pelo pilão ao trabalho realizado para romper o solo, acrescidos das perdas de energia ocorridas (Rosa, 2000). Na figura 4, pode-se observar o sistema de cravação de uma estaca.

$$e \times W \times h = R_u \times s + q \quad (21)$$

Onde:

- e (Eficiência do impacto);
- W (Peso do martelo);
- h (Altura de queda do martelo);
- R_u (Resistência oposta pelo solo a penetração, admitida igual à resistência estática última);
- s (Penetração da estaca por golpe (nega));
- q (Perdas de energia (encurtamento elástico do capacete, cepo e coxim (C_1) e da estaca (C_2) e encurtamento elástico do solo (*quake* (C_3)).

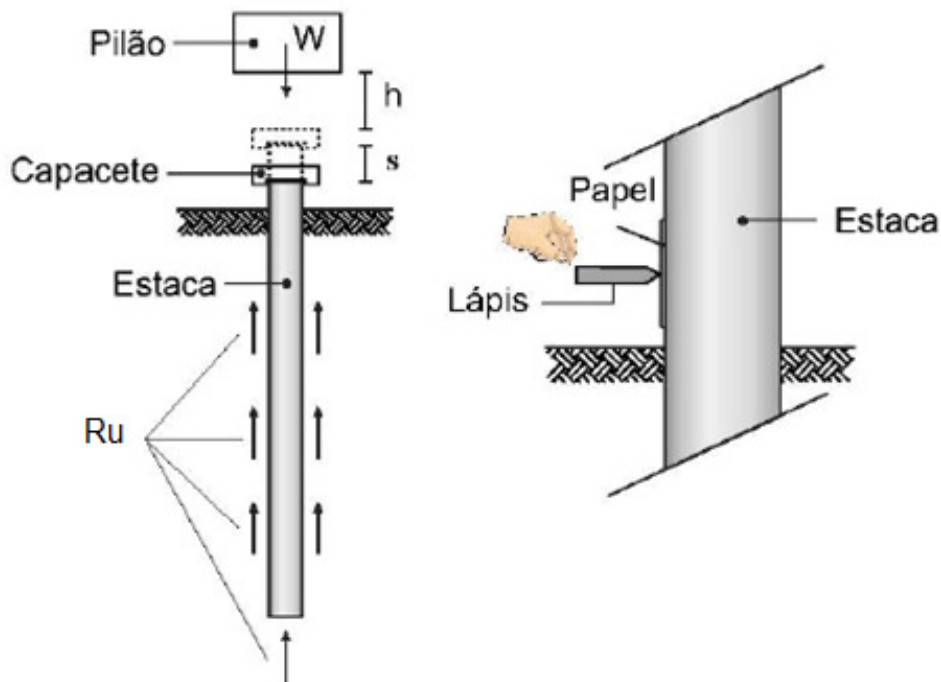


Figura 4 – Fórmulas Dinâmicas de cravação (SANTOS, 2002)

Redtenbacher em 1859 propôs uma das fórmulas mais antigas, denominada racional ou completa, na qual são considerados todos as perdas de energia supostamente ocorridas durante a cravação (Rosa 2000).

$$\underbrace{e \times W \times h}_1 = \underbrace{R_u \times s}_2 + \underbrace{\frac{e \times W \times h \times P(1 - \mu^2)}{W \times P}}_3 + \underbrace{\frac{R_u^2 \times L}{2E \times A}}_4 + \underbrace{\frac{R_u^2 \times L''}{2E'' \times A''}}_5 + \underbrace{E \times s}_6 \quad (22)$$

Onde:

- 1 (Energia total transmitida pelo golpe do martelo);
- 2 (Trabalho realizado para deslocar a estaca);
- 3 (Termo da eficiência do impacto de Newton);
- 4 (Energia dissipada na compressão elástica da estaca);
- 5 (Energia dissipada na compressão elástica dos acessórios de cravação);
- 6 (Energia dissipada na compressão elástica do solo (Es));
- μ (Coeficiente de restituição);
- L (Comprimento total da estaca);
- A (Área da seção da estaca);
- E (Módulo de elasticidade da estaca);
- L'', A'' e E'' (Valores de L, A e E referentes ao capacete).

A partir da equação (42) é possível deduzir inúmeras outras, desde que admitidas determinadas simplificações, normalmente referente a dissipação de energia.

Sanders, em 1851 (Rosa, 2000), por exemplo desprezou todas as perdas de energia, resultando na seguinte expressão:

$$W \times h = R_u \times s \quad (23)$$

Em virtude do excesso de simplificações desta expressão, o coeficiente de segurança (FS) sugerido é bastante alto (FS=8)

3.2.1.1 – Fórmula de Chellis (1951) – Velloso (1987)

O método proposto por Chellis (1951) estima a resistência mobilizada (R_u) equação (24) e Velloso (1987) elaborou uma modificação do método proposto por Chellis, com relação a estimativa da resistência mobilizada (R_u) equação (25),

durante a cravação da estaca seja diretamente proporcional à compressão elástica do fuste (C_2) equação (26). Portanto, a própria estaca funcionaria como medidor da resistência mobilizada, sendo que os valores obtidos de C_2 durante a cravação e em seu final, seriam utilizados como parâmetros para aferição da resistência que o solo impõe à penetração da estaca.

$$Ru = \frac{C_2 \times A \times E}{L} \quad (\text{Chellis}) \quad (24)$$

$$Ru = \frac{(K - C_3) \times A \times E}{\alpha_r \times L} \quad (\text{Velloso}) \quad (25)$$

$$C_2 = K - C_3 \quad (26)$$

Onde:

- Ru (resistência mobilizada na cravação);
- A (área da seção transversal da estaca);
- L (comprimento cravado);
- E (módulo de elasticidade do material da estaca);
- C_3 (valor da compressão elástica (*quake*) do solo abaixo da ponta da estaca);
- K (valor do repique elástico da estaca);
- α_r (coeficiente que exprime a relação entre a parcela de carga da ponta e carga total da estaca) (adotado com valor de 0,7 quando a estaca trabalha tanto por atrito quanto por ponta).

Chellis (1951) sugeriu valores de C_3 (*quake*) de acordo com a dificuldade de cravação, sendo C_3 entre 0,0 e 2,5mm para cravações fáceis e nos demais casos, $C_3 = 2,5\text{mm}$ independente do tipo de solo.

Forehand e Reese (1964) sugeriram valores obtidos através de programa para resolução da equação da onda apresentados na tabela 8:

Tabela 8 – Valores de *quake* segundo Forehand e Reese (1964)

Tipo de Solo	<i>Quake</i> (mm)
Areia Grossa	2,5
Areia Grossa Misturada	2,5
Areia Fina	3,8
Camada de Areia e Camada de Argila, mas com pelo menos 50% da estaca em contato com a areia	5,1
Solo Resiliente	5,1
Areia e Cascalho	3,8

Souza Filho e Abreu (1990) apresentaram valores de *quake* a partir do estudo de diversos casos de cravação de estacas de concreto centrifugado sobre as quais foram aplicados energias de cravação suficientes para atingir estágios precedentes aos limites de ruptura do solo de acordo com a tabela 9:

Tabela 9 – Valores de *quake* segundo Souza Filho e Abreu (1990)

Tipo de Solo	<i>Quake</i> (mm)
Areias	0,0 – 2,5
Areias Siltosas e Siltes Arenosos	2,5 – 5,0
Argilas Siltosas e Siltes Argilosos	5,0 – 7,5
Argilas	7,5 – 10,0

Neste trabalho, o método proposto por Chellis (1951) com a modificação realizada por Velloso (1987), equação (3), será referenciado ao longo do trabalho por Chellis (1951) e Velloso (1987).

3.2.1.2 – Fórmula de Janbu (1953)

A fórmula de Janbu, proposta em 1953, adota constantes empíricas e a relação entre pesos da estaca e do martelo, bem como perdas de energia por compressão elástica de estaca. Para esta fórmula recomenda-se um fator de segurança igual a 2.

$$R_u = \frac{W \times h}{C_s} \times \left(s \times \left(0,75 + 0,15 \frac{P}{W} \right) \times \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda}{0,75 + 0,15 \frac{P}{W}}} \right) \right) \quad (27)$$

Sendo:

$$\lambda = \frac{W \times h \times L}{E \times A \times s^2} \quad (28)$$

Onde:

- W (Peso do pilão);
- P (Peso da estaca);
- h (Altura de queda do pilão);
- L (Comprimento da estaca);
- E (Módulo de elasticidade da estaca);
- A (Área da seção transversal da estaca);
- s (Penetração da estaca por golpe (nega));
- R_u (Resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca);
- C_s (Coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelo autor).

3.2.1.3 – Fórmula dos Dinamarqueses

A fórmula dos Dinamarqueses, desenvolvida por Sorensen e Hansen (1957), considera a eficiência do martelo(e), e a perda de energia na compressão elástica da estaca. Recomenda-se um fator de correção igual a 2.

A fórmula se baseia na equação 21:

$$e \times W \times h = R_u \times s + q \quad (29)$$

Sendo:

$$q = \frac{R_u}{2} \sqrt{\frac{2 \times e \times W \times h \times L}{A \times E}} \quad (30)$$

Combinando as duas equações tem-se:

$$R_u = \frac{\frac{e \times W \times h}{s + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \times e \times W \times h \times L}{A \times E}}}}{C_s} \quad (31)$$

Onde:

- W (Peso do pilão);
- h (Altura de queda do pilão);
- L (Comprimento da estaca);
- E (Módulo de elasticidade da estaca);
- e (Eficiência do impacto)
- A (Área da seção transversal da estaca);
- s (Penetração da estaca por golpe (nega));
- R_u (Resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca);
- C_s (Coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelo autor).

A energia efetivamente transmitida para estaca, referente aos martelos tipo queda livre correspondem a cerca de 40% a 60% da energia potencial envolvida no processo de cravação da estaca, considerando-se o sistema de amortecedores já devidamente amaciados pelo processo de cravação. (Gonçalves et al, 2007).

Recomenda-se fator de segurança igual a 2, assim como orientação para cravação de acordo com a tabela 10.

Tabela 10 – Recomendação para o sistema de cravação

Estaca	(e x h) _{max}	(W/P) _{min}
Pré – Moldada de Concreto	1m	0,50
Aço	2m	1,50
Madeira	3m	0,75

3.2.1.4 – Fórmula de UTO

UTO et al. (1985) propuseram uma equação simples para a determinação da capacidade de carga da estaca. Resolvendo a equação da onda, tendo como condições de contorno o valor constante da resistência na ponta da estaca, o repique medido no topo da estaca ao ser cravada, além de desconsiderar o atrito lateral dinâmico, chegaram à primeira parcela da seguinte equação:

$$R_u = \frac{A \times E \times (s + C_3 + 2C_2)}{2 \times f_1 \times L} + \frac{\bar{N} \times U \times L}{f_2} \quad (32)$$

Sendo que o fator adimensional f_1 pode ser determinado pela seguinte equação:

$$f_1 = \sqrt[3]{1,5 \times \frac{W}{P}} \quad (33)$$

A primeira parcela corresponde à resistência de ponta estática e dinâmica, a segunda parcela de natureza empírica corresponde à resistência estática lateral. Considerando que o valor da nega (s) seja aproximadamente igual ao valor do encurtamento elástico (C_3) do solo, tem-se:

$$R_u = \frac{A \times E \times K}{f_1 \times L} + \frac{\bar{N} \times U \times L}{f_2} \quad (34)$$

- L (Comprimento da estaca);
- E (Módulo de elasticidade da estaca);
- A (Área da seção transversal da estaca);
- K (Repique elástico ($C_3 + C_2$));
- \bar{N} (Média dos valores de N_{spt} ao longo do fuste);
- U (Perímetro da estaca);
- f_1 (Fator adimensional para a resistência de ponta);
- f_2 (Fator de correção para o atrito lateral, adotado igual a 2,5);
- R_u (Resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca, este valor é adotado com duas vezes a carga de trabalho da estaca).

3.2.1.5 – Fórmula dos Holandeses

A fórmula dos Holandeses, proposta em 1812, utiliza a relação entre o peso P da estaca e o peso W do martelo de cravação, para considerar as perdas de energia no impacto entre os dois corpos:

$$R_u = \frac{W^2 \times h}{(W + P) \times s} \times C_s \quad (35)$$

Onde:

- W (Peso do pilão);
- h (Altura de queda do pilão);
- P (Peso da estaca);
- s (Penetração da estaca por golpe (nega));
- R_u (Resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca);
- C_s (Coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelo autor).

Para esta fórmula recomenda-se um fator de correção igual a 10 para martelos de queda livre e igual a 6 para martelos a vapor.

3.2.1.6 – Fórmula de Brix

De acordo com Gonçalves (2007) as hipóteses admitidas para esta formulação são as seguintes:

- Fundamenta-se integralmente na teoria de choque Newtoniana, embora essa teoria, tal como formulou Newton, não se preste a embasar tecnicamente problemas relacionados ao fenômeno da cravação de estacas.
- Admite a ocorrência de choque perfeitamente elástico no impacto entre o martelo e a estaca;
- Admite que imediatamente após a ocorrência do choque entre o martelo e o topo da estaca, estes se separem de tal forma que o peso do martelo não continue auxiliando a penetração da estaca.

- Sugere que seja adotado coeficiente de segurança entre 4 e 5

Isto posto, a formulação básica proposta por este autor é a seguinte:

$$R_u = \frac{W^2 \times P \times h}{(W + P)^2 \times s} \times C_s \quad (36)$$

Onde:

- W (Peso do pilão);
- h (Altura de queda do pilão);
- P (Peso da estaca);
- s (Penetração da estaca por golpe (nega));
- R_u (Resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca);
- C_s (Coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelo autor).

3.2.1.7 – Fórmula de Hiley

A Fórmula de Hiley, proposta em 1925, supõe que haja as seguintes perdas de energia:

A eficiência do martelo (e);

As perdas no impacto ($e \times W \times h \times \left(\frac{P \times (1 - \eta^2)}{W + P} \right)$), onde η é o coeficiente de

restituição do choque;

Perdas por compressão elástica do capacete ($\frac{R_u \times C_1}{2}$);

Perdas por compressão elástica da estaca ($\frac{R_u}{2} \times \frac{R_u \times L}{E \times A} = \frac{R_u \times C_2}{2}$);

Perdas por compressão elástica do solo ($\frac{R_u \times C_3}{2}$);

Então pode-se escrever:

$$R_u \times s = e \times W \times h - e \times W \times h \left(\frac{P \times (1 - \eta^2)}{W + P} \right) - \frac{R_u \times C_1}{2} - \frac{R_u \times C_2}{2} - \frac{R_u \times C_3}{2} \quad (37)$$

Combinando os termos, obtém-se a fórmula de Hiley, para esta fórmula considera-se fator de correção entre 2 e 6.

$$R_u = \frac{\frac{e \times W \times h}{s + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \times \frac{W + \eta^2 \times P}{W + P}}{C_s} \quad (38)$$

Onde:

- C_1 , C_2 e C_3 (Compressões elásticas (repiques) do capacete, estaca e do solo respectivamente);
- W (Peso do Martelo);
- P (Peso da Estaca);
- h (Altura de queda do pilão);
- P (Peso da estaca);
- s (Penetração da estaca por golpe (nega));
- e (Eficiência do impacto)
- η (Coeficiente de restituição igual a 0,25 para estacas de concreto cravadas com capacete com coxim de madeira);
- R_u (Resistência última da estaca);
- C_s (Coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelo autor).

Gonçalves (2007) considera desprezível o valor da deformação elástica do capacete (C_1).

Segundo Gonçalves (2007), a formulação matemática de Hiley considera que uma parte da energia aplicada é consumida na deformação elástica do sistema, em que ($C_1 + C_2 + C_3$) representariam perdas de energia de cravação, em conformidade com os conceitos prescritos nas fórmulas dinâmicas de cravação. Assim, podemos considerar que a parcela correspondente à deformação elástica da estaca (C_2) será:

$$C_2 = \frac{R_u \times \alpha \times L}{C_s \times A \times E} \rightarrow R_u = \frac{C_2 \times A \times E}{\alpha \times L} \quad (39)$$

Onde:

- α (Fator de redução ($0 < \alpha < 1$));
- L (Comprimento da Estaca);
- C_2 (Deformação elástica (repique) da estaca);
- A (Área da seção transversal da estaca);
- E (Módulo de elasticidade do material);
- R_u (Resistência última da estaca);
- C_s (Coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelo autor).

Observando as expressões acima, pode-se concluir que R_u (Resistência última da estaca) é diretamente proporcional ao valor de C_2 (deformação elástica da estaca), ou seja, para determinarmos a resistência última R_u , basta medirmos o valor da deformação elástica C_2 durante a cravação da estaca.

Quanto ao valor da deformação elástica do solo ($Quake = C_3$) devida ao carregamento aplicado, é usual adotar-se um valor de 2,5mm para areias, podendo chegar a valores muito superiores para argilas plásticas. As tabelas 8 e 9 apresentam os valores adotados para os diferentes tipos de solos onde a ponta da estaca esta apoiada.

3.2.1.8 – Fórmula proposta por Rosa (2000)

Segundo Rosa (2000) foi apresentado um estudo e sugestões para modificações das formulas de UTO (1985) e Chellis (1951), objetivando a obtenção de resultados mais precisos. Este autor, estudando o assunto e realizando análises estatísticas dos parâmetros envolvidos nas formulações apresentadas pelo método simplificado de CASE (fundamentado na Teoria de Propagação da Onda), propôs o que denominou de “Fórmula de Chellis Modificada”.

Rosa (2000), mostra que as modificações sugeridas na fórmula de Chellis convencional, resultam na seguinte formulação:

$$R_{CM} = \frac{\Omega \times kK \times E \times A}{\alpha \times L} = \frac{(0,03 \times L + 0,5) \times C_2 \times E \times A}{0,8 \times L} \quad (40)$$

Onde:

- R_{CM} (Resistência estática mobilizada pelo golpe aplicado);
- α (Fator de redução ($0 < \alpha < 1$), propõe fixar o valor médio de 0,8);
- L (Comprimento da Estaca);
- $\Omega = 0,03L + 0,5$ (Fator de correção, cujo objetivo é corrigir a tendência de crescimento da relação $R_{CASE} / R_{FÓRMULA}$ em função do comprimento cravado da estaca);
- $kK = C_2$ (Deformação elástica (repique) da estaca, admitindo-se a existência de fase perfeitamente elástica do solo);
- A (Área de concreto da seção transversal da estaca);
- E (Módulo de elasticidade do material);
- R_u (Resistência última da estaca).

3.2.1.9 – Fórmula Engineering News Record

A fórmula da Engineering News Record, proposta por A.M. Wellington em 1888, se baseia na premissa de que, sob a ação do martelo, a estaca se encurta elasticamente e depois penetra no solo encontrando uma dada resistência R_u , seguindo o diagrama esquematizado na figura 5. Para esta fórmula deve ser usado um fator de correção igual a 6.

$$R_u = \frac{W \times h}{C_s \times (s + c)} \quad (41)$$

Foram sugeridos valores empíricos pra o encurtamento elástico c da estaca:

Onde:

- $c = 25\text{mm}$ para martelos tipo queda livre e de $2,5\text{mm}$ para martelos a vapor e diesel.
- W (Peso do pilão);
- h (Altura de queda do pilão);
- s (Penetração da estaca por golpe (nega));
- R_u (Resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca);
- C_S (Coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelo autor).

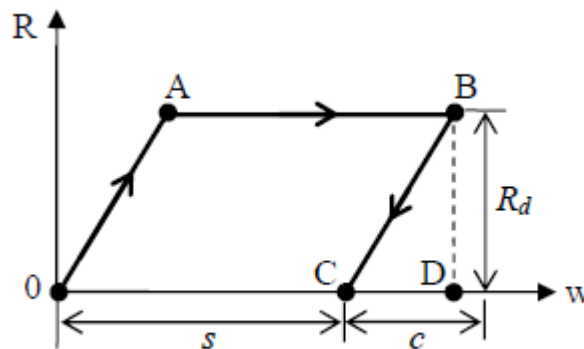


Figura 5 - Hipótese adotada na fórmula do Engineering News Record (VELLOSO e LOPES, 2002)

3.2.1.10 – Fórmula de Eytelwein

Segundo Gonçalves (2007) as hipóteses admitidas para esta formulação são as seguintes:

- A fórmula fundamenta-se integralmente na teoria do choque Newtoniano, embora essa teoria, tal como formulou Newton, não se preste a embasar tecnicamente problemas relacionados ao fenômeno da cravação de estacas;
- Admite a ocorrência de choque inelástico no impacto entre o martelo e a estaca;
- Admite que imediatamente após a ocorrência do impacto entre o martelo e o topo da estaca, estes se separem de tal forma que o peso do martelo não continue auxiliando a penetração da estaca no solo;
- Sugere-se que seja adotado coeficiente de segurança entre 6 e 12.

Isto posto, a formulação básica proposta pelo autor é a seguinte:

$$R_u = \frac{\frac{W^2 \times h}{s \times (P + W)} + W + P}{C_s} \quad (42)$$

Onde:

- P (Peso da estaca);
- W (Peso do pilão);
- h (Altura de queda do pilão);
- s (Penetração da estaca por golpe (nega));
- R_u (Resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca).
- C_s (Coeficiente de segurança a adotar conforme proposto pelo autor).

Segundo Rosa (2000), as fórmulas dinâmicas pressupõem que a resistência medida na cravação é igual a resistência da estaca sujeita a cargas estáticas. Embora muitos autores restrinjam essa hipótese aos solos granulares, entende-se que isso representa uma simplificação excessiva do problema e que, analogamente aos ensaios de carregamento dinâmico, é possível aplicar as fórmulas de cravação aos diversos tipos de solos, desde que se disponha de meios para se determinar a parcela de resistência dinâmica gerada devido à aplicação de um carregamento rápido.

Poulos e Davis (1980) reuniram resultados de diversos estudos comparando resultados de provas de carga e valores calculados por meio de fórmulas dinâmicas de cravação, conforme mostrado na tabela 11.

Na tabela 11, o coeficiente de segurança (FS) aplicável em cada fórmula tem por objetivo garantir que, em 98% dos casos, o valor calculado seja inferior ao que se mediria em uma prova de carga.

Pode-se observar na tabela 11 que tanto Agershou quanto Flaate obtiveram os valores do FS_{max} e do desvio padrão da fórmula de ENR bastante elevados refletindo, assim, a pouca confiabilidade da expressão, enquanto em relação às fórmulas de Janbu e dos Dinamarqueses, observa-se que os resultados são significativamente melhores.

Tabela 11 – Sumário das Análises Estatísticas (Poulos e Davis, 1980)

Fórmula	Autor	Desvio Padrão	Limite Superior do Coeficiente de Segurança (FS _{max})	Coeficiente de Segurança (FS)	Número de Provas de Carga
Engineering News	A	0,78	26,00	0,86	171
Records (ENR)	F	0,70	17,50	5,80	116
Hiley	S e H	0,27	3,80	1,40	50
	F	0,37	10,10	2,40	116
Janbu	S e H	0,25	3,60	2,30	78
	F	0,22	3,20	2,00	116
dos Dinamarqueses	S e H	0,26	3,80	2,00	78
	O e F	0,28	4,10	3,00	53
	A	0,30	4,20	2,30	123
Eytelwein	S e H	0,57	17,00	7,10	78
Weisbach	A	0,36	6,00	2,60	123
Gates	O e F	0,35	5,10	2,30	53

Legenda:

- S e H – Sorenen e Hansen, 1957 (apud Poulos e Davis, 1980)
- A – Agerschou, 1962 (apud Poulos e Davis, 1980)
- F – Flaate, 1964 (apud Poulos e Davis, 1980)
- O e F – Olsen e Flaate, 1967 (apud Poulos e Davis, 1980) (Estacas metálicas em areia)

O coeficiente de segurança (FS) foi medido em relação as provas de cargas executas em comparação com cada método proposto pelos autores.

3.2.2 – Teoria da Equação da onda

Mecânica básica de onda aplicada às estacas

Quando uma estaca é solicitada pelo impacto de um martelo uma zona do material é comprimida. Essa compressão causa uma tensão que será transmitida para trechos subseqüentes. O processo contínuo de compressão desenvolve uma onda de tensão que se propaga ao longo da estaca (Bernardes, 1989).

Durante a cravação, a estaca é carregada axialmente por uma força F , causada pelo impacto do martelo. Em um primeiro instante, t , todas as partículas da estaca ainda estão no repouso, como esquematizado na Figura 6a e 6b.

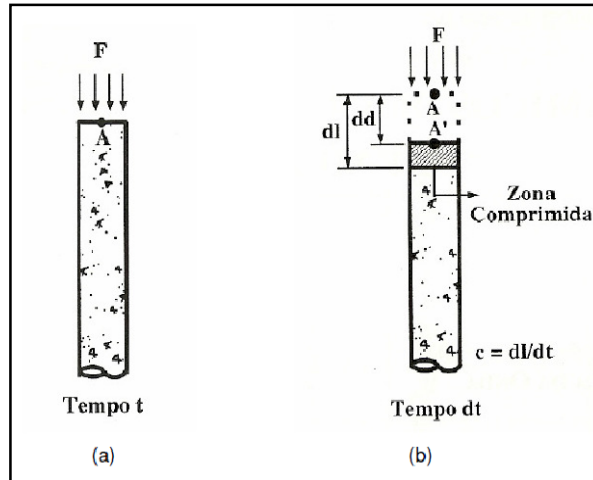


Figura 6 – (a) Partículas no repouso; (b) Partículas aceleradas – Fonte: Gonçalves *et al.* (2000)

Num curto espaço de tempo dt , depois do impacto do martelo no topo da estaca, seu primeiro elemento dl é comprimido, ocasionando sua deformação (figura 6b). Essa deformação gera, num tempo posterior, uma força de compressão que age no elemento seguinte, que é comprimido e se deforma, deformando também os elementos subseqüentes. Esse efeito em cadeia dos elementos da estaca que se deformam pela ação da força F gera uma onda de compressão que se propaga com uma velocidade c .

Devido a compressão da estaca, o ponto A se move para a posição A' de uma distância dd . A deformação pode então ser calculada como segue:

$$dd = \frac{F \times dl}{E \times A} \quad (\text{lei de Hooke}) \quad (43)$$

A mudança da velocidade dv da partícula, quando se desloca para o ponto A' é a deformação dividida pelo incremento de tempo durante o qual ela ocorre. Portanto pela equação 43, tem-se:

$$dv = \frac{dd}{dt} = \frac{F \times dl}{E \times A \times dt} = \frac{F \times c}{E \times A} \quad (44)$$

Sendo que $c = \frac{dl}{dt}$

A aceleração então é:

$$a = \frac{F}{m} = \frac{F \times c}{E \times A \times dt} \quad (45)$$

Mas:

$$a = \frac{F}{m} = \frac{F}{\rho \times dl \times A} \quad (46)$$

Igualando-se as equações 45 e 46, temos:

$$\frac{F \times c}{E \times A \times dt} = \frac{F}{\rho \times dl \times A} \rightarrow \frac{c}{E \times dt} = \frac{1}{\rho \times dl} \rightarrow c \times \frac{dl}{dt} = \frac{E}{\rho} \rightarrow c^2 = \frac{E}{\rho} \quad (47)$$

Onde ρ é a densidade de massa, que corresponde à relação entre o peso específico do material da estaca e a aceleração da gravidade $\left(\rho = \frac{\gamma}{g}\right)$.

Observa-se que a velocidade de onda c é função das propriedades do material da estaca. Então:

- A velocidade de onda é a velocidade com que as zonas de compressão ou tração se movem ao longo da estaca.
- A velocidade da partícula é a velocidade com que a partícula se move quando a onda se propaga.

Considere novamente a estaca carregada, com uma onda propagando-se à velocidade c (figura 3b). Da equação 44, sabe-se que a força dividida pela área é tensão e que a divisão da tensão pelo módulo de elasticidade resulta na deformação. Assim tem-se:

$$dv = \frac{\sigma \times c}{E} \quad (\text{tensão}) \quad (48)$$

$$dv = \varepsilon c \quad (\text{deformação}) \quad (49)$$

A estaca impõe uma resistência, conhecida como impedância, à mudança de velocidade das partículas que se pode ser representada das seguintes formas:

$$Z = \rho \times c \times A \quad (50)$$

$$Z = \frac{m \times c}{L} \quad (51)$$

Onde:

- m – massa da estaca
- L – comprimento da estaca

$$Z = \frac{E \times A}{c} \quad (52)$$

Ordenando-se matematicamente as considerações até aqui efetuadas, obtém-se uma solução geral da equação unidimensional da onda. Tal equação é obtida pelo equilíbrio dinâmico de um segmento da estaca em qualquer instante, de acordo com a figura 7

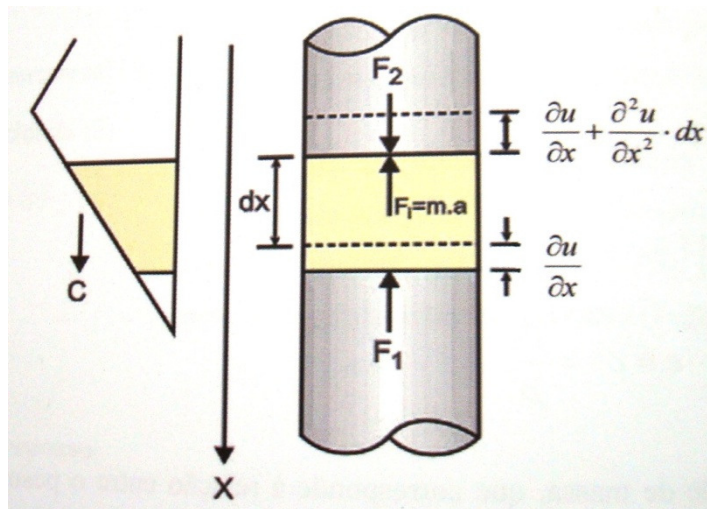


Figura 7 – Deformações do elemento da estaca devido à propagação da onda (Gonçalves, 2007)

Forças externas:

$$F = E \times A \times \frac{du}{dx} \quad (\text{Hooke}) \quad (53)$$

Forças internas:

$$F_i = m \times a = \rho \times A \times dx \times \frac{d^2u}{dx} \quad (\text{Lei de Newton}) \quad (54)$$

Realizando o equilíbrio de forças, tem-se:

$$\sum F = 0$$

$$F_2 - F_1 - F_i = 0 \quad (55)$$

$$E \times A \times \frac{du}{dx} + \frac{d}{dx} \left(E \times A \times \frac{du}{dx} \right) - E \times A \times \frac{du}{dx} - \rho \times A \times dx \times \frac{d^2u}{dt^2} = 0$$

Como $(\rho = E/c^2)$, tem-se a equação básica unidimensional da onda:

$$\frac{d^2u}{dx^2} - \frac{1}{c^2} \times \frac{d^2u}{dt^2} = 0 \quad (56)$$

A equação (56), conhecida como a Equação de D'Alembert (Dyminski, 2000), descreve o deslocamento (u) de uma partícula no espaço, a uma distância x do topo da estaca, e no tempo (t), provocado pela propagação de uma onda de velocidade c. A solução geral da equação, inicialmente apresentada por D'Alembert (1747, *apud* Bernardes, 1989), considera algumas hipóteses simplificadoras, tais como, seção transversal uniforme, material isotrópico, tensão axial uniformemente distribuída sobre a seção transversal, e pode ser expressa como a soma de duas funções:

$$u(x,t) = f(x-ct) + g(x+ct) = u \downarrow + u \uparrow \quad (57)$$

As funções f e g correspondem a duas ondas que se propagam com a mesma velocidade, mas em direções contrárias. As ondas se deslocam em direções opostas no tempo, mas não mudam de forma. É usual utilizarem-se flechas para referenciar o sentido de propagação das mesmas (Gonçalves *et al.*, 2000).

A forma das ondas depende das condições de contorno do problema. Soluções analíticas para a onda inicial podem ser encontradas no trabalho de Bernardes (1989). Similarmente, a força e a velocidade de deslocamento da partícula podem ser representadas por duas funções, e, esquematicamente, teremos:

$$F = F \downarrow + F \uparrow = V \downarrow Z + V \uparrow Z \quad e \quad V = V \uparrow + V \downarrow \quad (58)$$

O ensaio de carregamento dinâmico é baseado nos sinais de força e velocidade multiplicada pela impedância, obtidos através da instrumentação instalada no topo da estaca.

3.2.3 – Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD)

O Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD), segundo a ABNT NBR 13208:2007, tem como objetivo avaliar as cargas mobilizadas no sistema solo estaca, a eficiência do sistema de impacto, as tensões de compressão e de tração ao longo da estaca, a integridade estrutural e as características dinâmicas do sistema solo-estaca.

O ensaio de carregamento dinâmico ou prova de carga dinâmica, é um ensaio que objetiva principalmente determinar a capacidade de carga da interação estaca-solo, para carregamentos estáticos axiais. Ele difere das tradicionais provas de carga estáticas pelo fato do carregamento ser aplicado dinamicamente, através de golpes de um sistema de percussão adequado. A medição é feita através da instalação de sensores no fuste da estaca, em uma seção situada pelo menos duas vezes o diâmetro abaixo do topo da mesma. O sinal dos sensores são enviados por cabo ao equipamento PDA, que armazena e processa os sinais, através da Teoria da Equação de Onda aplicada à estaca, com base no modelo idealizado por Smith (1960).

Em uma visão holística do ensaio diversos métodos de cálculo e procedimentos computacionais estão envolvidos. O ensaio é baseado na aquisição de dados de força e velocidade da onda de tensão provocada por um golpe. Os sinais, advindos de instrumentação, são captados e armazenados através de um analisador de cravação, como o equipamento PDA® - *Pile Driving Analyzer*, da PDI (*Pile Dynamics, Inc.*) e o FPDS – *Foundation Pile Diagnostic Systems*, da TNO *Building and Construction Research Organisation*.

O equipamento PDA®, utilizado na obtenção dos sinais de campo utilizados nesta pesquisa, realiza um cálculo da capacidade de carga através do Método CASE®. Este método consiste em uma solução matemática fechada, baseada em

hipóteses simplificadoras, tais como a homogeneidade e uniformidade da estaca e deve ser confirmado por uma análise numérica.

A análise numérica executada através do programa CAPWAP®, por exemplo, realiza um processo iterativo baseado na teoria da equação da onda. Neste método, uma curva dependente de parâmetros adotados é ajustada à curva de força medida, permitindo o refino dos mesmos.

No gráfico da figura 8 é possível observar um exemplo dos sinais de força e velocidade x tempo processados pelo PDA.

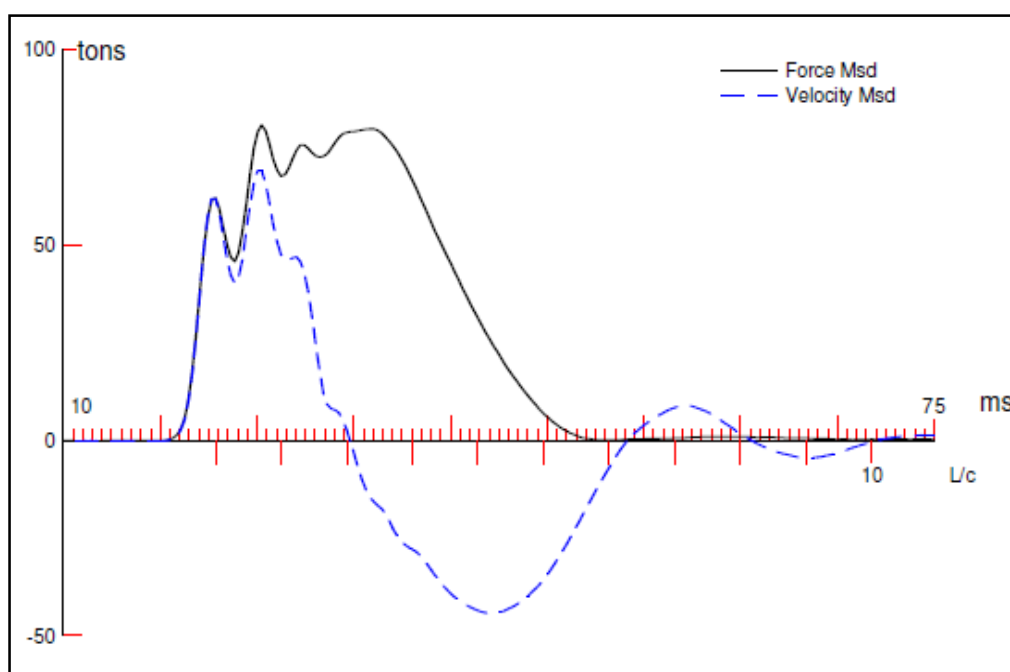


Figura 8 – Gráfico dos sinais de força e velocidade x tempo medidos

O gráfico da figura 9, mostra a força medida (linha contínua) sobreposta à força calculada pelo programa (linha tracejada). Esse cálculo é feito resolvendo a equação da onda, usando como elementos de contorno a velocidade medida, e o modelo da estaca e do solo. A boa coincidência das duas curvas é a comprovação de que os modelos usados estão corretos.

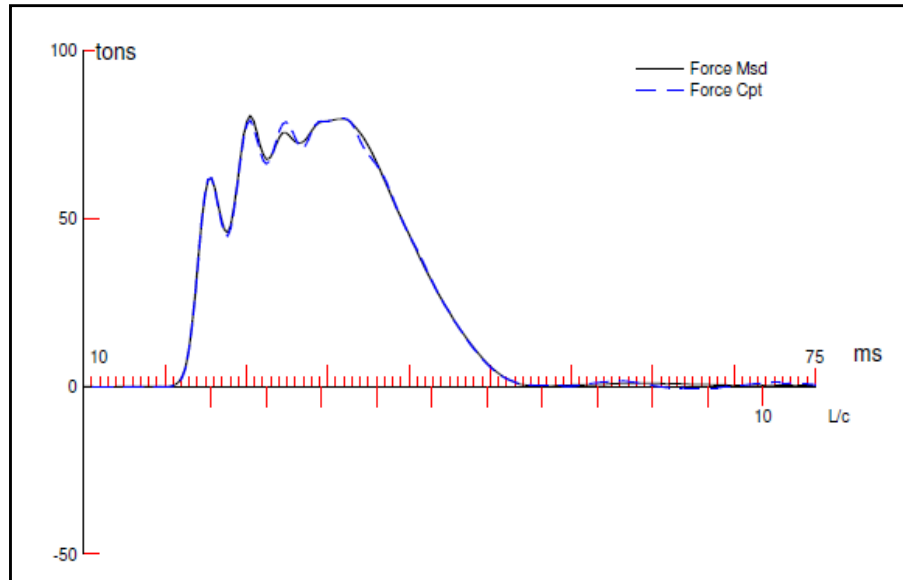


Figura 9 – Força calculada x Força medida

De acordo com o exemplo do gráfico da figura 10, é possível observar, na parte superior, a distribuição de resistência estática ao longo do fuste, sob a forma de diagrama de barras. A largura de cada barra equivale ao comprimento de um segmento de solo (usualmente cerca de 2 m), e a escala vertical está em unidades de força por metro linear. A parte inferior do gráfico mostra a força atuante ao longo do fuste da estaca, para uma carga estática no topo igual à capacidade determinada pela análise.

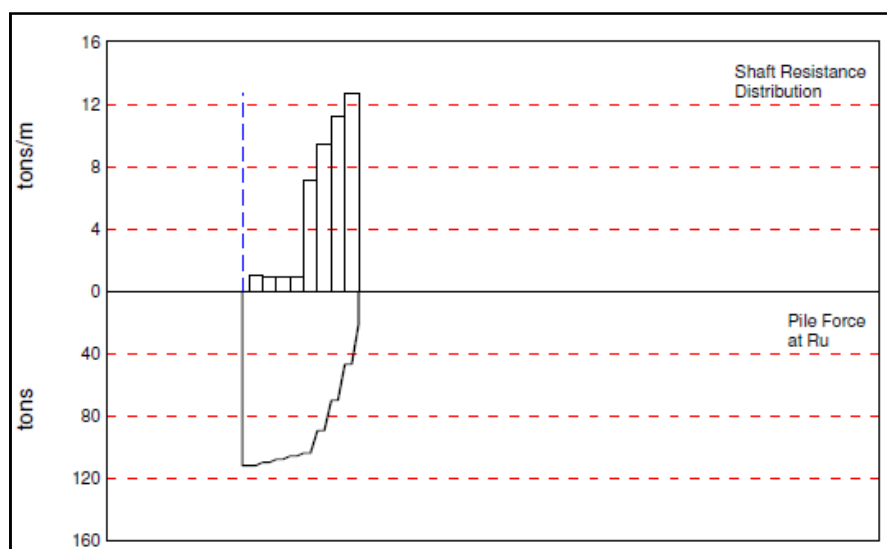


Figura 10 – Distribuição de resistência estática ao longo do fuste da estaca.

Na figura 11 é possível verificar um exemplo da curva carga-recalque de uma prova de carga estática simulada pelo programa CAPWAP. A curva contínua refere-se ao comportamento da região onde foram instalados os sensores, e a curva tracejada refere-se ao comportamento da ponta da estaca. Nessa simulação, para cada carga incremental na ponta o programa calcula a carga e o recalque resultante no topo, levando em consideração a elasticidade da estaca e do solo, e considerando nula a velocidade de deslocamento da estaca em relação ao solo. Note-se que essa simulação corresponde ao comportamento da estaca no instante do teste. Assim, principalmente para análises referentes a sinais correspondentes a final de cravação, esse comportamento pode não corresponder ao que a estaca apresentará após um período de repouso.

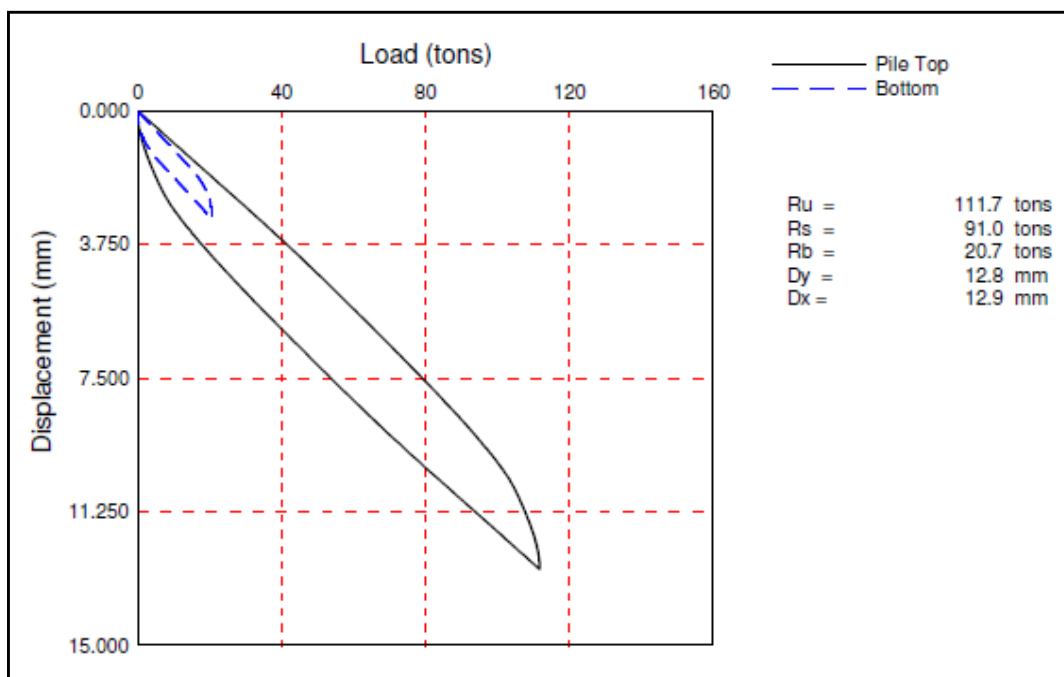


Figura 11 – Curva carga x deslocamento

3.2.3.1 – Metodologia do ensaio de carregamento dinâmico (ECD)

São usados dois pares de sensores como os mostrados na figura 12. O sensor da direita é um transdutor de deformação específica. Ele gera uma tensão proporcional à deformação sofrida pelo material da estaca durante o golpe. O sensor da esquerda é um acelerômetro, que gera uma tensão proporcional à aceleração das partículas da estaca.

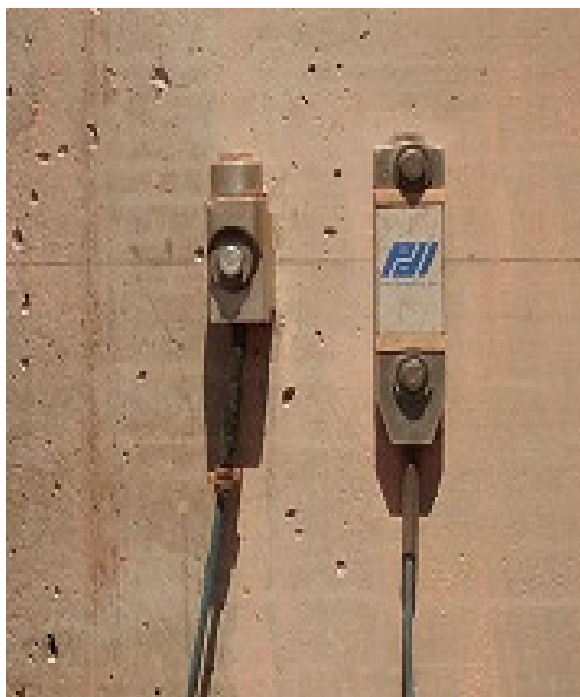


Figura 12 – Acelerômetro e transdutor de força

O sinal de cada um dos transdutores de deformação é multiplicado pelo módulo de elasticidade do material da estaca e pela área de seção na região dos sensores, para obtenção da evolução da força em relação ao tempo. Por isso esses transdutores as vezes são chamados de sensores de força. O PDA tira a média dos dois sinais de força assim obtidos, a fim de detectar e compensar os efeitos da excentricidade do golpe.

O sinal de cada um dos acelerômetros é integrado, para obtenção da evolução da velocidade de deslocamento da partícula com o tempo. Por isso esses transdutores as vezes são chamados de sensores de velocidade. Da mesma forma que os sinais de força, o PDA também trabalha com a média dos dois sinais de velocidade assim obtidos.

São instalados dois pares de sensores, em posições opostas em relação ao eixo de simetria da estaca. Para fixação dos parafusos, são instalados chumbadores de expansão nas estacas de concreto (figura 13), ou são feitos furos com rosca nas estacas tubulares metálicas. No caso de perfis metálicos ou trilhos, são feitos furos passantes, e os parafusos apertados através de porcas.

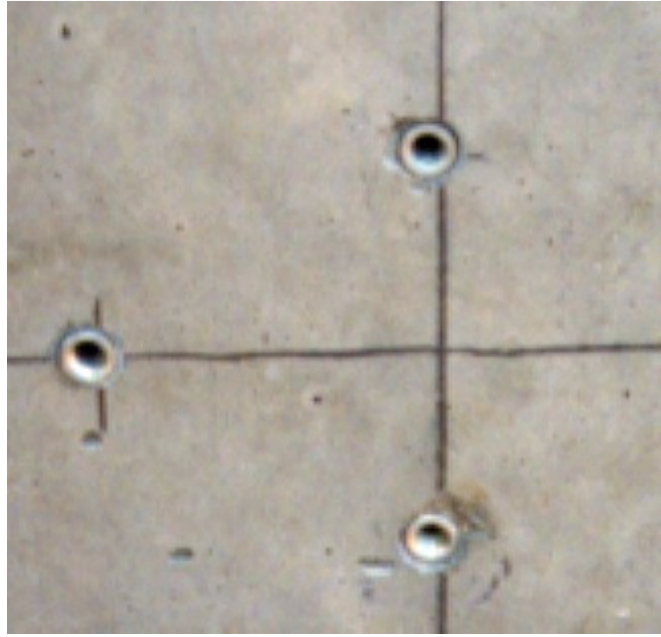


Figura 13– Posicionamento dos chumbadores de expansão na estaca

4 – MATERIAIS E MÉTODOS

O desenvolvimento da dissertação compreende as seguintes etapas, a saber:

- Estimativa da capacidade de carga de fundações profundas em estacas aplicando alguns métodos empíricos consagrados no meio técnico nacional (Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996)), que utilizam resultados de sondagens a percussão de simples reconhecimento;
- Análise de uma série de ensaios de carregamento dinâmico (ECD) tendo como foco a capacidade de carga mobilizada da estaca. Estes ensaios foram realizados aleatoriamente na obra e em alguns casos localizados próximos aos furos de sondagens cujos resultados foram utilizados para previsão da capacidade de carga;
- Comparação dos resultados obtidos teoricamente aos resultados dos ensaios para determinar o método que se ajustou melhor aos resultados de campo, para estacas pré-fabricadas cravadas nesta região da baixada santista, contribuindo para previsão de cargas em estacas cravadas em argila mole;
- Comparação dos resultados obtidos através das fórmulas dinâmicas com os resultados de ensaios de carregamento dinâmico (ECD).
- Foi adotada no trabalho a capacidade de carga das estaca no golpe de maior energia aplicada, a capacidade de carga foi inferior a capacidade de carga estrutural da peça, já que este é um critério de paralisação do ensaio para que a estaca não seja comprometida.

As estacas que serão analisadas são pré-fabricadas de concreto protendido com seção transversal quadrada 230x230mm para carga de trabalho de até 40tf.

De acordo com a figura 14 é possível identificar a área de execução das estacas na obra em questão.

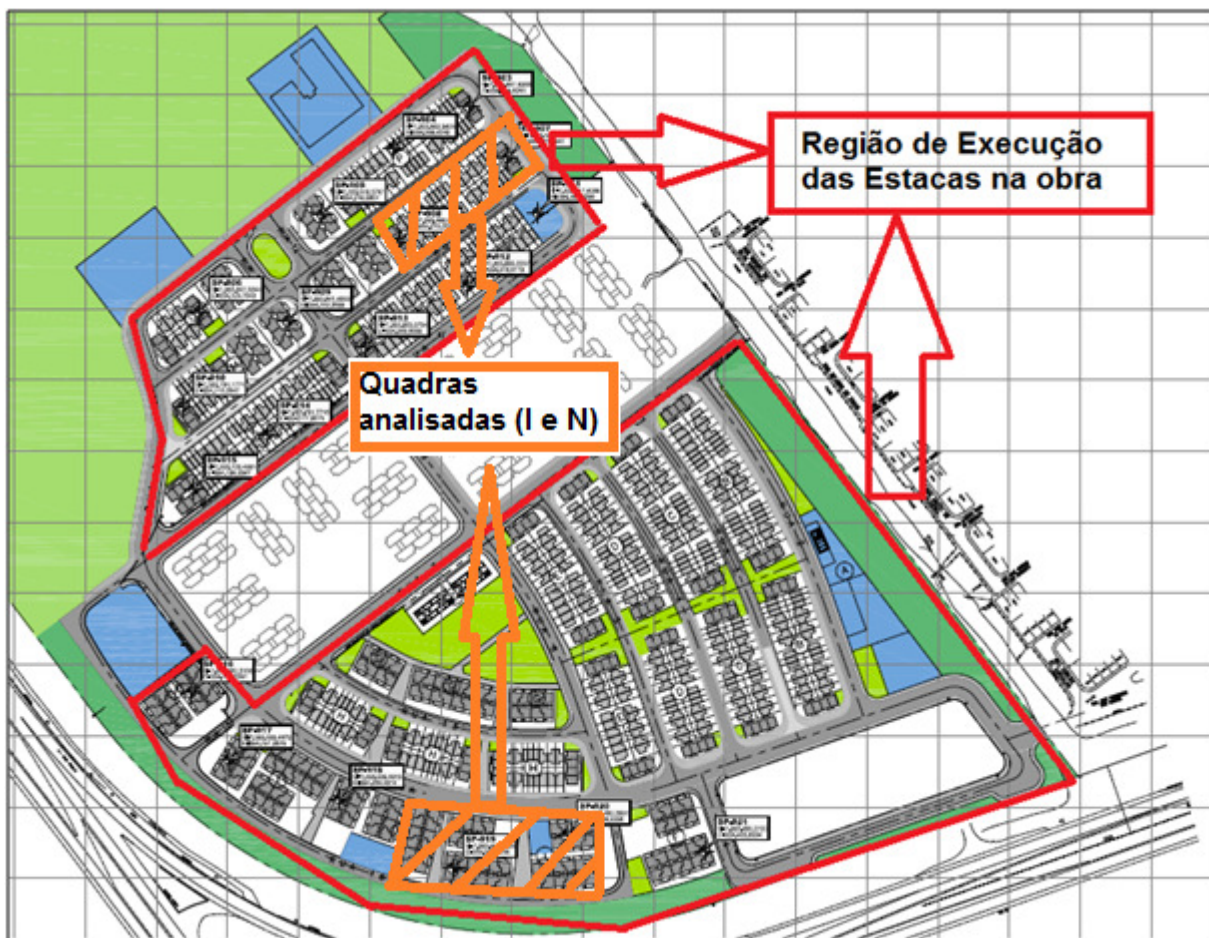


Figura 14 – Implantação do empreendimento

Em função das sondagens a percussão realizadas na obra, serão realizados iterações pelos diferentes métodos estudados para avaliação da capacidade de carga da fundação.

Com base nas sondagens fornecidas (SP900 a SP921), verifica-se que o subsolo apresenta uma camada superficial de rachão de espessura da ordem de 3m, a qual foi removida para cravação, com substituição por aterro arenoso em boa parte da região, seguida por intercalações entre areia siltosa ou argilosa e argila siltosa cinza escura e preta muito mole a mole. Os últimos metros (27m a 31m) detectados pelas sondagens apresentaram uma camada arenosa com fragmentos de quartzo, apresentando valores de N_{spt} da ordem de 25 golpes.

Detectou-se a presença de camada de solo mole abaixo da camada arenosa com fragmentos de rocha entre 27m e 31m de profundidade nas sondagens SP909, SP914 e SP921. Salieta-se que, apesar dos demais furos de sondagens terem sido

interrompidos na camada arenosa, esta ocorrência de camada de solo mole poderá se repetir nos demais furos de sondagem.

Na obra em questão foram utilizadas fundações profundas em estacas pré-fabricadas de concreto com seção transversal quadrada com 230mm de lado, para carga de trabalho de até 40tf.

Foi estimado que as estacas deveriam apresentar comprimentos entre 26m e 30m de profundidade (desconsiderando-se a camada de rachão), apoiando-se sobre camada arenosa com fragmentos de quartzo, apresentando na maioria dos casos valores de N_{spt} da ordem de 25 golpes. Com exceção de alguns locais onde seriam obtidos comprimentos da ordem de 15m (SP919) e 13m (SP921) em função da camada de areia medianamente compacta a compacta.

Ocorreram desvios e quebras das estacas (esforços de tração) ao transpassar camadas de solo mole e também devido à presença de fragmentos de quartzo na camada arenosa detectadas nos últimos metros das sondagens.

Com auxílio da figura 15 pode-se observar a execução da cravação das estacas pré moldadas de concreto protendido por um bate estacas tipo martelo queda livre, movimentado por rolos, no início das atividades (Quadra B).



Figura 15 – Bate estacas executando a cravação das estacas.

De acordo com a figura 16 é possível observar um bate estacas executando a cravação das estacas na Quadra I



Figura 16 – Bate estacas executando a cravação das estacas (Quadra I)

Na figura 17, pode-se visualizar o panorama da obra com três bate estacas executando a cavação das estacas na Quadra I e de acordo com a figura 18 o panorama das estacas executadas na Quadra N.



Figura 17 – Panorama da obra (Quadra I)



Figura 18 – Panorama das estacas executadas (Quadra N)

Na figura 19 é possível visualizar os sensores de aceleração e deformação instalados na estaca para realização do ensaio de carregamento dinâmico.



Figura 19 – Sensores de aceleração e deformação instalados na estaca para realização do ensaio de carregamento dinâmico.

Na figura 20, pode-se observar o panorama dos equipamentos alocados na obra para cravação das estacas de concreto protendido pela Benaton Fundações S/A.



Figura 20 – Panorama dos bate estacas na obra.

5 – RESULTADOS

É apresentado um estudo referente à execução das estacas pré-moldadas de concreto executadas pela Benaton Fundações S/A na obra subdivido por Quadras, com intuito de analisar o estaqueamento realizado assim como os critérios de parada das estacas e comprimentos cravados obtidos junto com os ensaios de carregamento dinâmico.

5.1 – Quadra I

Na figura 21, é possível observar a região analisada na quadra I, onde foram analisadas as sondagens SP919, SP920 e SP921.

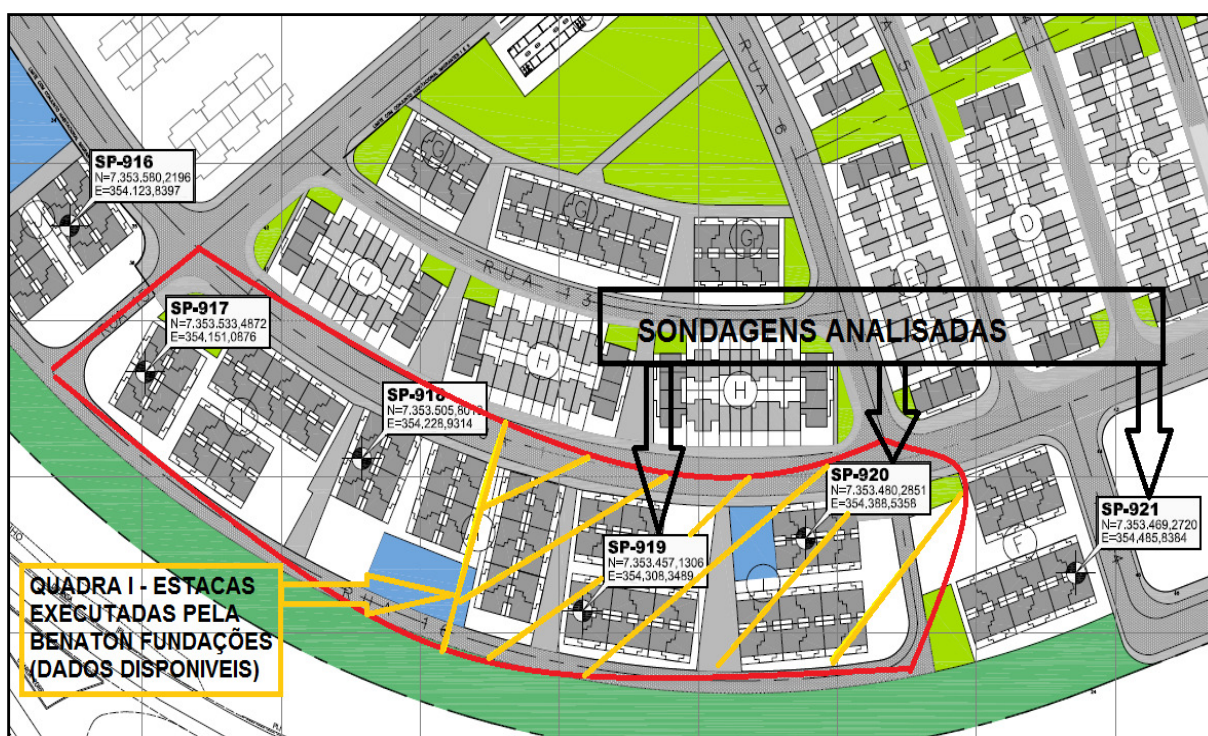


Figura 21 – Região executada pela Benaton Fundações – Quadra I

As figuras 22, 23, 24, 25, 26 e 27 mostram respectivamente as sondagens à percussão (SP-919, SP-920 e SP-921) realizadas na obra.

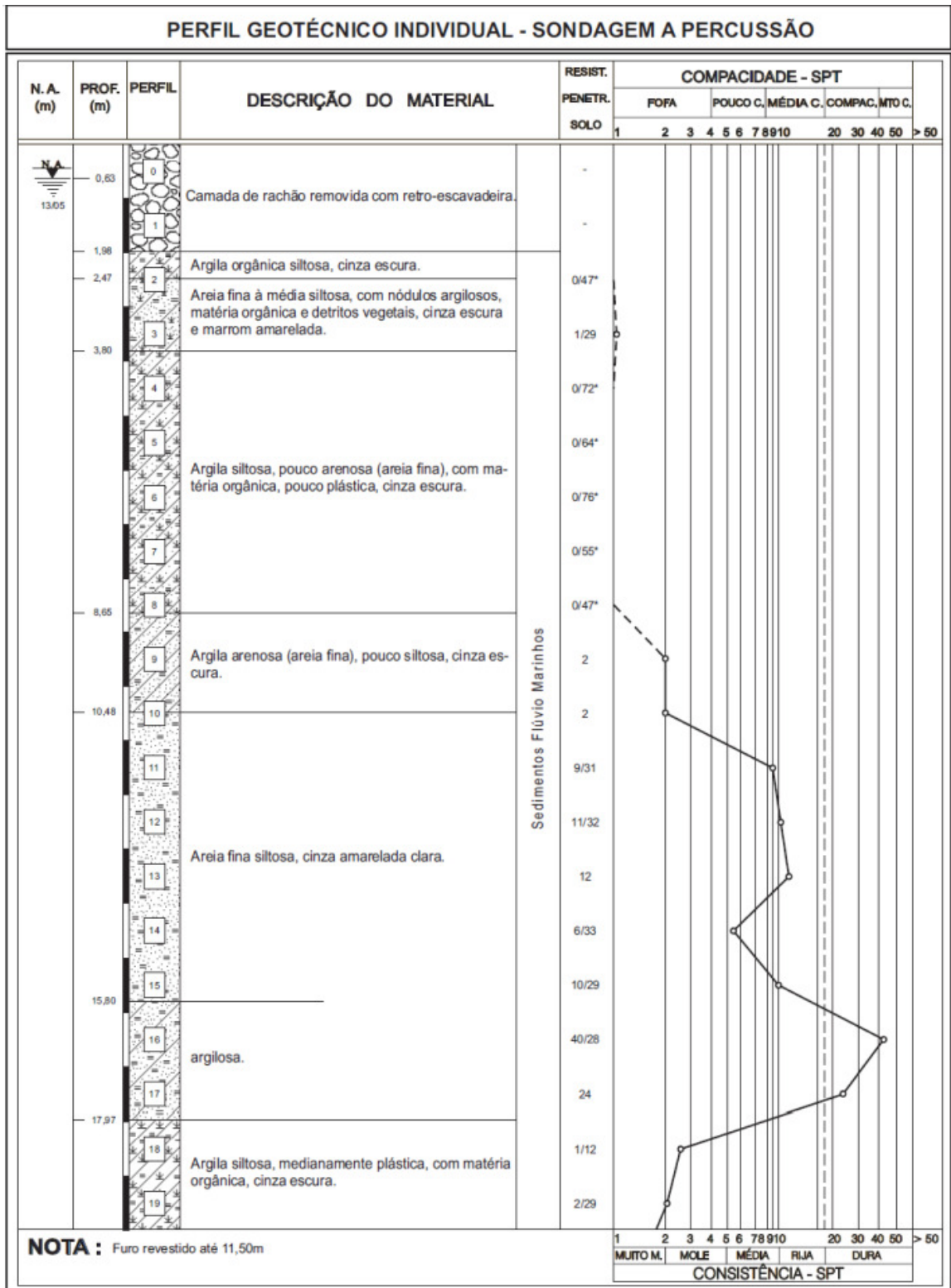


Figura 22 – Sondagem a percussão (SP – 919) – Parte I

Para cada uma das sondagens descritas nas figuras 22 a 27 foram calculadas as capacidades de carga obtida pelos métodos semi-empíricos Decourt e Quaresma (1978), Aoki e Velloso (1975) modificado por Aoki (1985) e o método proposto por Teixeira (1996) ao longo da profundidade, considerando os fatores de segurança propostos por Decourt e Quaresma (1982) assim como o fator de segurança igual a dois que é solicitado pela NBR6122 (2010), para o método Aoki (1985) e para o método proposto por Teixeira (1996). A carga admissível da estaca foi definida em projeto, a qual já contempla o atrito negativo. Os resultados estão apresentados nas figuras 28, 29 e 30.

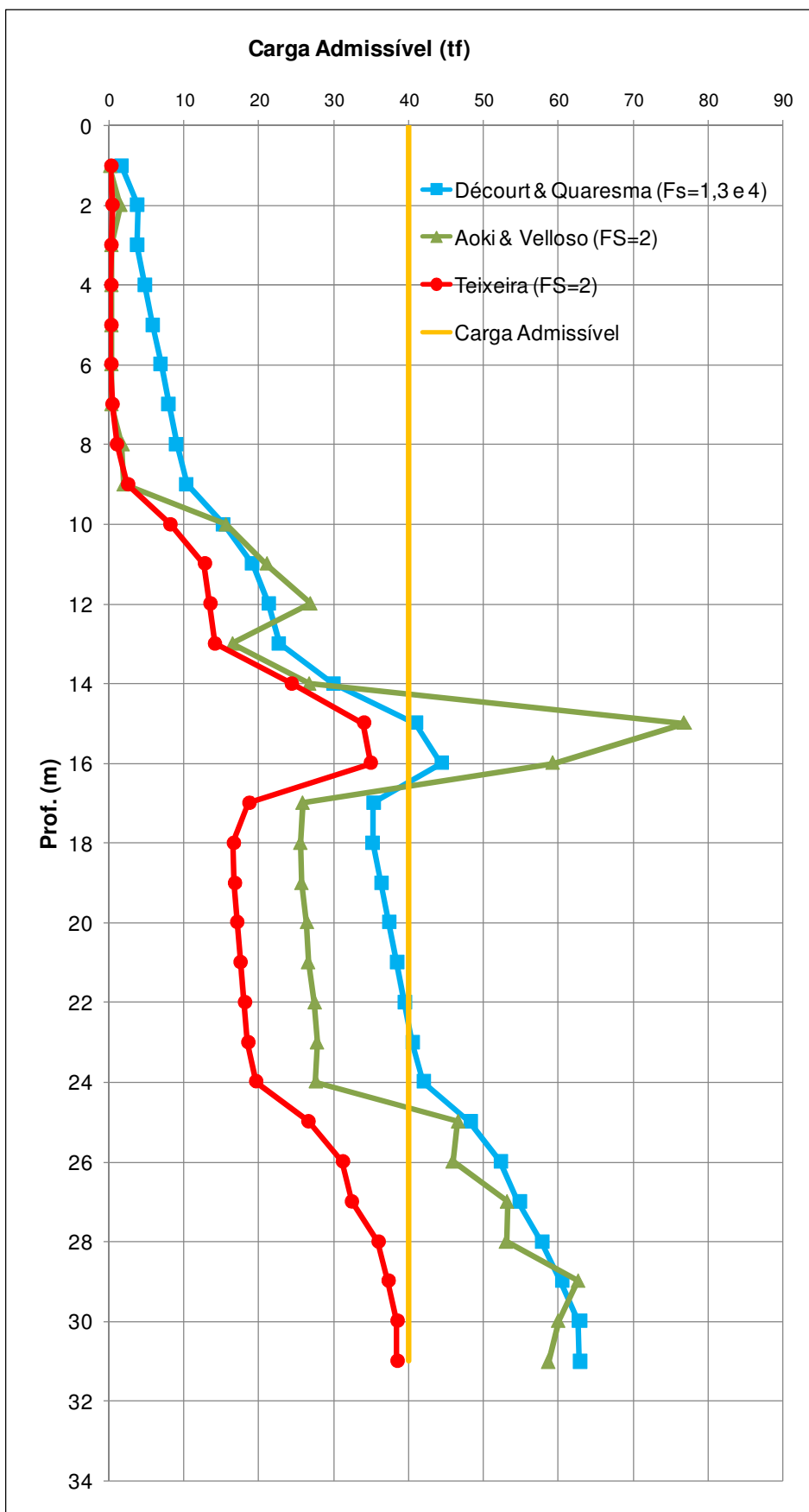


Figura 28 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-919).

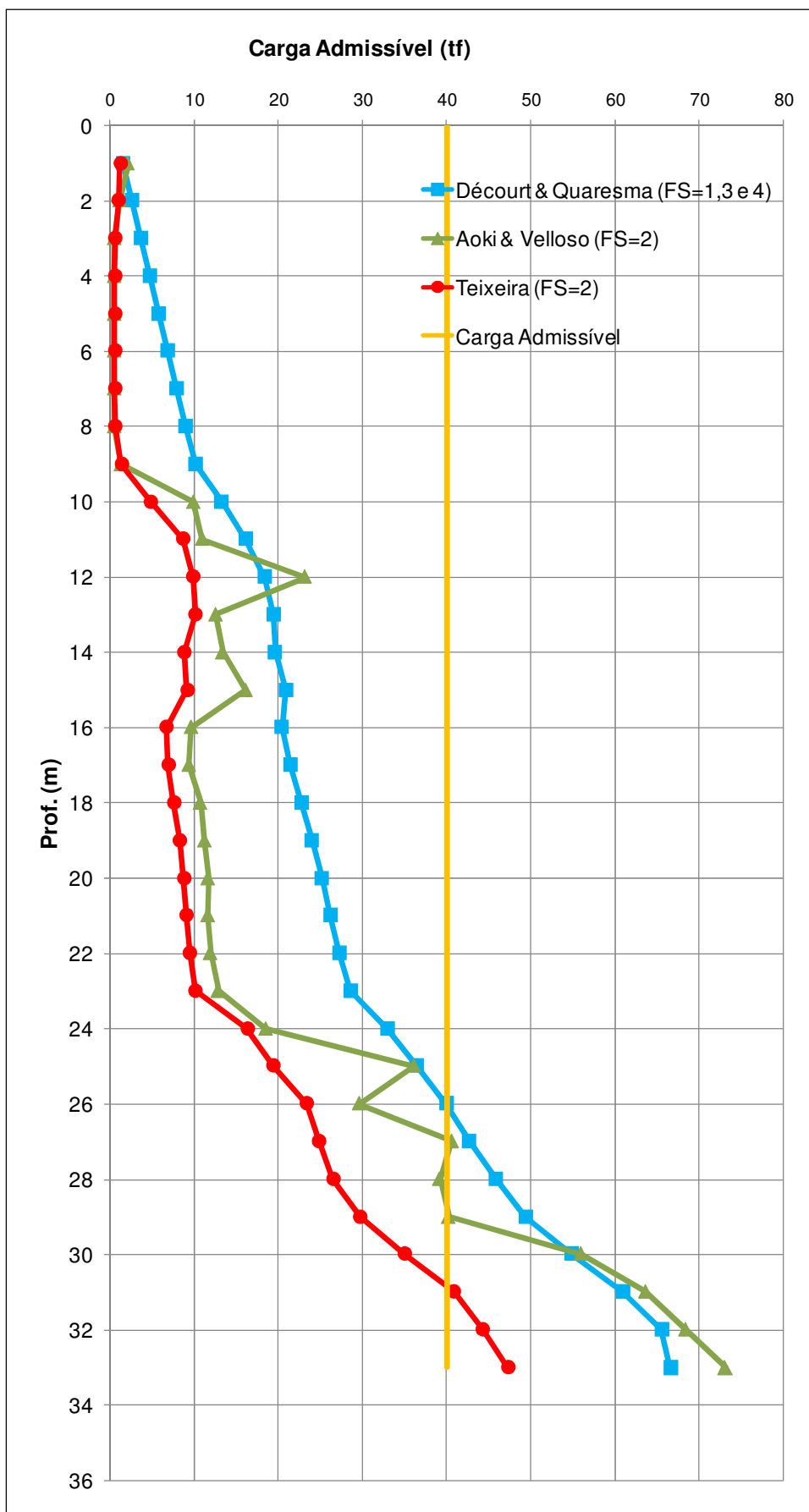


Figura 29 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-920).

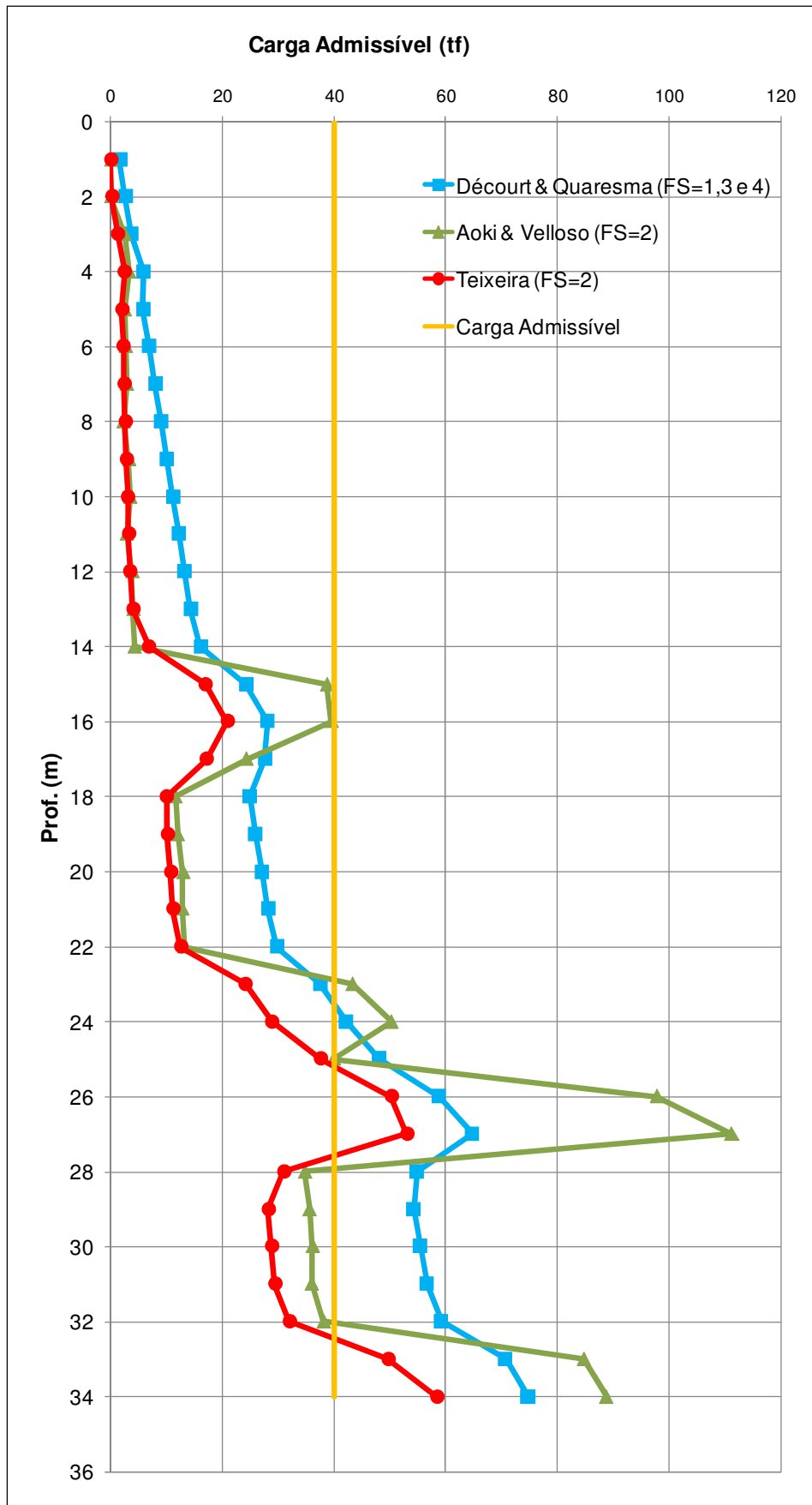


Figura 30 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-921).

Com auxílio das figuras 28, 29 e 30 é possível verificar que o valor da capacidade de carga das estacas obtidas através dos métodos Decourt e Quaresma (1978) e Aoki (1985), se assemelham bastante para profundidades das estacas superiores a 25m, considerando a sondagem SP-919 e SP-920, o que não ocorre tão bem com relação a sondagem SP-921. Observa-se de forma geral que o método proposto por Teixeira (1996) é mais conservador que os demais métodos estudados neste trabalho, mas os métodos propostos por Aoki (1985) e Teixeira (1996) se assemelham muito para as regiões de argila mole.

Na tabela 12 esta apresentado o resumo referente a cravação das estacas realizada na região compreendida pela Quadra I

Tabela 12 – Resumo referente a cravação das estacas na Quadra I

Qde de Estacas Exec.	L Cravado (m)			Nega p/ 10 golpes (mm)			Repique (mm)		
	Médio	Mínimo	Máximo	Médio	Mínimo	Máximo	Médio	Mínimo	Máximo
508	20,2	12,0	33,3	5	1	16	11	5	18

Com auxílio da tabela 12, pode-se verificar que houve variação de 12,0m a 33,3m cravados, sendo que o comprimento médio cravado na obra nesta região foi de 20,2m em 508 estacas executadas nesta região da obra. Com relação aos critérios de paralisações das estacas observa-se valor médio da nega para 10 golpes de 5mm, com valor obtido mínimo de 1mm e máximo de 16mm, valores estes menores que o critério de cravação solicitado para a obra, onde os valores de negas para 10 golpes deveriam ser inferiores a 20mm. Com relação ao repique elástico medido observa-se valor mínimo de 5mm e máximo de 18mm com valor médio de 11mm.

Através da figura 31, pode-se observar a distribuição das estacas executadas na obra de acordo com os comprimentos cravados nesta região da obra (Quadra I).

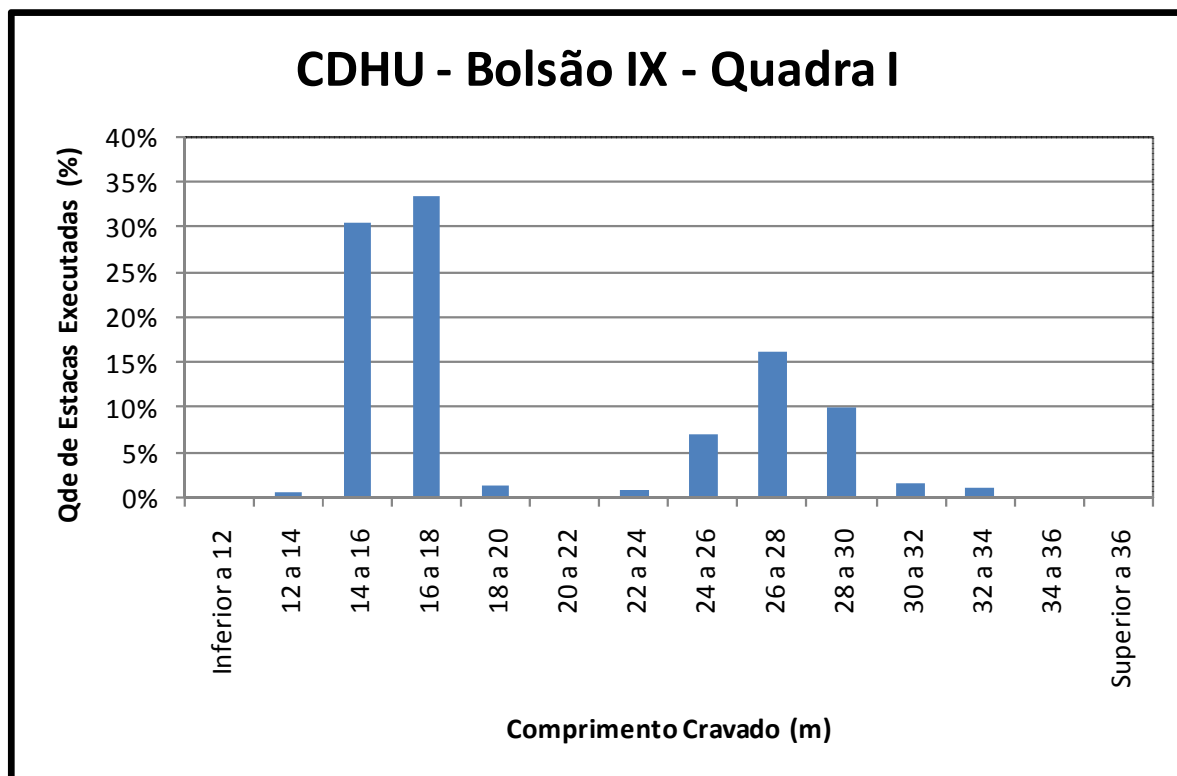


Figura 31 – Distribuição de frequência de acordo com os comprimentos cravados.

É possível observar na figura 31, uma concentração de aproximadamente 60% das estacas executadas com comprimento médio de 16,5m. Desta forma foi admitido para este trabalho que estacas com comprimentos cravados menores que vinte metros seriam interpretadas como “estacas curtas” e acima destes valores como “estacas longas”, para análise e interpretação dos métodos semi-empíricos.

Nesta região do empreendimento foram realizados 18 ensaios de carregamento dinâmico (ECD), de forma aleatória tanto para estacas curtas e longas, executadas por diferentes equipamentos. As estacas ensaiadas representam 3,5% do estaqueamento da Quadra I.

Na tabela 13 são apresentados os resumos dos ensaios de carregamento dinâmico (ECD) realizados na quadra I.

Tabela 13– Resumo ensaios de carregamento dinâmico (ECD)

	Estaca	Local	Seção	Lcravado (m)	Setup (dias)	CAPWAP		Método Chellis - Velloso (tf)	Método D&Q (tf)	Método Aoki (tf)	Método Teixeira (tf)
						C3 (mm)	RMX / FS=2 (tf)				
Estacas Curtas	E09	Quadra I2	23x23	15,2	4	1,595	55	65	33	58	23
	E35	Quadra I1	23x23	16,6	4	1,004	51	74	36	49	27
	E24	Quadra I1	23x23	15,0	4	2,366	51	80	33	58	23
	E37	Quadra I2	23x23	15,0	4	1,584	50	64	33	58	23
	E04	Quadra I4	23x23	16,3	1	2,939	55	60	36	49	27
	E57	Quadra I4	23x23	16,7	1	2,26	56	55	36	49	27
	E73	Quadra I4	23x23	16,5	4	1,504	53	65	36	49	27
	E84	Quadra I4	23x23	16,6	4	1,333	57	66	36	49	27
	E107	Quadra I4	23x23	16,5	3	2,588	59	72	36	49	27
	E108	Quadra I4	23x23	16,3	3	1,004	55	83	36	49	27
	E109	Quadra I4	23x23	16,6	1	2,356	57	80	36	49	27
Estacas Longas	E09	Quadra I4	23x23	26,0	2	1,004	45	32	50	58	37
	E37	Quadra I4	23x23	26,5	1	3,532	51	42	50	58	37
	E48	Quadra I3	23x23	26,9	1	1,101	50	42	54	68	39
	E59A	Quadra I3	23x23	26,1	1	2,406	54	42	50	58	37
	E61	Quadra I3	23x23	26,8	5	1,766	56	43	54	68	39
	E19	Quadra I3	23x23	26,7	8	3,024	63	34	54	68	39
	E21	Quadra I3	23x23	29,3	6	1,857	66	35	55	46	35

Com base nos ensaios de carregamento dinâmico (ECD) foi possível verificar a eficiência dos sistemas de cravação entre 40% e 80%. Através das análises CAPWAP foi possível determinar que os valores da máxima deformação elástica do solo na ponta (*quake* de ponta ou C3) variaram de 1,0mm a 3,5mm, com valor médio de 2,0mm. Sendo assim foi adotado C3 igual a 2,0mm para estimativa da capacidade de carga pelo método dinâmico de Chellis (1951) – Velloso (1987).

Na Figura 32 estão representados os valores de repique medidos e calculados teoricamente pelo método de Chellis (1951) – Velloso (1987) assim como o método proposto por Rosa (2000), em função do comprimento das estacas, com objetivo de limitar o repique mínimo em função do comprimento cravado da estaca, entretanto na obra não foi utilizado este critério como paralisação das estacas, mas como os repiques foram medidos em todas as estacas, iremos verificar este parâmetro também.

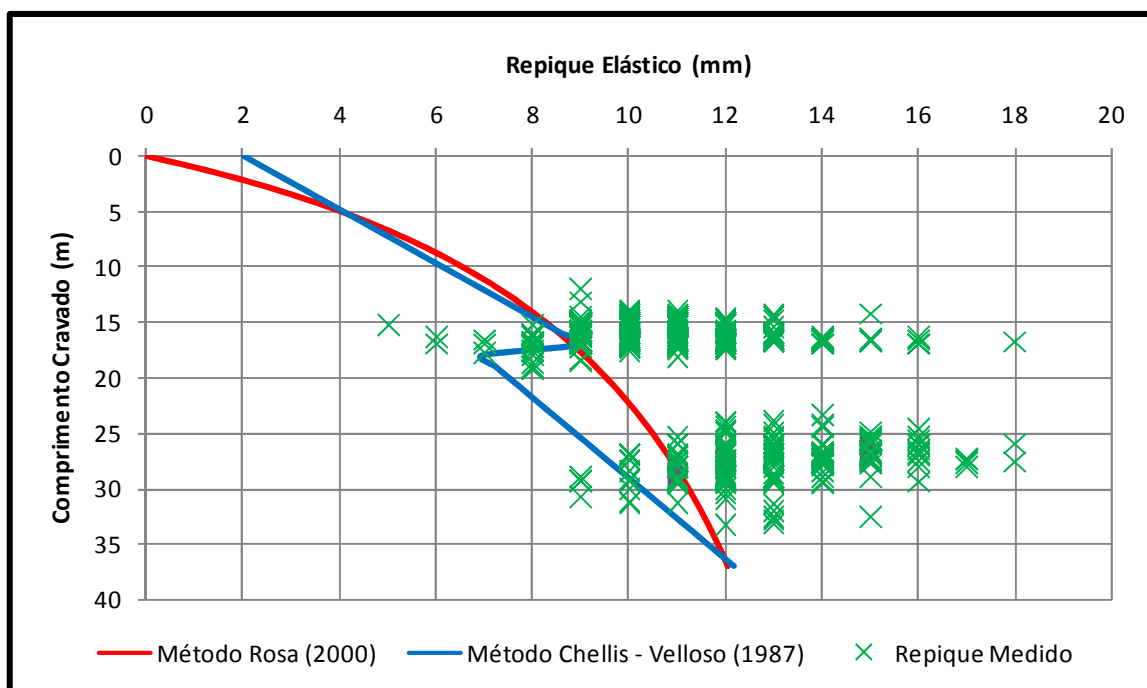


Figura 32– Valores dos repiques medidos em campo no final da cravação em função do comprimento cravado.

Estes valores mostram boa correlação entre o modelo e os valores medidos, de tal forma a permitir o monitoramento e uniformidade quanto ao critério de parada das estacas, a favor da segurança, já que a maioria dos valores calculados são inferiores aos medidos, para o método Chellis Velloso foi adotado até 18m o fator α igual a 0,9 e para as estacas com comprimentos acima de 18m α igual a 0,6.

Com auxílio da Figura 33 é possível comparar os resultados obtidos com os ensaios de carregamento dinâmico, com os resultados teoricamente esperados pelo método de controle de cravação proposto por Chellis (1951) – Velloso (1987), foi adotado até 18m o fator α igual a 0,9 e para as estacas com comprimentos acima de 18m α igual a 0,6.

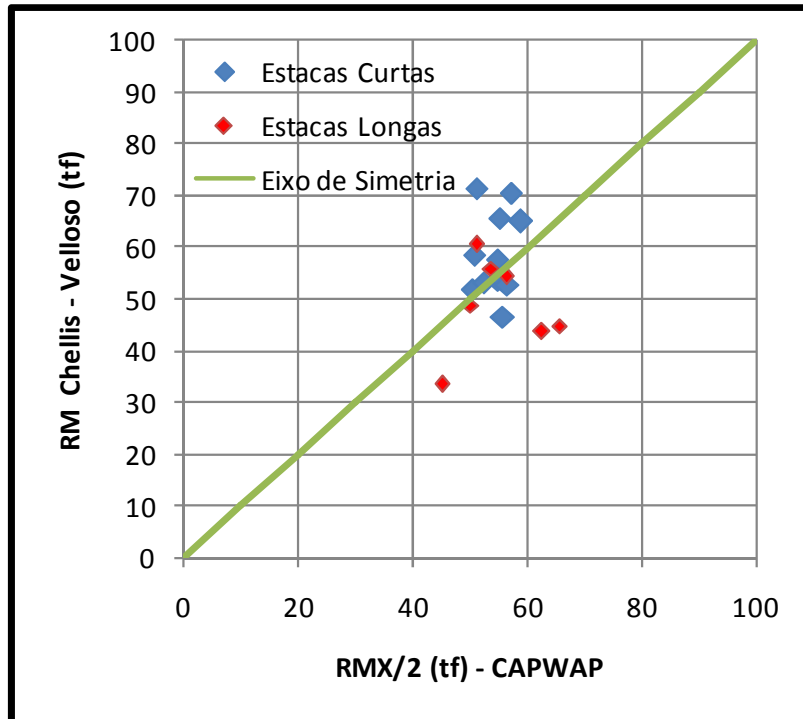


Figura 33 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Chellis – Velloso.

O método Chellis (1951) – Velloso (1987) dividido pelo FS=2, apresenta correção interessante tanto para estacas “curtas” como “longas” em função do ajuste do fator α independente do comprimento cravado da estaca.

A Figura 34 apresenta os valores de capacidade de carga obtidos através do método semi-empírico Decourt e Quaresma em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.

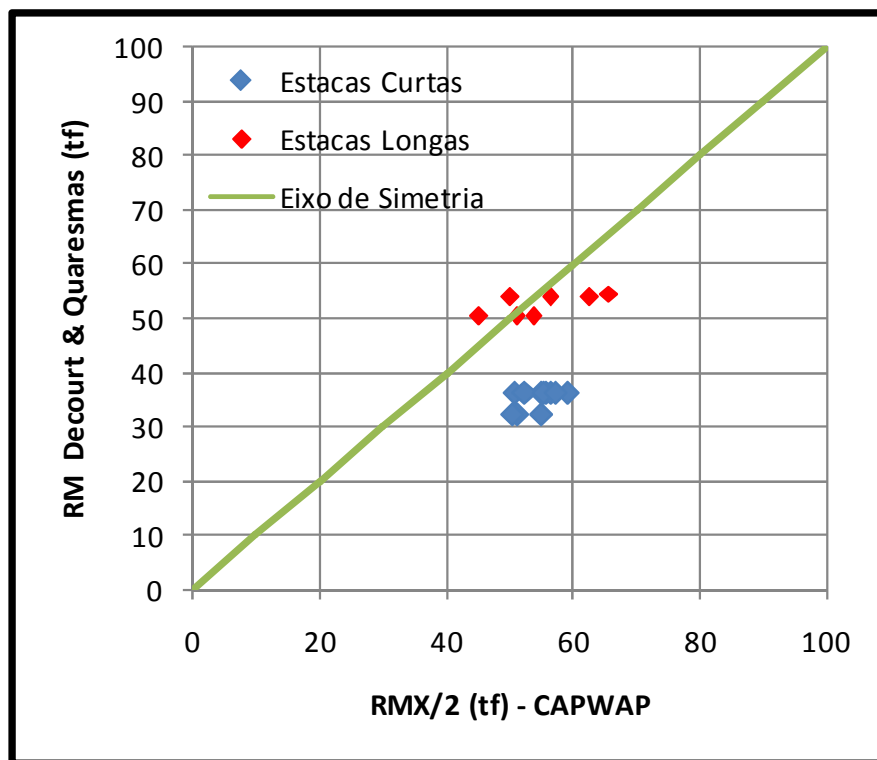


Figura 34 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Decourt e Quaresma.

Conforme pode ser observado o método semi-empírico Decourt e Quaresma com $FS=1,3$ para o atrito lateral e $FS=4$ para a carga de ponta apresentou boa convergência com os resultados apresentados com base nas análises CAPWAP, para as estacas longas, subestimando levemente a capacidade de carga para as estacas curtas.

A figura 35 apresenta os resultados obtidos utilizando a modificação do método Aoki e Velloso, proposta por Aoki em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.

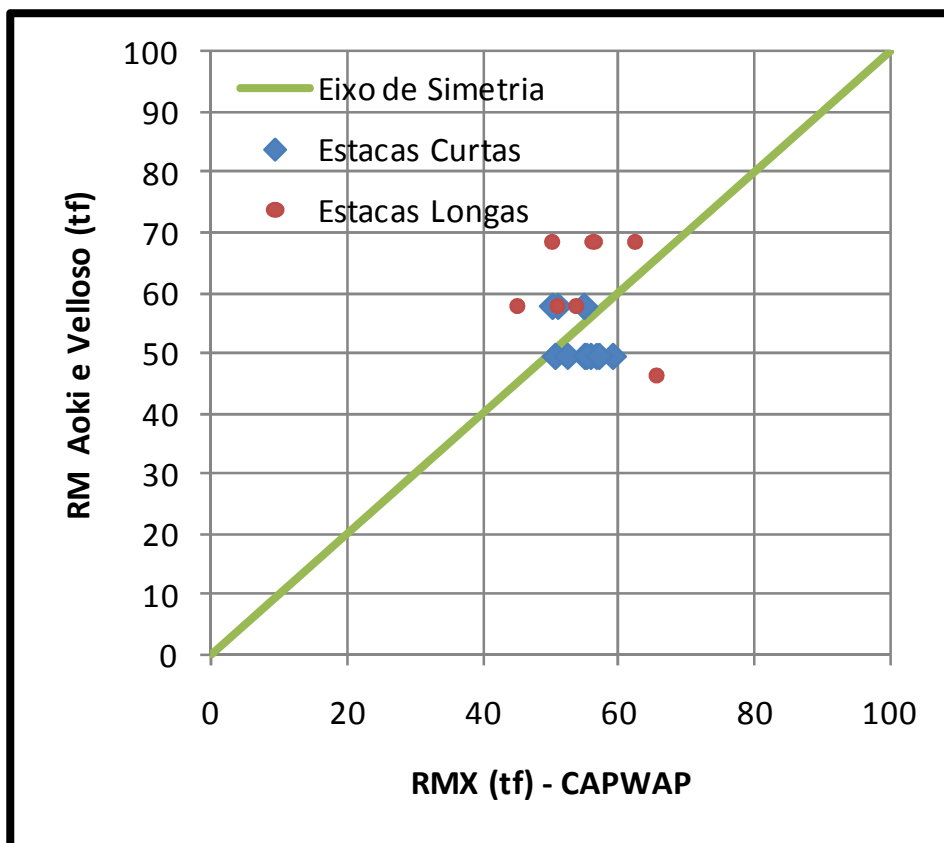


Figura 35 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Aoki e Velloso, proposta por Aoki (1985).

Com a modificação do método semi-empírico Aoki e Velloso, para estacas pré-moldadas de pequenos diâmetros proposta por Aoki, os resultados obtidos, tanto para as estacas curtas como para as estacas longas apresentaram boa convergência em 80% dos casos.

A figura 36 apresenta os resultados obtidos utilizando o método de Teixeira (1996) em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.

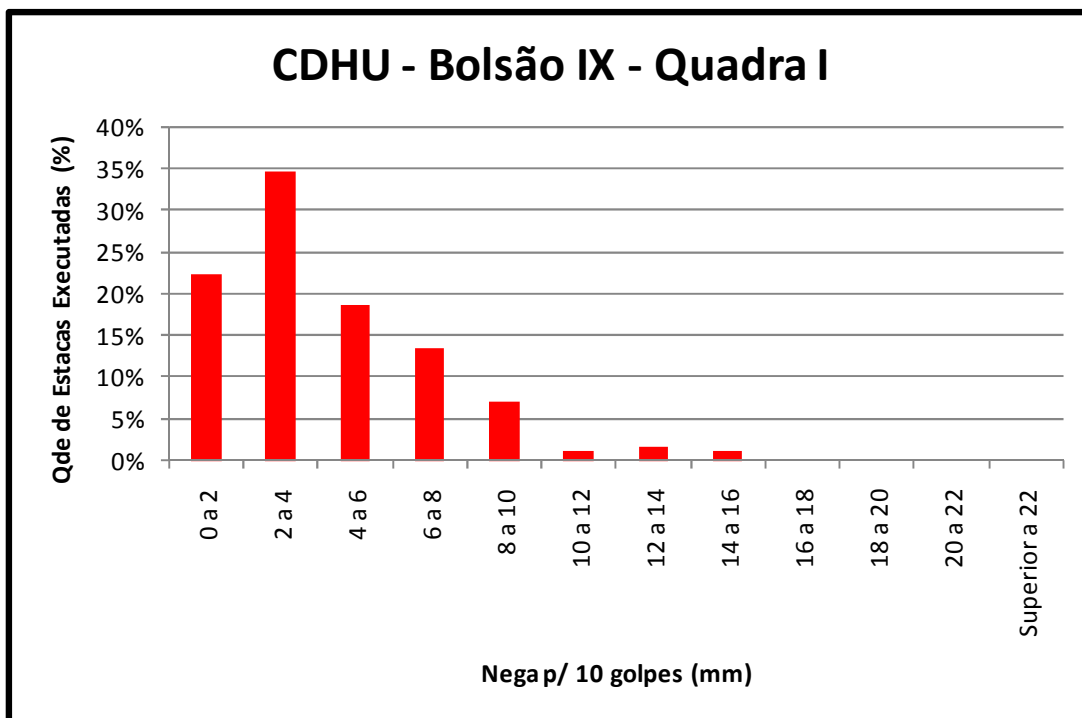


Figura 37 – Variação estatística das negas p/ 10 golpes obtidas na obra.

De acordo com a figura 38, pode-se observar os valores de negas para dez golpes medidos em função dos comprimentos cravados das estacas executadas na Quadra I.

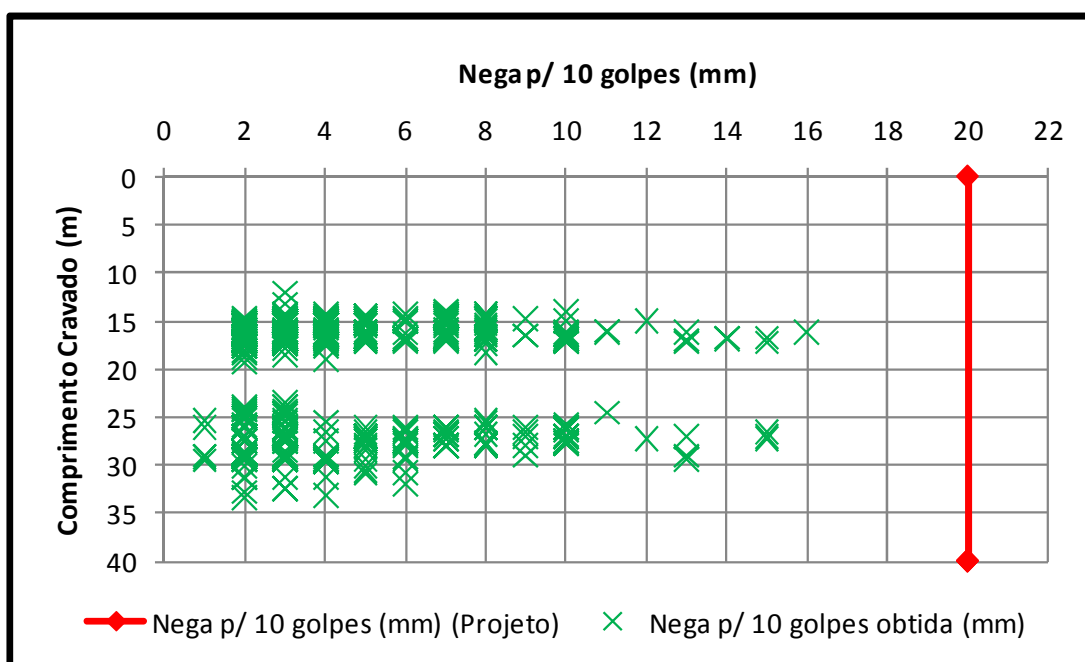


Figura 38 – Variação das negas p/ 10 golpes obtidas na obra em função do comprimento cravado das estacas.

Nas figuras 37 e 38, é possível verificar que todas as estacas executadas na Quadra I apresentaram valores inferiores a 20mm, valor este estipulado como critério de parada das estacas. Na figura 32 é possível verificar duas nuvens de estacas a primeira com concentração aproximada de 16m cravados (“estacas curtas”), e segunda nuvem com 26m cravados (“estacas longas”).

Com auxílio da Figura 39, é possível verificar a variação estatística dos repiques obtidos na região da Quadra I.

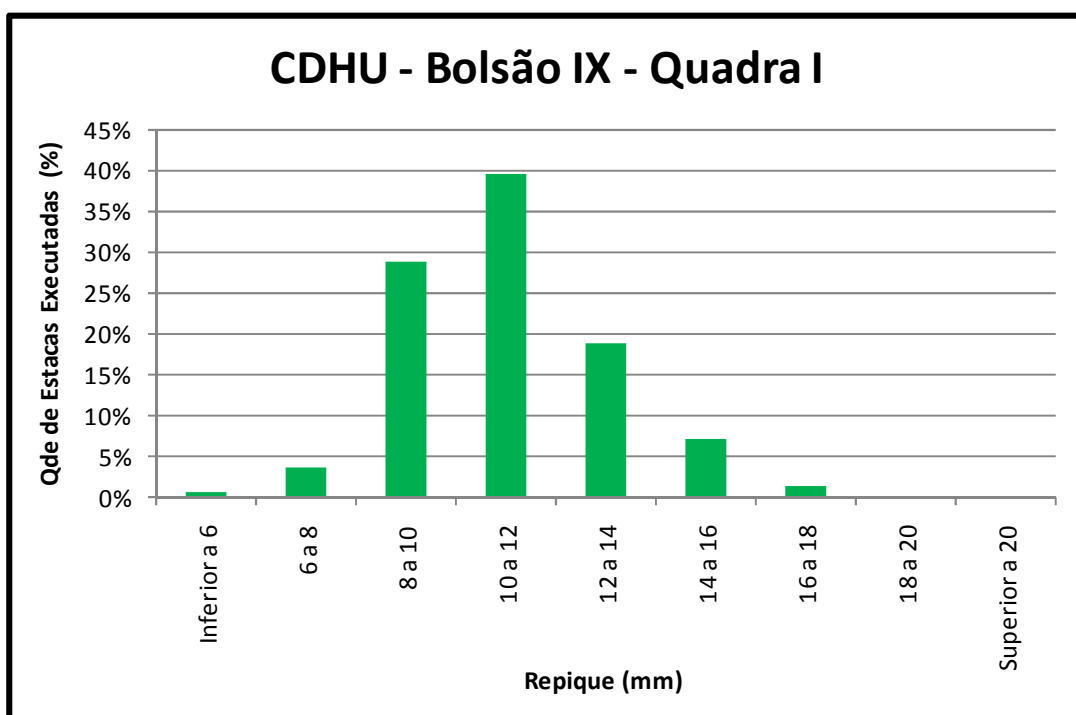


Figura 39 – Variação estatística dos repiques obtidos na obra.

Na figura 39 observa-se o histograma onde cerca de 40% dos valores de repiques elásticos medidos entre 10mm e 12mm e cerca de 85% entre 8mm e 14mm.

Com base nos resultados dos ensaios de carregamento dinâmicos realizados na Quadra I, foi realizada uma comparação entre os diversos métodos dinâmicos para previsão da capacidade de carga das estacas, com intuito de ajustar o coeficiente de segurança a ser adotado para cada método. De acordo com a tabela 14, pode-se observar a capacidade de carga calculada em cada estaca ensaiada, ajustada com o fator de segurança corrigido pelos resultados obtidos na média das análises CAPWAP.

Tabela 14 – Estimativa da capacidade de carga das estacas através dos métodos dinâmicos.

Estacas / Mét Dinâmico	Janbu (tf)	Dinam. (tf)	Holand (tf)	Brix (tf)	Hiley (tf)	Chellis - Velloso (tf)	Rosa (tf)	CAPWAP RMX (tf)
E09 - Quadra I2	59	56	52	49	58	52	51	55
E35 - Quadra I1	56	54	50	50	48	60	61	51
E24 - Quadra I1	60	62	63	59	56	73	71	51
E37 - Quadra I2	60	53	48	45	53	53	52	50
E04 - Quadra I4	57	57	56	55	57	55	56	55
E57 - Quadra I4	56	53	49	49	54	47	49	56
E73 - Quadra I4	57	56	53	53	55	54	55	53
E84 - Quadra I4	56	57	56	56	58	54	55	57
E107 - Quadra I4	61	64	72	66	64	66	68	59
E108 - Quadra I4	62	66	76	69	67	67	68	55
E109 - Quadra I4	61	67	79	73	66	71	74	57
E09 - Quadra I4	44	35	27	34	37	34	30	45
E37 - Quadra I4	44	55	59	74	54	62	55	51
E48 - Quadra I3	43	42	37	47	39	50	45	50
E59A - Quadra I3	44	48	47	59	46	57	50	54
E61 - Quadra I3	43	47	46	58	45	55	50	56
E19 - Quadra I3	44	49	48	61	55	44	40	63
E21 - Quadra I3	41	49	49	65	52	46	43	66
Resumo da análise								
Cap. Carga média (tf)	53	54	54	57	54	55	54	55
Desvio Padrão	10	8	12	9	7	11	12	X
	18%	15%	23%	15%	14%	19%	22%	
FS médio	1,3	1,3	1,3	1,4	1,3	1,4	1,4	1,4
FS mínimo	1,0	0,9	0,7	0,8	0,9	0,9	0,8	1,1
FS máximo	1,5	1,7	2,0	1,9	1,7	1,8	1,8	1,6
FS Sugerido	2	2	10	4 a 5	2 a 6	2	2	2
FS Adotado Corrigido	1,9	1,9	7,5	3,3	1,2	2	2,1	2,0

A tabela 14 mostra como é importante a escolha do fator de segurança para cada método para não superestimar e nem subestimar demais a capacidade de carga suportada pela estaca. Desta forma tomando como base as análises CAPWAP com fator de segurança igual a 2, valor solicitado pela NBR6122:2010, temos uma correlação para cada método com fatores de calibração variando de 1,2 a 7,5 nesta região do estaqueamento. Com a adoção dos fatores de calibração para cada fórmula é possível uniformizar o estaqueamento de forma a atender as premissas do projeto.

Com auxílio do gráfico da figura 40, pode-se observar a comparação dos resultados obtidos através dos métodos dinâmicos com os valores obtidos nas análises CAPWAP, ambos divididos pelos fatores de segurança adotados na tabela 14.

Segue abaixo o exemplo de como foram obtidos os valores da tabela 14 para a estaca E09 – Quadra I2 (CAPWAP – RMX =55tf).

Fórmula de Janbu:

$$R_u = \frac{W \times h}{C_s \times \left(0,75 + 0,15 \frac{P}{W} \right) \times \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\frac{W \times h \times L}{E \times A \times s^2}}{0,75 + 0,15 \frac{P}{W}}} \right)}$$

$$R_u = \frac{2,8 \times 0,4}{1,9 \times \left(0,001 \times \left(0,75 + 0,15 \frac{1,97}{2,8} \right) \times \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2,8 \times 0,4 \times 15,2}{3300000 \times 0,0529 \times 0,001^2}}{0,75 + 0,15 \frac{1,97}{2,8}} \right) \right)} = 59tf$$

Segue um exemplo de como obter o fator de segurança, este exemplo se repete para todos os métodos dinâmicos

$$FS = R_u \text{ (Janbu)} / RMX = 112 / 55 = 2,04$$

Como foram realizados vários ensaios, foi adotado o seguinte critério utilizar o fator de segurança médio de todos os ensaios de carregamento em relação a capacidade de carga estimada pelos método dinâmicos, para tanto o fator de segurança adotado para a fórmula dinâmica proposta por Janbu foi de 1,9, e obteve desvio padrão amostral de 8 em relação aos valores dos ensaios de carregamento dinâmicos realizados nesta região da obra, conforme pode-se observar na tabela 14.

Fórmula dos Dinamarqueses

$$R_u = \frac{\frac{e \times W \times h}{s + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \times e \times W \times h \times L}{A \times E}}}}{C_s} = \frac{0,67(\text{Energia medida no ECD})}{1,9 \times \left(0,001 + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \times 0,67 \times 15,2}{0,0529 \times 3300000}} \right)} = 56tf$$

Fórmula dos Holandeses

$$R_u = \frac{W^2 \times h}{(W + P) \times s} = \frac{2,8^2 \times 0,4}{(2,8 + 1,97) \times 0,001} = 52tf$$

Fórmula de Brix

$$R_u = \frac{W^2 \times P \times h}{(W + P)^2 \times s} = \frac{2,8^2 \times 1,97 \times 0,4}{(2,8 + 1,97)^2 \times 0,001} = 49tf$$

Fórmula de Hiley

$$R_u = \frac{\frac{e \times W \times h}{s + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \times \frac{W + \eta^2 \times P}{W + P}}{C_s} = \frac{\frac{0,67}{0,001 + \frac{1}{2}(0,01)} \times \frac{2,8 + 0,25^2 \times 1,97}{2,8 + 1,97}}{1,2} = 58tf$$

Fórmula Chellis – Velloso

$$R_u = \frac{\frac{(K - C_3) \times A \times E}{\alpha_r \times L}}{C_s} = \frac{\frac{(10 - 2) \times 0,0539 \times 3300000}{0,9 \times 15,2}}{2} = 52tf$$

Fórmula de Rosa

$$R_u = \frac{\frac{(0,03 \times L + 0,5) \times C_2 \times E \times A}{0,8 \times L}}{C_s} = \frac{\frac{(0,03 \times 15,2 + 0,5) \times (10 - 2) \times 3300000 \times 0,0529}{0,8 \times 15,2}}{2,1} = 51tf$$

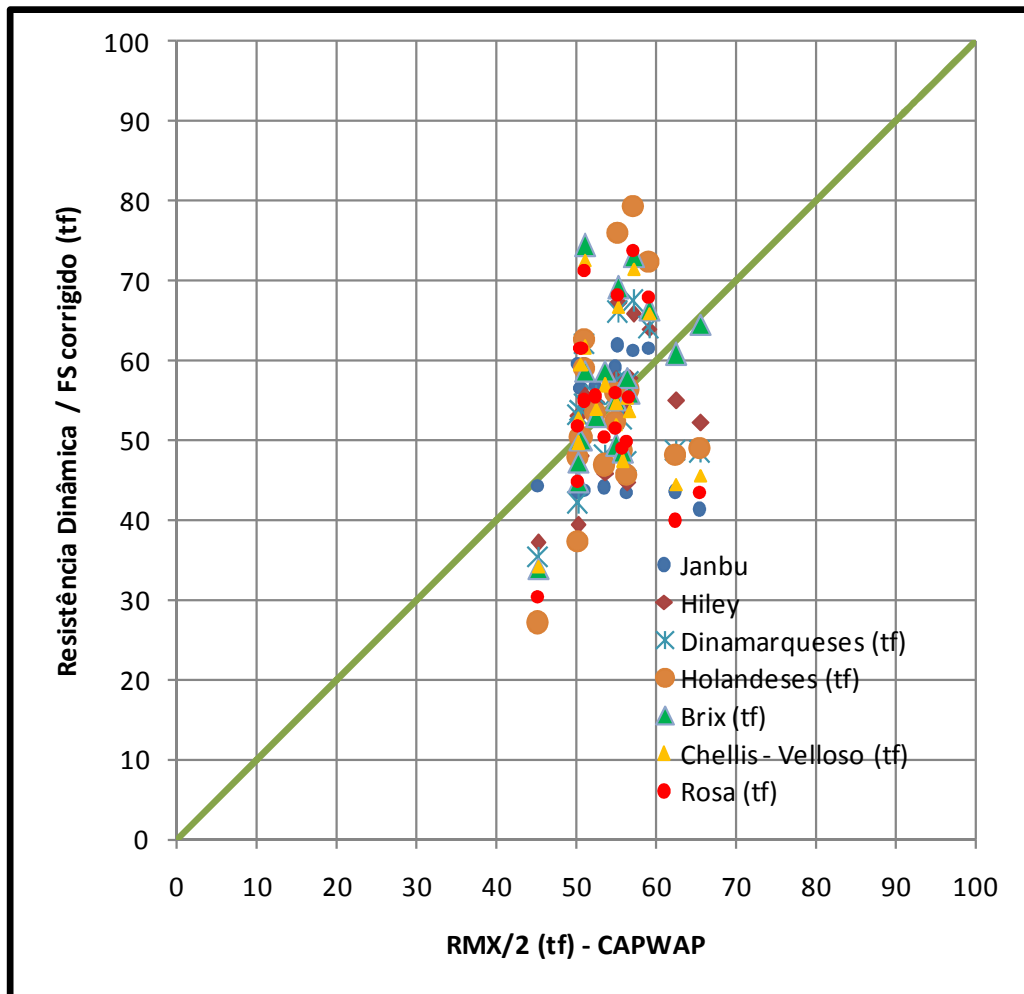


Figura 40 – Comparação entre os métodos dinâmicos e as análises CAPWAP

Com auxílio da figura 40, pode-se observar uma nuvem de resultados próximos a capacidade de carga de 55tf aproximadamente, que multiplicado pelo fator de segurança 2, é igual a 110tf para cada estaca, que resulta em um fator de segurança global de 2,75 em relação a carga de trabalho das estacas na obra, de tal forma a atender as premissas da NBR6122:2010 com segurança.

5.2 – QuadraN

Na figura 41, é possível observar a região analisada na quadra N, onde foram analisadas as sondagens SP907 e SP908.

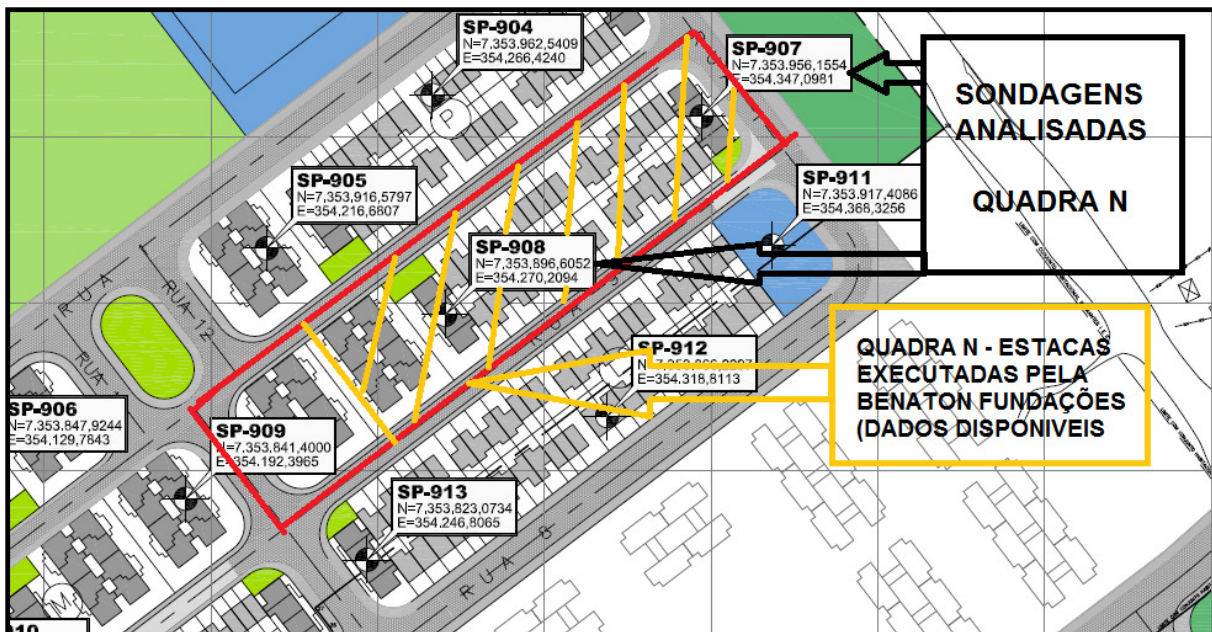


Figura 41 – Região executada pela Benaton Fundações – Quadra N

As figuras 42, 43, 44 e 45 mostram as sondagens à percussão (SP-907 e SP-908) respectivamente realizadas na obra.

Os gráficos das figuras 46 e 47 apresentam a capacidade de carga obtida pelos métodos semi-empíricos Decourt e Quaresma (1978), Aoki e Velloso (1975) modificado por Aoki (1985) e Teixeira (1996) ao longo da profundidade, considerando os fatores de segurança propostos por Decourt e Quaresma (1978) assim como o fator de segurança igual a dois que é solicitado pela NBR6122 (2010), para o método Aoki (1985) e para o método Teixeira (1996). A carga admissível da estaca foi solicitada em projeto.

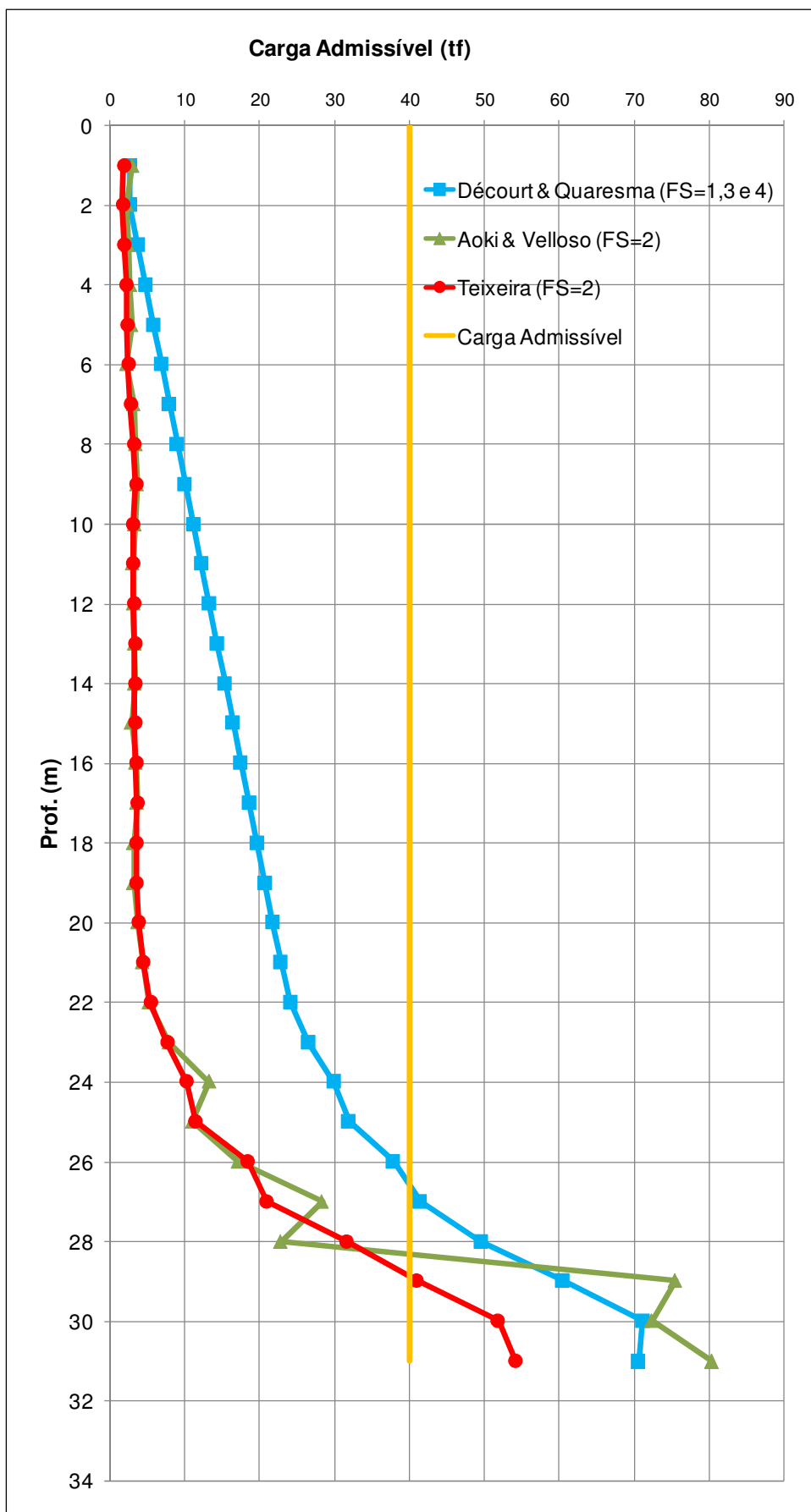


Figura 46 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-907).

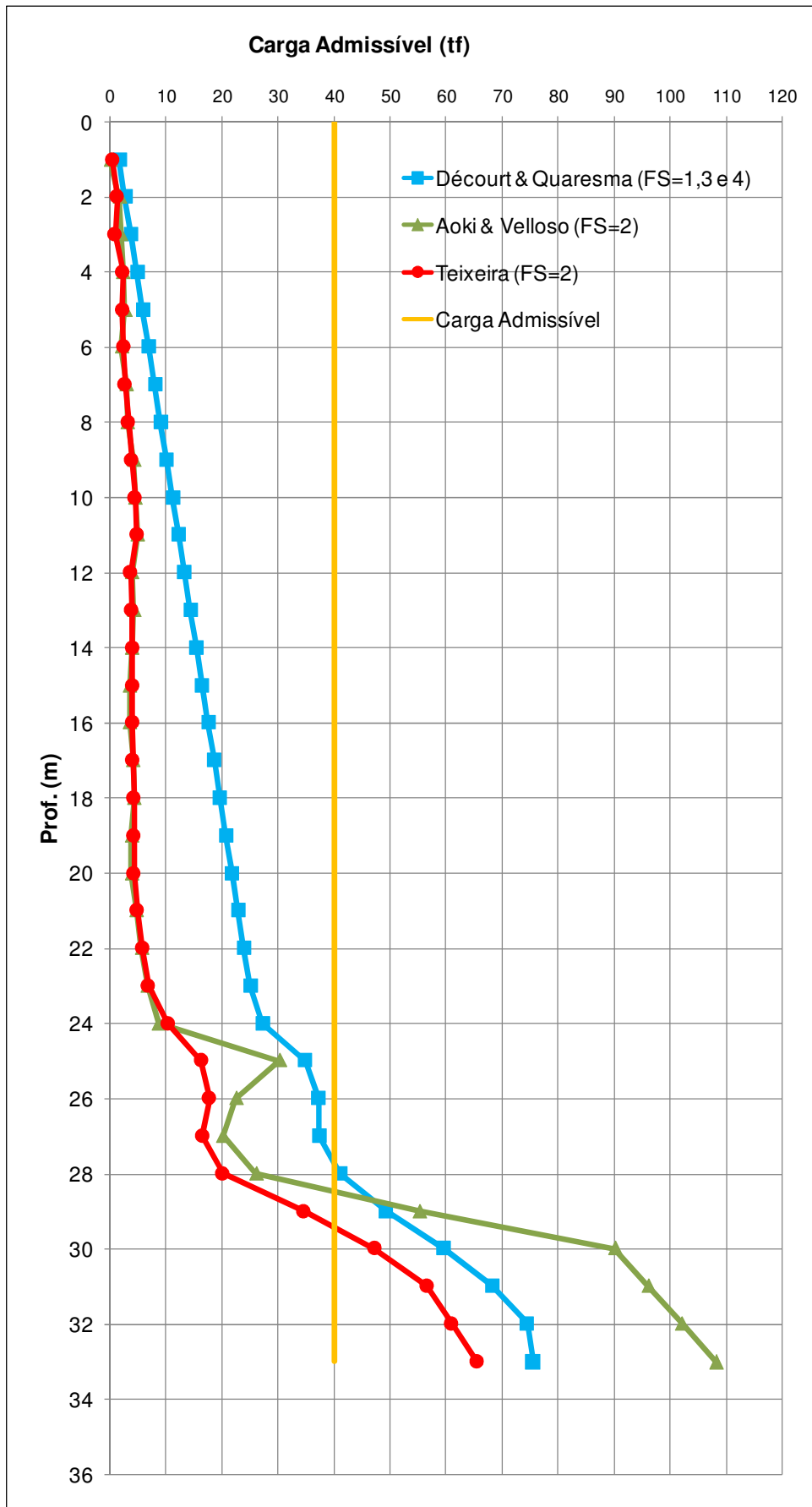


Figura 47 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-908).

Com auxílio das figuras 46 e 47 é possível verificar que a capacidade de carga das estacas referente aos métodos Aoki (1985) e Teixeira (1996), se assemelham bastante desde o início até cerca de 30m de comprimento aproximadamente, regiões estas com grandes camadas de argila mole, entretanto após os 30m de profundidade os métodos Decourt e Quaresma (1978) e Aoki (1985), se assemelham, considerando as sondagem SP-907 e SP-908,.

Na tabela 15 esta apresentado o resumo referente a cravação das estacas realizada na região compreendida pela Quadra N

Tabela 15 – Resumo referente a cravação das estacas na Quadra N

Qde de Estacas Exec.	L Cravado (m)			Nega p/ 10 golpes (mm)			Repique (mm)		
	Médio	Mínimo	Máximo	Médio	Mínimo	Máximo	Médio	Mínimo	Máximo
358	27,5	25,0	32,0	5	2	13	10	7	16

Com auxílio da tabela 15, pode-se verificar que houve variação de 25,0m a 32,0m cravados com valor médio de 27,5m em 358 estacas executadas nesta região da obra. Com relação aos critérios de paralisações das estacas observa-se valor médio da nega para 10 golpes de 5mm, com valor obtido mínimo de 2mm e máximo de 13mm, valores estes menores que o critério de cravação solicitado para a obra, onde os valores de negas para 10 golpes deveriam ser inferiores a 20mm. Com relação ao repique elástico medido observa-se valor mínimo de 7mm e máximo de 16mm com valor médio de 10mm.

Através da figura 48, pode-se observar a distribuição das estacas executadas na obra de acordo com os comprimentos cravados nesta região da obra (Quadra N).

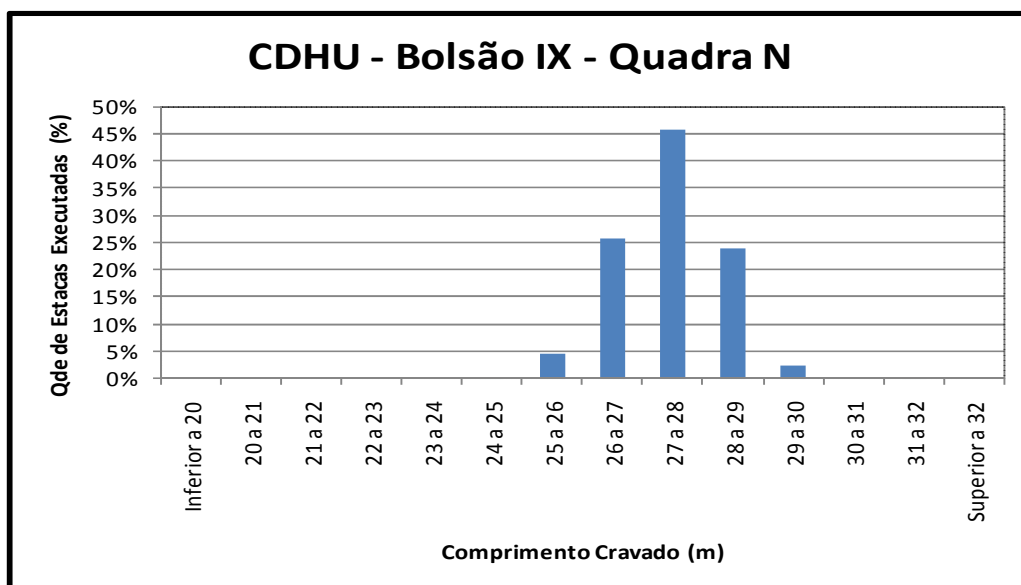


Figura 48 – Distribuição de frequência de acordo com os comprimentos cravados.

É possível observar na figura 48, uma concentração de aproximadamente 45% das estacas executadas com comprimento médio de 27m a 28m, sendo que praticamente 93% das estacas ficaram com comprimentos cravados de 26 a 29m.

Nesta região do empreendimento foram realizados 14 ensaios de carregamento dinâmico (ECD), de forma aleatória, executados por diferentes equipamentos. As estacas ensaiadas representam 3,9% do estaqueamento da Quadra N. Na tabela 16 são apresentados os resumos dos ensaios de carregamento dinâmico (ECD) realizados na quadra N.

Tabela 16 – Resumo ensaios de carregamento dinâmico (ECD)

Estaca	Local	Seção (cm)	Lcravado (m)	Setup (dias)	C3 (mm)	RMX / FS=2 (tf)	Método Chellis - Velloso (tf)	Método D&Q (tf)	Metódo A&V (tf)	Teixeira (tf)
E02	Quadra N1	23x23	27,6	34	2,445	53	37	56	65	38
E04	Quadra N1	23x23	27,8	35	1,022	51	43	56	65	38
E04	Quadra N8	23x23	28,5	2	5,048	53	56	65	80	49
E13A	Quadra N8	23x23	29,4	6	1,962	69	59	65	80	49
E22	Quadra N8	23x23	28,2	2	2,098	67	61	56	65	38
E13	Quadra N5	23x23	27,6	11	1,927	58	54	56	65	38
E1	Quadra N5	23x23	27,5	7	1,616	65	55	56	65	38
E18	Quadra N8	23x23	27,3	1	3,282	61	55	46	24	26
E41	Quadra N10	23x23	27,3	13	1,338	47	47	46	24	26
E50	Quadra N10	23x23	27,6	13	1,153	52	48	56	65	38
E88	Quadra N10	23x23	27,3	2	4,363	47	37	46	24	26
E7A	Quadra N5	23x23	27,6	1	3,035	55	39	56	65	38
E17	Quadra N6	23x23	27,3	2	2,327	63	47	46	24	26
E25	Quadra N6	23x23	27,4	2	3,007	54	54	46	24	26

Com base nos ensaios de carregamento dinâmico (ECD) foi possível verificar a eficiência dos sistemas de cravação entre 35% e 95%, com eficiência média de 59%. Através das análises CAPWAP foi possível determinar que os valores da máxima deformação elástica do solo na ponta (quake de ponta ou C3) variaram de 1,0mm a 5,0mm, com valor médio de 2,5mm. Sendo assim foi adotado C3 igual a 2,5mm para estimativa da capacidade de carga pelo método dinâmico de Chellis (1951) – Velloso (1987).

Na Figura 49 estão representados os valores de repique medidos e calculados teoricamente pelo método de Chellis (1951) – Velloso (1987) foi adoto até 18m o fator α igual a 0,9 e para as estacas com comprimentos acima de 18m α igual a 0,6, assim como o método proposto por Rosa (2000), em função do comprimento das estacas.

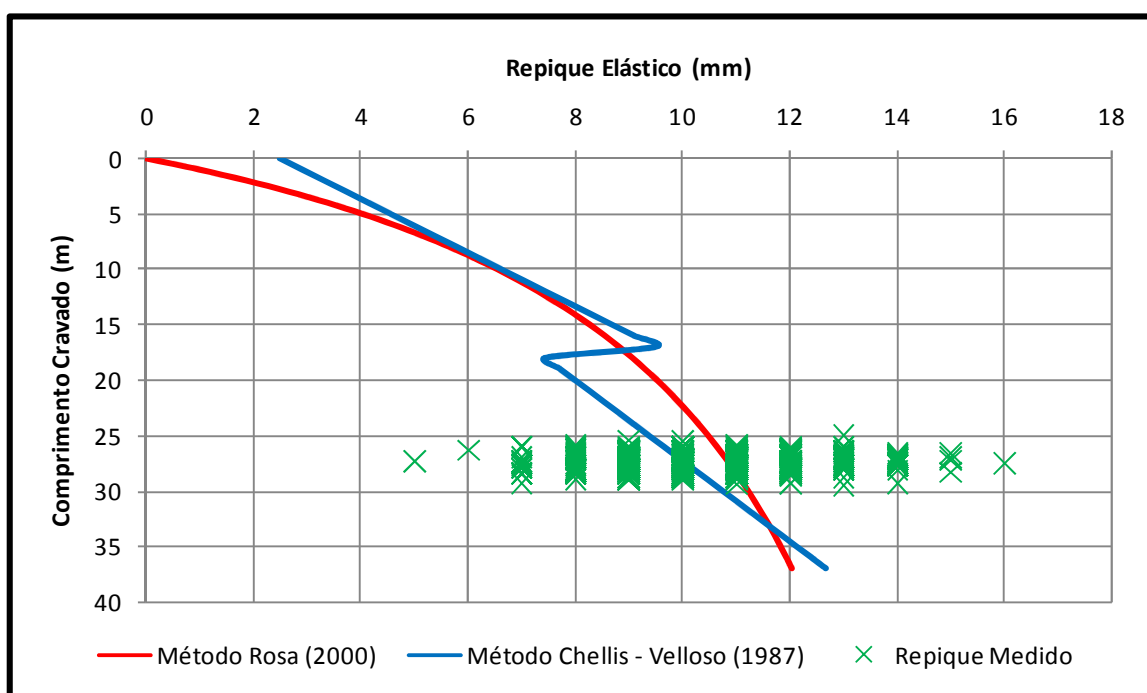


Figura 49 – Valores dos repiques medidos em campo no final da cravação em função do comprimento cravado.

Observa-se na figura 50, que boa parte dos valores estimados pelos métodos de Chellis – Velloso e Rosa apresentam capacidade de carga superior a solicitada em projeto, entretanto o método não considera o efeito de cicatrização do solo o que acaba subestimando a capacidade de carga das estacas quando analisadas no instante da cravação, entretanto os valores mostram boa correlação entre o modelo

e os valores medidos, de tal forma a permitir o monitoramento e uniformidade quanto ao critério de parada das estacas, a favor da segurança, já que a maioria dos valores estimados pelos métodos são superiores aos solicitados em projeto.

Com auxílio da Figura 50 é possível comparar os resultados obtidos com os ensaios de carregamento dinâmico, com os resultados teoricamente esperados pelo método de controle de cravação proposto por Chellis (1951) – Velloso (1987). para este método foi adotado até 18m o fator α igual a 0,9 e para as estacas com comprimentos acima de 18m α igual a 0,6.

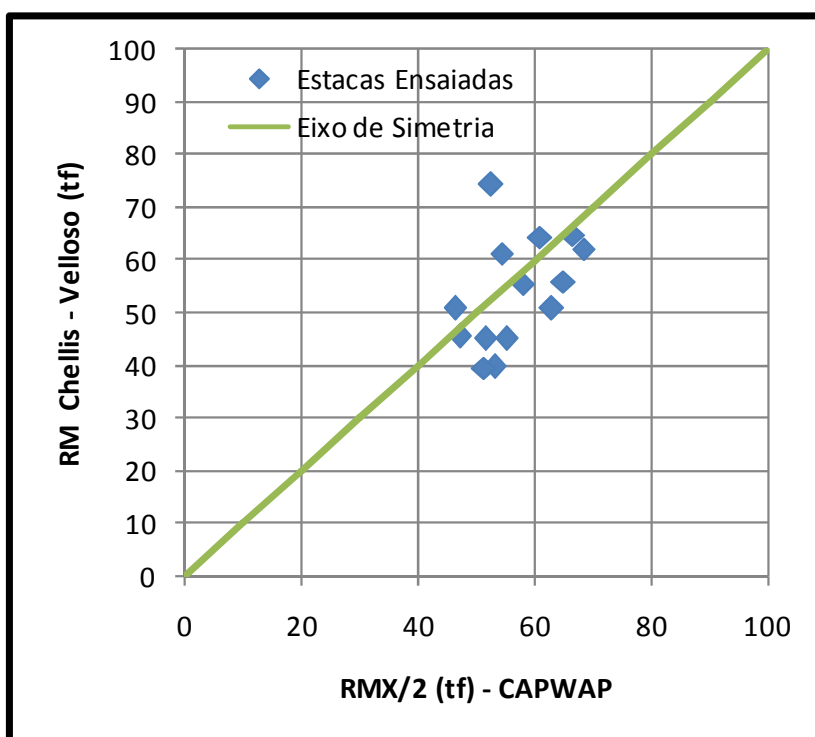


Figura 50 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Chellis – Velloso.

O método Chellis (1951) – Velloso (1987), obteve uma convergência regular, mas a favor da segurança com os valores obtidos nos resultados das análises CAPWAP, conforme pode-se observar na figura 50.

A Figura 51 apresenta os valores de capacidade de carga obtidos através do método semi-empírico Decourt e Quaresma em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.

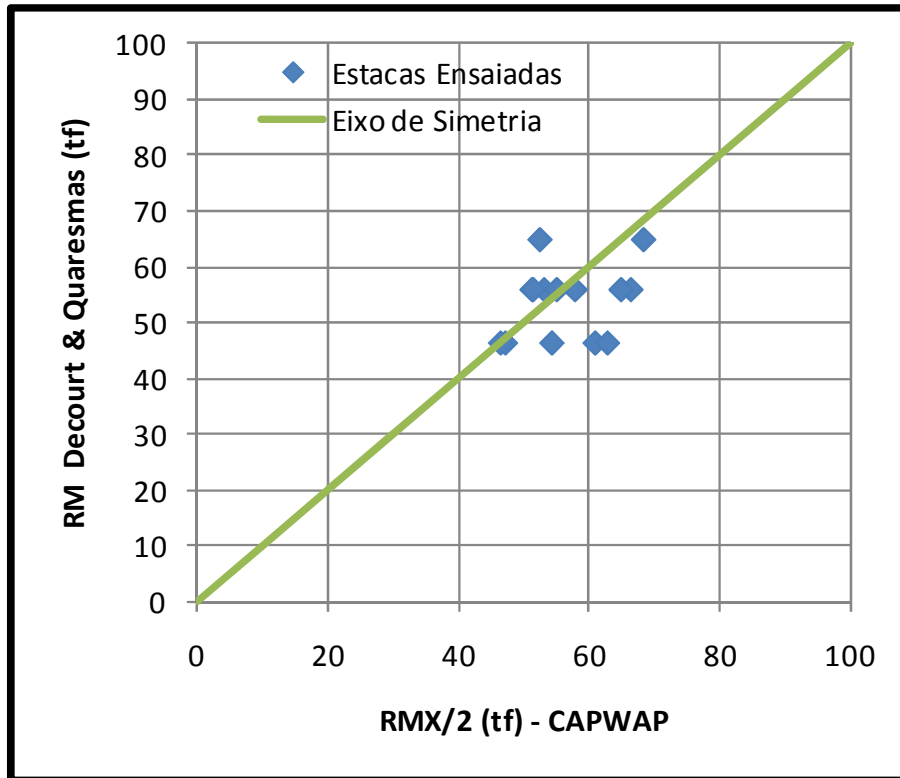


Figura 51 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Decourt e Quaresma.

Conforme pode ser observado o método semi-empírico Decourt e Quaresma apresentou boa convergência com os resultados apresentados com base nas análises CAPWAP.

A figura 52 apresenta os resultados obtidos utilizando a modificação do método Aoki e Velloso, proposta por Aoki em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.

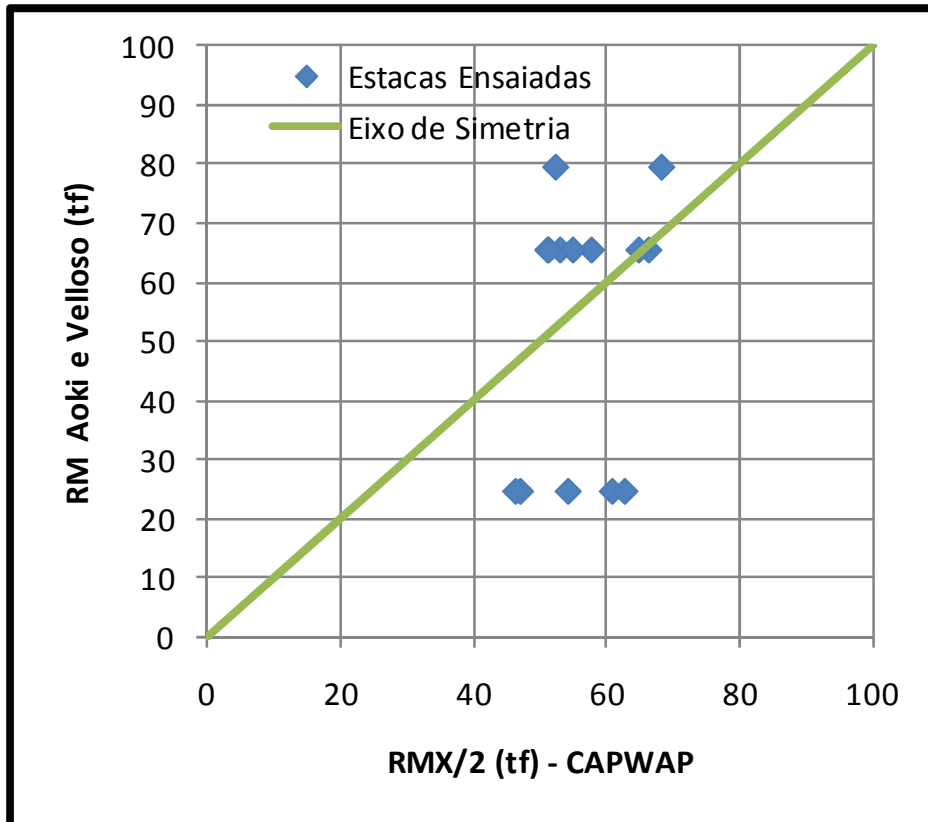


Figura 52 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Aoki e Velloso, proposta por Aoki (1985).

O Método proposto por Aoki e Velloso não apresentou boa correlação com as estacas executadas nesta região da obra, uma vez que subestimou bastante a capacidade de carga das estacas em alguns casos e superestimou em outros, fato este em função da zona de transição do solo fraco para o solo mais competente com aumento significativo do N_{spt} .

A figura 53 apresenta os resultados obtidos através do método de Teixeira em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.

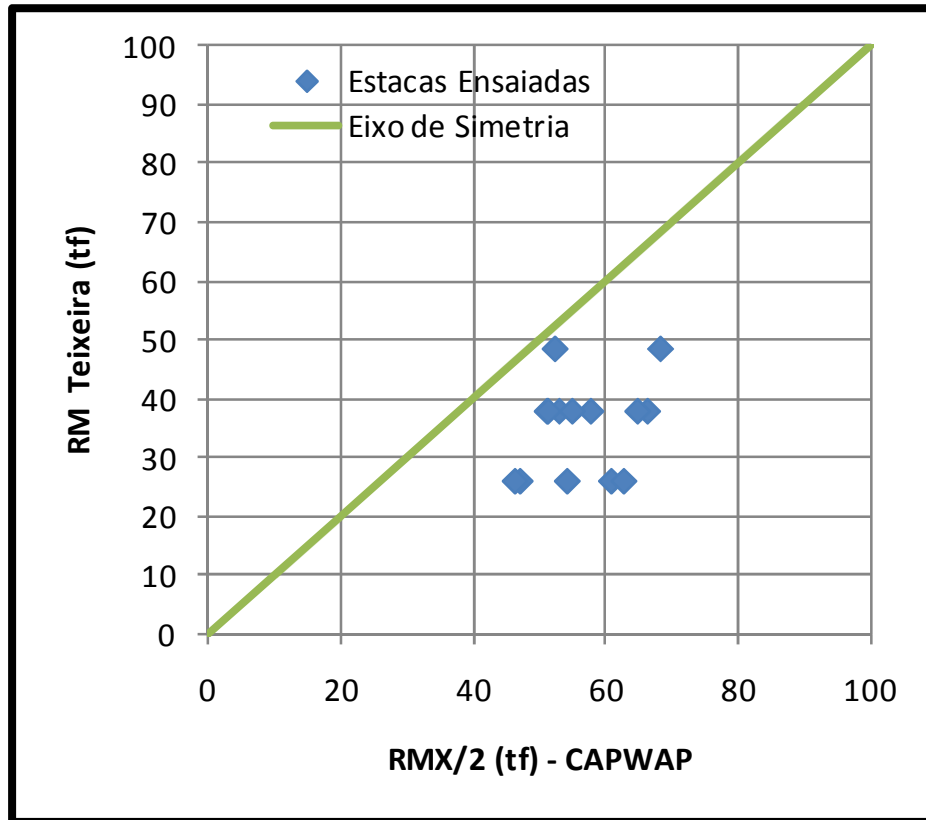


Figura 53 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Teixeira (1996).

Observa-se através da figura 53, que o método semi-empírico proposto por Teixeira apresenta resultados bastante conservadores em relação aos resultados das análises CAPWAP na Quadra N.

Na figura 54, pode-se observar a variação estatística das negas p/ 10 golpes obtidas na obra.

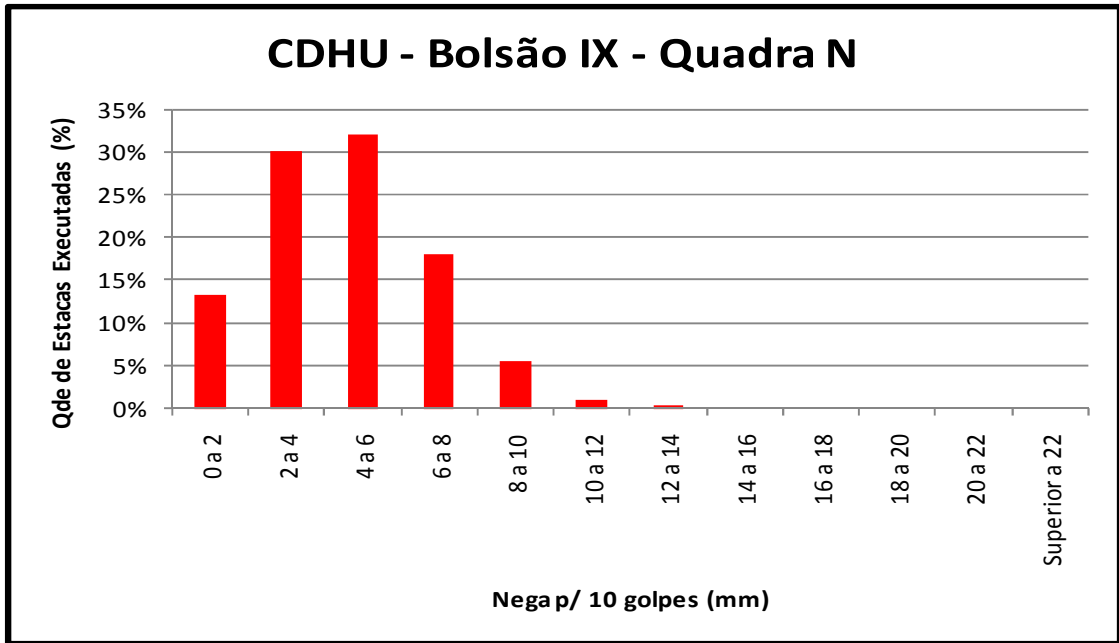


Figura 54 – Variação estatística das negas p/ 10 golpes obtidas na obra.

De acordo com a figura 55, pode-se observar os valores de negas para dez golpes medidos em função dos comprimentos cravados das estacas executadas na Quadra N.

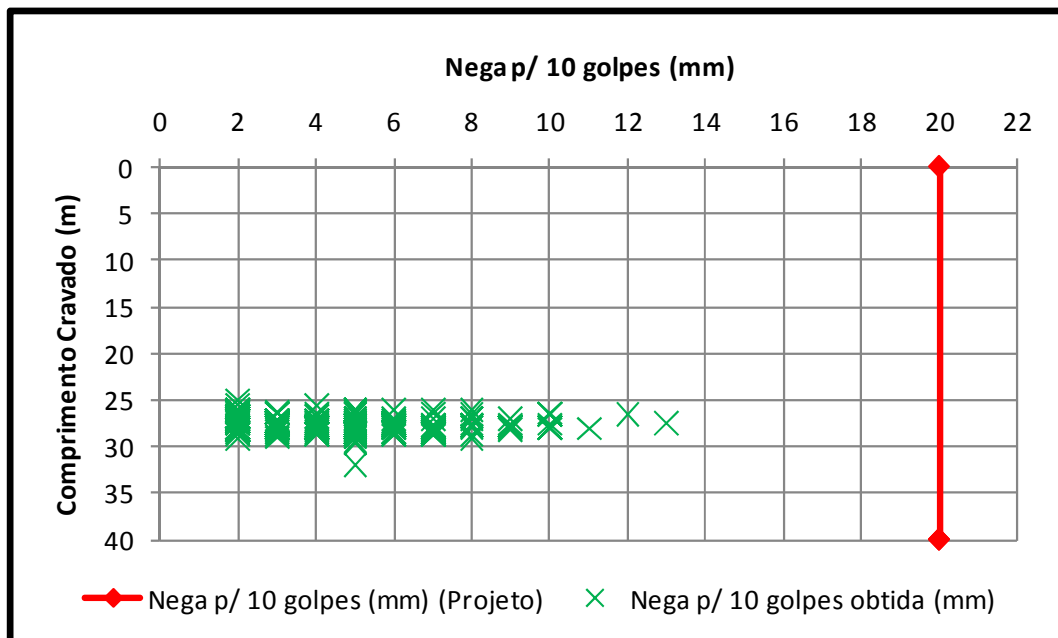


Figura 55 – Variação das negas p/ 10 golpes obtidas na obra em função do comprimento cravado das estacas.

Nas figuras 54 e 55, é possível verificar que todas as estacas executadas na Quadra N apresentaram valores de negas p/ 10 golpes inferiores a 20mm, valor este estipulado como critério de parada das estacas. Na figura 44 é possível verificar uma nuvem de estacas com concentração aproximada de 27m cravados.

Com auxílio da Figura 56, é possível verificar a variação estatística dos repiques obtidos na região da Quadra N.

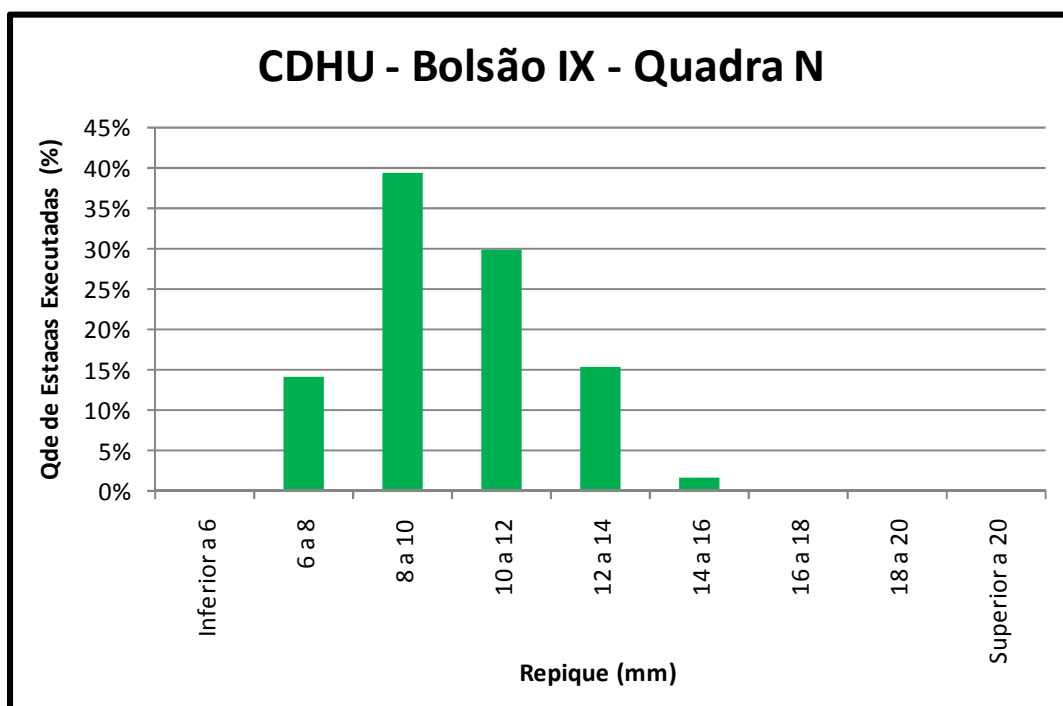


Figura 56 – Variação estatística dos repiques obtidos na obra.

Na figura 56 observa-se o histograma onde cerca de 40% dos valores de repiques elásticos medidos entre 8 e 10mm.

Com base nos resultados dos ensaios de carregamento dinâmicos realizados na Quadra N, foi realizada uma comparação entre os diversos métodos dinâmicos para previsão da capacidade de carga das estacas, com intuito de ajustar o coeficiente de segurança a ser adotado para cada método, de acordo com a tabela 17, pode-se observar a capacidade de carga calculada em cada estaca ensaiada, ajustada com o fator de segurança corrigido pelos resultados obtidos na média das análises CAPWAP.

Tabela 17 – Estimativa da capacidade de carga das estacas através dos métodos dinâmicos.

Estacas / Mét Dinâmico	Janbu (tf)	Dinam. (tf)	Holand (tf)	Brix (tf)	Hiley (tf)	Chellis - Velloso (tf)	Rosa (tf)	CAPWAP RMX (tf)
E02 - Quadra N1	55	45	38	38	45	42	41	53
E04 - Quadra N1	55	42	34	34	40	41	41	51
E04 - Quadra N8	50	67	46	47	64	78	79	53
E13A - Quadra N8	53	63	71	74	62	65	68	69
E22 - Quadra N8	54	64	72	74	62	68	69	67
E13 - Quadra N5	55	59	63	63	60	58	58	58
E1 - Quadra N5	55	59	63	63	60	58	58	65
E18 - Quadra N8	55	67	78	78	67	67	67	61
E41 - Quadra N10	60	46	43	41	44	48	47	47
E50 - Quadra N10	60	50	50	48	51	47	47	52
E88 - Quadra N10	60	53	55	52	52	53	53	47
E7A - Quadra N5	55	54	53	53	58	47	47	55
E17 - Quadra N6	55	61	67	67	68	53	53	63
E25 - Quadra N6	55	61	67	67	59	64	64	54
Resumo da análise								
Cap. Carga média (tf)	56	57	57	57	57	56	57	57
Desvio Padrão	9	7	10	10	7	10	10	X
FS médio	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
FS mínimo	1,3	1,0	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0	1,2
FS máximo	1,5	1,7	1,9	2,0	1,7	1,9	2,0	1,7
FS Sugerido	2	2	10	4 a 5	2 a 6	2	2	2
FS Adotado Corrigido	1,5	1,8	7,4	4,1	2,4	1,9	2,0	2,0

A tabela 17 mostra como é importante a escolha do fator de segurança para cada método para não superestimar e nem subestimar demais a capacidade de carga suportada pela estaca. Desta forma tomando como base as análises CAPWAP com fator de segurança igual a 2, valor solicitado pela NBR6122:2010, temos uma correlação para cada método com fatores de segurança variando de 1,5 a 7,4 nesta região do estaqueamento. Com a adoção dos fatores de correção para cada fórmula é possível uniformizar o estaqueamento de forma a atender as premissas do projeto.

Com auxílio do gráfico da figura 57, pode-se observar a comparação dos métodos dinâmicos com os valores obtidos nas análises CAPWAP, ambos divididos pelos fatores de segurança adotados na tabela 17.

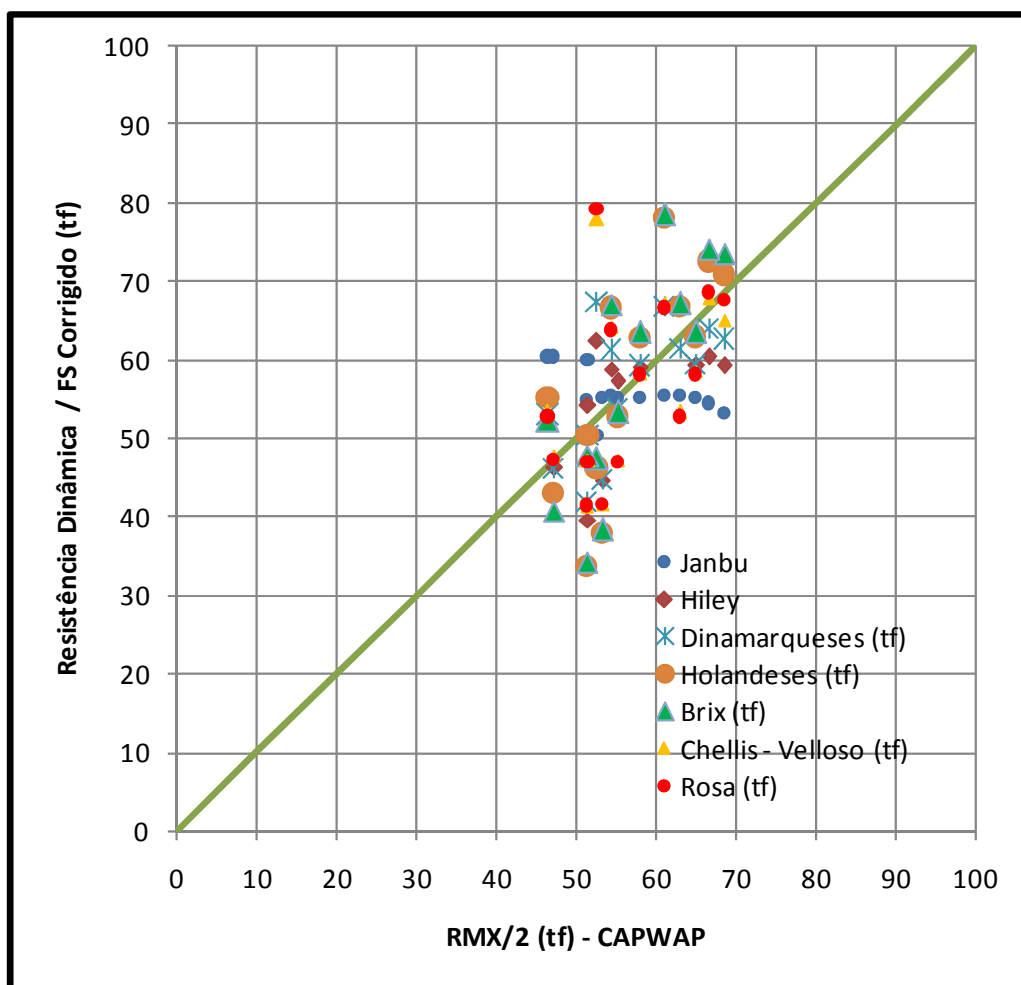


Figura 57 – Comparação entre os métodos dinâmicos e as análises CAPWAP

Com auxílio da figura 57, pode-se observar uma nuvem de resultados em torno da capacidade de carga média das análises CAPWAP de 57tf aproximadamente, que multiplicado pelo fator de segurança 2, tem-se 114tf para cada estaca que resulta em um fator de segurança global de 2,85 em relação a carga de trabalho das estacas na obra de 40tf, de tal forma a atender as premissas da NBR6122:2010 com segurança.

6 – DISCUSSÕES

As Figuras 58, 59, 60 e 61 apresentaram a comparação entre os métodos semi empíricos e fórmula por Chellis (1951) – Velloso (1987) com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmicos das duas regiões analisadas da obra (Quadra I e N) simultaneamente.

Com auxílio da Figura 58 é possível comparar os resultados obtidos com os ensaios de carregamento dinâmico, com os resultados teoricamente esperados pelo método de controle de cravação proposto por Chellis (1951) – Velloso (1987).

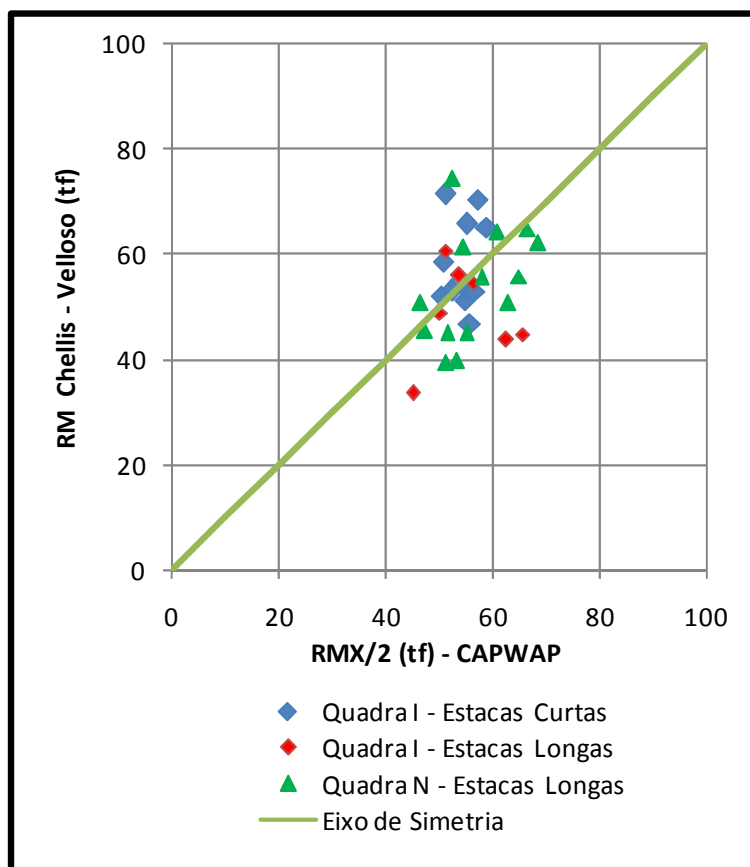


Figura 58 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Chellis – Velloso.

O método Chellis (1951) – Velloso (1987), obteve boa convergência com o ajuste do fator α da fórmula, observa-se desvio padrão da obra com esta fórmula de 19% em comparação com os valores obtidos nos resultados das análises CAPWAP, conforme pode-se observar na figura 58.

A Figura 59 apresenta os valores de capacidade de carga obtidos através do método semi-empírico Decourt e Quaresma em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.

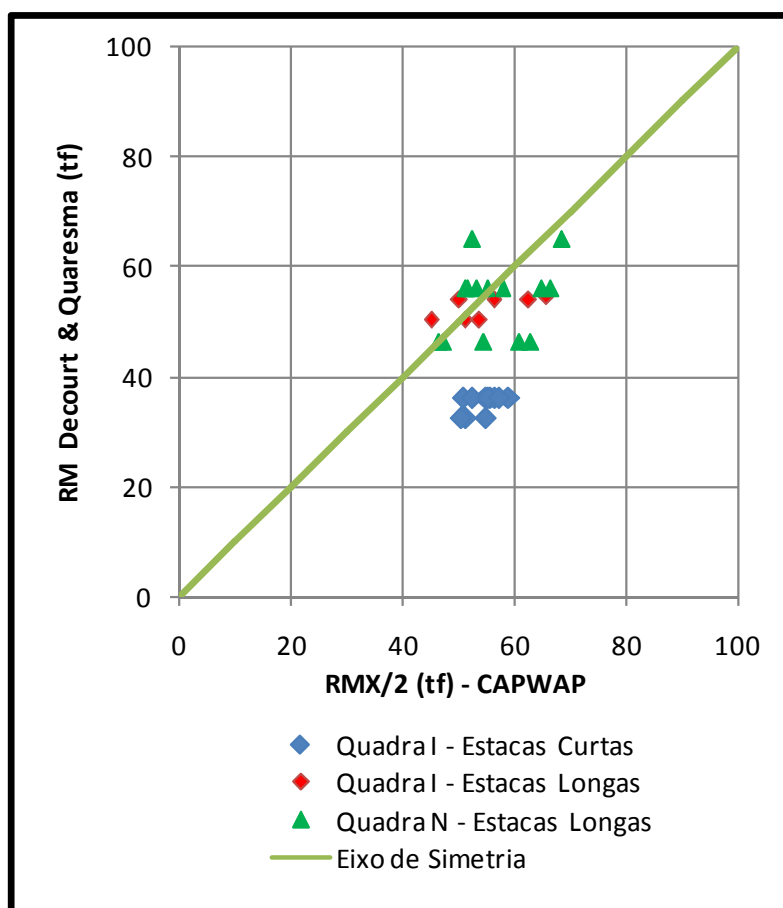


Figura 59 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pelo método de Decourt e Quaresma.

Conforme pode ser observado o método semi-empírico Decourt e Quaresma apresentou boa convergência com os resultados apresentados com base nas análises CAPWAP para as estacas “longas” e foi um pouco conservador para as estacas “curtas”.

A figura 60 apresenta os resultados obtidos utilizando a modificação do método Aoki e Velloso, proposta por Aoki em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP para as Quadras I e N.

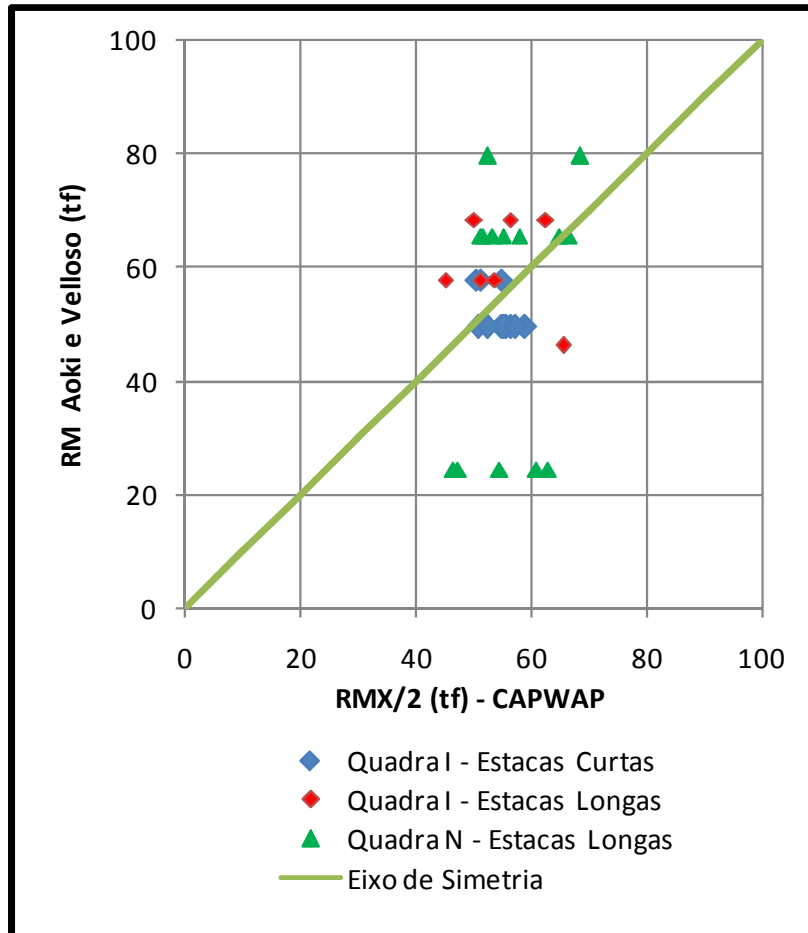


Figura 60 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Aoki e Velloso, proposta por Aoki (1985).

O Método proposto por Aoki e Velloso se mostrou bem comportado para as estacas tidas como “curtas” (Quadra I), agora para as estacas longas, tem-se uma correlação regular com as estacas “longas”, especialmente na Quadra N, uma vez que subestimou a capacidade de carga das estacas em alguns casos e superestimou em outros, fato este em função da zona de transição do solo fraco para o solo mais competente com aumento significativo do N_{spt} .

A figura 61 apresenta os resultados obtidos através do método de Teixeira em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.

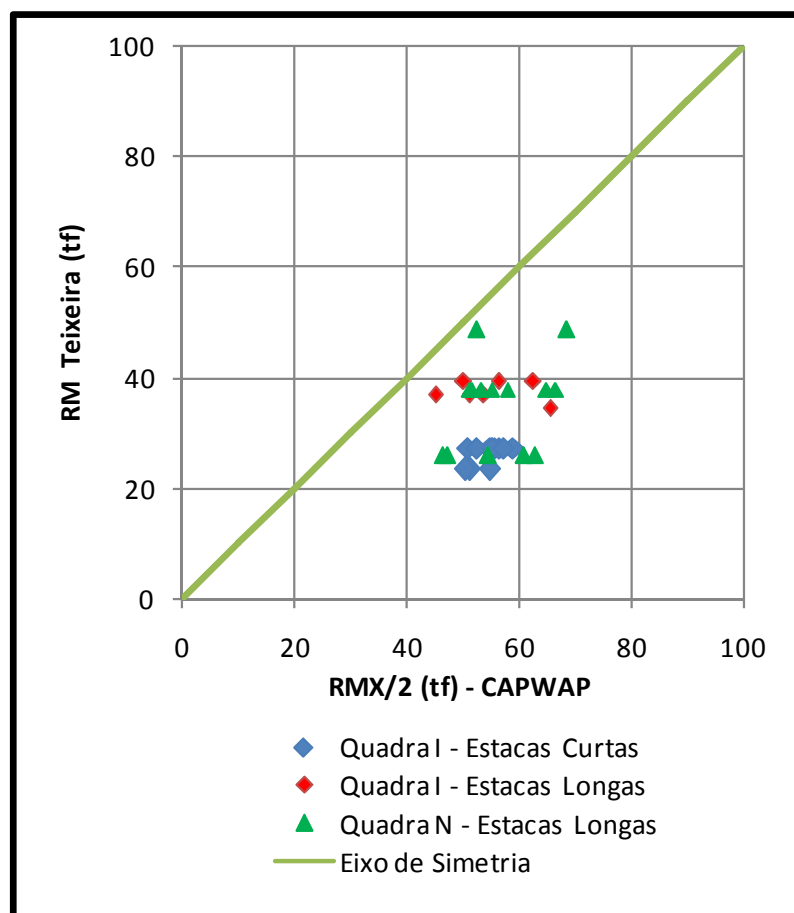


Figura 61 – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP versus a estimada pela modificação do método de Teixeira (1996).

Observa-se através da figura 61, que o método semi-empírico proposto por Teixeira apresenta resultados bastante conservadores em relação aos resultados das análises CAPWAP nas Quadras I e N, tanto para as estacas “curtas” como “longas”.

Com base em todos os métodos analisados há de se destacar o método empírico proposto por Aoki e Velloso (1975) modificado por Aoki em 1985 para estimativa da capacidade de carga das estacas pré-fabricadas executadas na Quadra I do empreendimento, principalmente para as estacas tidas como “curtas”, o qual apresentou melhor correlação em comparação aos outros métodos adotados neste trabalho. Entretanto quando analisada a Quadra N, o método que obteve melhor correlação foi o método proposto por Decourt & Quaresma. De forma geral tem-se uma boa correlação dos dois métodos em especial o método Decourt & Quaresma que apresentou menor diferença dos valores encontrados, tanto quanto a comprimentos cravados quanto a regiões distintas do empreendimento.

As resistências mobilizadas com auxílio dos ensaios de carregamento dinâmico (ECD), foram superiores a carga de projeto com coeficiente de segurança global superior a 2 em todos os casos, de forma a atender as premissas do projeto em conformidade com a NBR6122:2010.

O controle do estaqueamento por registro de nega para dez golpes em todas as estacas, permitiu obter controle e uniformidade do estaqueamento executado.

Através do controle de negas e repiques elásticos medidos durante o estaqueamento foi possível efetuar a correção do fator de segurança das fórmulas dinâmicas para estimativa da capacidade de carga das estacas, aqui estudados em comparação com os resultados dos ensaios de carregamento dinâmicos (ECD) de forma a uniformizar o estaqueamento, garantindo assim a melhor correlação possível entre cada fórmula dinâmica e a capacidade de medida nos ensaios de carregamento dinâmicos.

Com base nos resultados dos ensaios de carregamento dinâmicos realizados nas Quadras (I e N), foi possível corrigir o fator de segurança para cada fórmula dinâmica com objetivo de uniformizar o estaqueamento para atender as premissas do projeto, na tabela 18, observar-se a capacidade de carga calculada em cada estaca ensaiada, ajustada com o fator de segurança corrigido pelos resultados obtidos na média das análises CAPWAP.

Tabela 18 – Estimativa da capacidade de carga das estacas através dos métodos dinâmicos.

Estacas / Mét Dinâmico	Janbu (tf)	Dinam. (tf)	Holand (tf)	Brix (tf)	Hiley (tf)	Chellis - Velloso (tf)	Rosa (tf)	CAPWAP RMX (tf)
E09 - Quadra I2	67	58	53	44	60	52	54	55
E35 - Quadra I1	64	56	51	44	49	60	65	51
E24 - Quadra I1	67	64	64	52	57	73	75	51
E37 - Quadra I2	67	55	49	40	55	53	55	50
E04 - Quadra I4	64	59	57	49	59	55	59	55
E57 - Quadra I4	64	54	49	43	56	47	52	56
E73 - Quadra I4	64	58	54	47	57	54	58	53
E84 - Quadra I4	64	59	57	50	60	54	58	57
E107 - Quadra I4	69	66	74	59	66	66	71	59
E108 - Quadra I4	70	68	77	61	69	67	72	55
E109 - Quadra I4	69	70	81	65	68	72	78	57
E09 - Quadra I4	50	36	28	30	38	34	32	45
E37 - Quadra I4	49	56	60	66	56	62	58	51
E48 - Quadra I3	49	44	38	42	41	50	47	50
E59A - Quadra I3	50	50	48	52	47	57	53	54
E61 - Quadra I3	49	49	46	51	46	55	52	56
E19 - Quadra I3	49	50	49	54	57	45	42	63
E21 - Quadra I3	47	50	50	57	54	46	46	66
E02 - Quadra N1	48	43	38	42	44	40	39	53
E04 - Quadra N1	48	41	34	38	39	40	39	51
E04 - Quadra N8	44	65	46	52	62	76	74	53
E13A - Quadra N8	46	61	71	81	58	63	63	69
E22 - Quadra N8	48	62	73	82	60	66	64	67
E13 - Quadra N5	48	57	63	70	58	57	54	58
E1 - Quadra N5	48	58	63	70	58	57	54	65
E18 - Quadra N8	48	65	78	87	66	65	62	61
E41 - Quadra N10	53	45	43	45	46	46	44	47
E50 - Quadra N10	52	49	50	53	53	46	44	52
E88 - Quadra N10	53	51	55	58	54	52	49	47
E7A - Quadra N5	48	52	53	59	57	46	44	55
E17 - Quadra N6	48	60	67	74	66	52	49	63
E25 - Quadra N6	48	59	67	74	58	62	60	54
Resumo da análise								
Cap. Carga média (tf)	55	55	56	56	55	55	55	56
Desvio Padrão	12	8	11	11	7	10	12	X
	21%	14%	20%	19%	13%	19%	21%	
FS médio	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
FS mínimo	1,1	0,9	0,7	0,7	1,0	0,9	0,8	1,1
FS máximo	1,7	1,7	2,0	2,2	1,7	1,9	1,9	1,7
FS Sugerido	2	2	10	4 a 5	2 a 6	2	2	2
FS Adotado Corrigido	1,7	1,8	7,4	3,7	1,1	2	2	2,0

A tabela 18 mostra como é importante a escolha do fator de segurança para cada método para não superestimar e nem subestimar demais a capacidade de carga suportada pela estaca. Desta forma tomando como base as análises

CAPWAP com fator de segurança igual a 2, valor solicitado pela NBR6122:2010, temos uma correlação para cada método com fatores de segurança variando de 1,1 a 7,5. Salienta-se as fórmulas dinâmicas propostas por Hiley e dos Dinamarqueses com desvios padrões baixos em relação as outras fórmulas estudadas, e as fórmulas propostas por Rosa e Chellis Velloso que apresentaram coeficiente de segurança igual ao sugerido pelos autores.

Com auxílio do gráfico da figura 62, pode-se observar a comparação dos métodos dinâmicos com os valores obtidos nas análises CAPWAP, ambos divididos pelos fatores de segurança adotados na tabela 18.

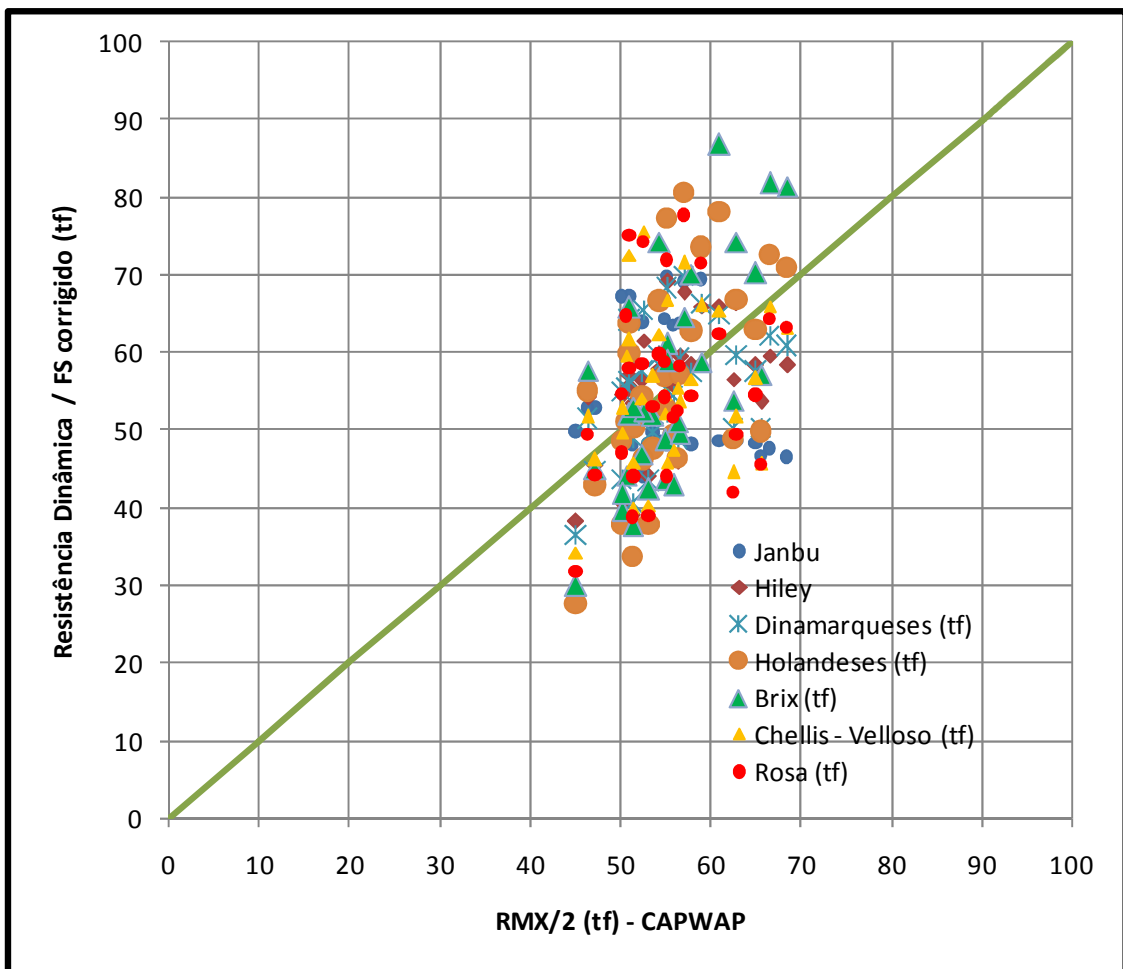


Figura 62 – Comparação entre os métodos dinâmicos e as análises CAPWAP

Com auxílio da figura 62, pode-se observar uma nuvem de resultados próximos a capacidade de carga média de 56tf aproximadamente, que multiplicado pelo fator de segurança 2, é igual a 112tf para cada estaca que resulta em um fator

de segurança global de 2,8 em relação a carga de trabalho das estacas na obra, de tal forma a atender as premissas da NBR6122:2010 com segurança e garantir a uniformidade do estaqueamento.

7 – CONCLUSÕES

Com base nos métodos semi empíricos analisados, foi observado que todos trabalham a favor da segurança, como era de se esperar, mas salienta-se a importância de utilizar sempre mais de um método para a estimativa da capacidade de carga das estacas de forma a atender as premissas do projeto de forma técnica e econômica.

Através dos métodos semi-empíricos tem-se uma interessante correlação dos dois métodos (Decourt & Quaresma, Aoki e Velloso) em especial o método Decourt & Quaresma que mostrou melhores correlações quanto a capacidade de carga das estacas independente do comprimento cravado quanto a regiões distintas do empreendimento.

O controle do estaqueamento foi uniformizado em função do registro de nega para dez golpes nas estacas executadas na obra, como foram medidos os valores de repiques elásticos pode-se de verificar a capacidade de carga mobilizada das estacas através das fórmulas dinâmicas e assim tomar ação quando algo fugir do esperado, com essa metodologia foi possível atender as premissas do projeto e o fator de segurança global superior a 2 solicitado pela NBR6122;2010. Para tanto recomenda-se sempre utilizar mais do que uma fórmula dinâmica em função da grande variabilidade dos resultados encontrados.

A de se destacar a fórmula dinâmica de Hiley que apresentou menor desvio padrão dos resultados (13%) com a utilização do fator de calibração da fórmula, destaca-se também a fórmula proposta por Chellis – Velloso que apresentou desvio padrão de 19%, mas não foi necessário calibrar o fator de segurança sugerido, o valor foi o mesmo adotado usualmente ($FS=2$), mas para tanto foi necessário ajustar o fator α que possibilitou boa correlação independente do comprimentos da estaca.

Os valores de desvios padrões (13% a 21%) podem ser analisados de outro prisma, ou seja, de 79% a 87% dos resultados são convergentes com as capacidade de carga mobilizadas das análises CAPWAP, estes valores são bons quando da necessidade de cálculo rápido da estimativa da capacidade de carga mobilizada pela estaca no final da cravação, e permitem ao projetista tomar decisões importantes de forma que a obra não seja paralisada a espera de ensaios mais conclusivos.

8 – RECOMENDAÇÕES PARA CONTINUAÇÃO DA PESQUISA

- Utilizar provas de carga estáticas para balizar os ensaios de carregamento dinâmicos e os métodos semi empíricos adotados neste trabalho;
- Analisar uma obra que possua varias seções transversais de estacas com diferentes capacidade de cargas, ou até mesmo com diferentes tipos de fundações profundas;
- Verificar o comportamento da interação solo estaca em diferentes tipos de solos;
- Elaborar calibrações dos métodos semi empíricos e fórmulas dinâmicas, para que os resultados sejam mais próximos das provas de cargas realizadas na obra.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, U.R., (1988) “Previsão e controle de fundações”, Editora Edgar Blucher Ltda, São Paulo;
- AOKI, N. e VELLOSO, D. A. An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, vol. 1, 1975.
- AOKI, N. . Considerações sobre Previsão e Desempenho de alguns tipos de Fundações Profundas sob ação de cargas Verticais. In: Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas UFRGS, 1985, Porto Alegre. Anais do, 1985. v. I. p. 211-251.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13208, “Estacas Ensaio de carregamento dinâmico”, Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122, “Projeto e Execução de Fundações”, Rio de Janeiro, 2010.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484 (2001) Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio, Rio de Janeiro.
- AVELINO, J. D., “Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com Presença de Solos Moles”. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.
- BERNARDES, G. P. *Dynamic and Static Testing of Large Model Piles in Sand*. Tese de Doutorado, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Noruega, 1989;
- CABRAL, E. V., “Contribuição à Confiabilidade de Estacas Cravadas Através de um Estudo de Caso com Aplicação da Teoria Bayesiana”. Dissertação de Mestrado – Universidade Estadual do Rio de Janeiro, 2008.

- CHELIS, R. D. *Pile Foundations. Theory – Design – Practice. New York: McGraw- Hill Book Company, Inc., 1951;*

- Decourt, L., 1982. “*Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on values of the SPT*”, In: 2NDEurop. Symp. on Penetration Test, Amsterdam, v.1, p. 29-34;

- DECOURT, L. e QUARESMA, A. R. Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT. Anais do 6° COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol.1, p. 45-53, 1978.

- DYMINSKI, A. S. (2000). Análise de problemas geotécnicos através de redes neurais artificiais. Tese (Doutorado). PUC - Rio, 196 p.

- FOHERAND, P.W., REESE, J.L., 1964, *Predictions of Pile Capacity by the Wave Equation. Journal of the Mechanics and Foundations Division Proc. of American Society of Civil Eng.*, março, pp. 1-25;

- FUNDAÇÕES TEORIA E PRÁTICA - Pini - ABMS/ABEF, 1998;

- GONÇALVES, C., BERNARDES, G. P., NEVES, L. F. S., “ESTACAS PRÉ-FABRICADAS DE CONCRETO, TEORIA E PRÁTICA”, 1ª edição, 2007.

- Hiley A., (1925) “A rational pile driving formula and its application in piling practice explained”. Engineering (London) (119), pp. 657-721.

- MASSAD, F. (1985) “As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas”. Tese de Livre Docência, EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.;

- PINTO, C.S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas / 3ª Edição. Carlos de Sousa Pinto. – São Paulo: Oficina de Textos, 2006;

- POULOS e DAVIS, 1980, Pile Foundation Analyses and Design Series in Geotechnical Engineering. John White and Sons, pp. 52-70;
- ROSA, R., 2000, Proposição de Modificação das Fórmulas Dinâmicas de Cravação de Chellis e Uto et al. a partir de Resultados do Método Case. Dissertação de M.Sc., Poli/USP, São Paulo, SP, Brasil;
- SANTOS, J. A.; MOTA, R., 2000, “Controlo de qualidade de estacas”. Curso sobre Execução de Estacas para a Formação Contínua em Engenharia Civil, IST, FUNDEC;
- SCHNAID, F., 2000, “Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações”. São Paulo, Oficina de Textos;
- SMITH, E.A.L., 1960, Pile Driving Analysis by the Wave Equation. Journal of the Mechanics and Foundations Division. Proc. of American Society Civil Engineering (ASCE), agosto, pp. 35-61;
- SOUZA FILHO, J., ABREU, P.S.B, 1990, Procedimentos para controle de cravação de estacas Pré-Moldadas de Concreto. 6º CBGE e IX COBRAMSEG, Salvador, Vol. 2, pp. 309 – 320;
- TEIXEIRA, A. H. “Projeto e execução de fundações”. SEFE III. III Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia. v.1 São Paulo. 1996. pp. 33-50;
- UTO, K., FUYUKI, M., SAKURAI, M. 1985, An Equation for the Dynamic Bearing Capacity of Pile Base on Wave Theory. Proc. of International on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, vol. 2, pp. 95-100.
- VELLOSO, D.A., LOPES, F.R., 2002, Fundações Vol. 2. Editora COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.
- VELLOSO, P. P. C. (1987) “Fundações - Aspectos Geotécnicos.” 5a ed, Publicação do DEC/ PUC, Rio de Janeiro.

ANEXO A – RESUMO DE CRAVAÇÃO – QUADRA I

As tabelas 19 a 34 apresentam o resumo referente a cravação de todas as estacas executadas na Quadra I, subdivididas pelas nomenclaturas dos prédios B1, B2, B3, B4 e B8.

Tabela 19 – Resumo de cravação do prédio B1 – Quadra I – Parte I

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
80	B1	12/08/10	23x23	28	17,0	5	12	DC	0,4	
39	B1	13/08/10	23x23	28	16,0	2	12		0,4	
28	B1	13/08/10	23x23	28	16,3	3	10		0,4	
17	B1	13/08/10	23x23	28	16,1	2	8		0,4	
69	B1	13/08/10	23x23	28	16,0	2	11		0,4	
58	B1	13/08/10	23x23	28	15,9	2	12		0,4	
68	B1	16/08/10	23x23	28	16,4	5	8		0,4	
16	B1	16/08/10	23x23	28	15,4	3	10		0,4	
47	B1	16/08/10	23x23	28	19,0	4	8		0,4	
57	B1	16/08/10	23x23	28	18,7	2	8		0,4	
38	B1	16/08/10	23x23	28	19,3	2	8		0,4	
27	B1	16/08/10	23x23	28	17,8	3	7		0,4	
79	B1	17/08/10	23x23	28	16,0	2	13		0,4	
84	B1	17/08/10	23x23	28	15,9	3	12		0,4	
26	B1	17/08/10	23x23	28	16,0	2	10		0,4	

Tabela 20 – Resumo de cravação do prédio B1 – Quadra I – Parte II

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
78	B1	17/08/10	23x23	28	16,0	2	13		0,4	
67	B1	17/08/10	23x23	28	16,0	2	12		0,4	
46	B1	17/08/10	23x23	28	17,0	3	12		0,4	
56	B1	17/08/10	23x23	28	16,7	2	11		0,4	
37	B1	17/08/10	23x23	28	17,1	2	10		0,4	
25	B1	18/08/10	23x23	28	16,0	2	12		0,4	
5	B1	18/08/10	23x23	28	18,0	X	X		0,4	Quebrada
5A	B1	18/08/10	23x23	28	16,0	3	12		0,4	Reforço
14	B1	18/08/10	23x23	28	17,0	5	10		0,4	
36	B1	18/08/10	23x23	28	15,0	12	12		0,4	
2	B1	18/08/10	23x23	28	17,0	2	16		0,4	
15	B1	18/08/10	23x23	28	17,0	2	8		0,4	
6	B1	18/08/10	23x23	28	17,0	2	16		0,4	
55	B1	19/08/10	23x23	28	16,5	2	10		0,4	
45	B1	19/08/10	23x23	28	14,0	10	11		0,4	
44	B1	19/08/10	23x23	28	17,0	5	10		0,4	
66	B1	19/08/10	23x23	28	15,2	4	12		0,4	
77	B1	19/08/10	23x23	28	15,8	4	11		0,4	
83	B1	19/08/10	23x23	28	17,0	13	11		0,4	
54	B1	20/08/10	23x23	28	17,0	6	10		0,4	
65	B1	20/08/10	23x23	28	16,7	5	12		0,4	
86	B1	20/08/10	23x23	28	16,5	10	10		0,4	
35	B1	20/08/10	23x23	28	16,9	5	10		0,4	
24	B1	20/08/10	23x23	28	15,0	10	11		0,4	
76	B1	20/08/10	23x23	28	16,0	11	11		0,4	
53	B1	23/08/10	23x23	28	16,0	2	11		0,4	
34	B1	23/08/10	23x23	28	16,3	3	10		0,4	
88	B1	23/08/10	23x23	28	16,5	2	10		0,4	
12	B1	23/08/10	23x23	28	17,3	2	11		0,4	
13	B1	23/08/10	23x23	28	16,0	2	9		0,4	
23	B1	23/08/10	23x23	28	16,2	5	11		0,4	
64	B1	23/08/10	23x23	28	16,8	14	10		0,4	
75	B1	23/08/10	23x23	28	17,0	8	10		0,4	
87	B1	23/08/10	23x23	28	16,0	5	10		0,4	
22	B1	24/08/10	23x23	28	16,7	15	11		0,4	
33	B1	24/08/10	23x23	28	16,6	5	10		0,4	
43	B1	24/08/10	23x23	28	16,7	5	9		0,4	
52	B1	24/08/10	23x23	28	16,8	6	10		0,4	
63	B1	24/08/10	23x23	28	16,7	5	11		0,4	
74	B1	24/08/10	23x23	28	16,9	3	9		0,4	
11	B1	24/08/10	23x23	28	15,0	5	11		0,4	
4	B1	24/08/10	23x23	28	15,6	8	10		0,4	
10	B1	24/08/10	23x23	28	16,2	13	11		0,4	
21	B1	24/08/10	23x23	28	16,3	5	10		0,4	
73	B1	25/08/10	23x23	28	17,0	3	10		0,4	
62	B1	25/08/10	23x23	28	17,2	15	12		0,4	
51	B1	25/08/10	23x23	28	17,0	6	11		0,4	
42	B1	25/08/10	23x23	28	16,9	5	10		0,4	

Tabela 21 – Resumo de cravação do prédio B1 – Quadra I – Parte III

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
32	B1	25/08/10	23x23	28	16,7	5	11		0,4	
82	B1	25/08/10	23x23	28	16,4	4	10		0,4	
72	B1	25/08/10	23x23	28	16,8	10	9		0,4	
81	B1	25/08/10	23x23	28	17,0	5	10		0,4	
85	B1	25/08/10	23x23	28	17,1	7	11		0,4	
61	B1	25/08/10	23x23	28	17,3	4	10		0,4	
50	B1	25/08/10	23x23	28	17,0	4	9		0,4	
41	B1	25/08/10	23x23	28	17,2	10	11		0,4	
40	B1	26/08/10	23x23	28	17,3	3	10		0,4	
19	B1	26/08/10	23x23	28	17,1	3	10		0,4	
8	B1	26/08/10	23x23	28	17,2	10	11		0,4	
9	B1	26/08/10	23x23	28	17,2	3	9		0,4	
20	B1	26/08/10	23x23	28	17,0	5	11		0,4	
30	B1	26/08/10	23x23	28	17,0	2	10		0,4	
31	B1	26/08/10	23x23	28	17,1	3	11		0,4	
3	B1	26/08/10	23x23	28	17,2	13	10		0,4	
1	B1	26/08/10	23x23	28	17,0	3	9		0,4	
59	B1	27/08/10	23x23	28	16,8	10	10		0,4	
49	B1	27/08/10	23x23	28	16,7	5	10		0,4	
71	B1	27/08/10	23x23	28	17,0	10	11		0,4	
29	B1	27/08/10	23x23	28	16,7	3	10		0,4	
60	B1	27/08/10	23x23	28	16,8	10	11		0,4	
48	B1	27/08/10	23x23	28	16,8	2	11		0,4	
70	B1	27/08/10	23x23	28	15,4	3	9		0,4	
18	B1	30/08/10	23x23	28	16,2	10	10		0,4	
7	B1	30/08/10	23x23	28	16,0	3	10		0,4	

Tabela 22 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra I – Parte I

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
25	B2	17/08/10	23x23	28	16,2	3	13		0,4	
83	B2	18/08/10	23x23	28	27,4	2	15		0,4	
117	B2	18/08/10	23x23	28	16,0	2	13		0,4	
99	B2	18/08/10	23x23	28	25,5	3	15		0,4	
55	B2	18/08/10	23x23	28	26,0	3	12		0,4	
39	B2	18/08/10	23x23	28	25,8	2	15		0,4	
116	B2	19/08/10	23x23	28	15,3	2	12		0,4	
98	B2	19/08/10	23x23	28	15,2	3	10		0,4	
82	B2	19/08/10	23x23	28	15,0	4	11		0,4	
54	B2	19/08/10	23x23	28	14,6	2	11		0,4	
67	B2	19/08/10	23x23	28	15,4	3	10		0,4	
38	B2	19/08/10	23x23	28	15,3	3	9		0,4	
24	B2	19/08/10	23x23	28	15,2	3	12		0,4	
9	B2	20/08/10	23x23	28	15,2	2	11		0,4	
23	B2	20/08/10	23x23	28	14,8	4	11		0,4	
53	B2	20/08/10	23x23	28	15,3	4	12		0,4	
37	B2	20/08/10	23x23	28	15,0	3	11		0,4	

Tabela 23 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra I – Parte II

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
66	B2	20/08/10	23x23	28	16,2	2	12		0,4	
81	B2	20/08/10	23x23	28	15,3	2	12		0,4	
97	B2	23/08/10	23x23	28	15,1	2	10		0,4	
115	B2	23/08/10	23x23	28	15,4	3	11		0,4	
123	B2	23/08/10	23x23	28	15,3	2	11		0,4	
114	B2	23/08/10	23x23	28	15,5	3	10		0,4	
122	B2	23/08/10	23x23	28	15,1	3	11		0,4	
96	B2	23/08/10	23x23	28	15,2	4	10		0,4	
126	B2	23/08/10	23x23	28	15,1	2	12		0,4	
80	B2	23/08/10	23x23	28	15,1	2	12		0,4	
65	B2	23/08/10	23x23	28	15,0	4	10		0,4	
3	B2	24/08/10	23x23	28	12,0	3	9		0,4	
21	B2	24/08/10	23x23	28	14,2	4	10		0,4	
8B	B2	24/08/10	23x23	28	13,2	3	9		0,4	Reforço
8A	B2	24/08/10	23x23	28	15,0	X	X		0,4	Quebrada
22	B2	24/08/10	23x23	28	14,2	3	10		0,4	
52	B2	24/08/10	23x23	28	14,9	3	11		0,4	
64	B2	24/08/10	23x23	28	15,0	2	10		0,4	
8	B2	24/08/10	23x23	28	17,0	X	X		0,4	Quebrada
78	B2	25/08/10	23x23	28	15,2	2	9		0,4	
101	B2	25/08/10	23x23	28	15,3	3	9		0,4	
85	B2	25/08/10	23x23	28	15,3	2	11		0,4	
79	B2	25/08/10	23x23	28	14,9	3	11		0,4	
95	B2	25/08/10	23x23	28	14,9	3	10		0,4	
43	B2	25/08/10	23x23	28	15,4	3	11		0,4	
51	B2	25/08/10	23x23	28	14,8	3	12		0,4	
36	B2	25/08/10	23x23	28	14,9	3	9		0,4	
35	B2	25/08/10	23x23	28	14,8	3	10		0,4	
19	B2	26/08/10	23x23	28	15,3	3	11		0,4	
34	B2	26/08/10	23x23	28	15,2	2	11		0,4	
20	B2	26/08/10	23x23	28	15,3	2	11		0,4	
73	B2	26/08/10	23x23	28	15,3	2	11		0,4	
82B	B2	26/08/10	23x23	28	15,4	2	9		0,4	
50	B2	26/08/10	23x23	28	14,5	3	10		0,4	
121	B2	30/08/10	23x23	28	15,2	2	9		0,4	
111	B2	30/08/10	23x23	28	15,1	2	10		0,4	
112	B2	30/08/10	23x23	28	15,2	5	10		0,4	
94	B2	30/08/10	23x23	28	15,2	3	10		0,4	
63	B2	30/08/10	23x23	28	15,2	2	11		0,4	
77	B2	30/08/10	23x23	28	15,5	5	13		0,4	
49	B2	30/08/10	23x23	28	15,3	5	10		0,4	
10	B2	25/08/10	23x23	28	16,2	7	10		0,4	
11	B2	25/08/10	23x23	28	18,0	X	X		0,4	Quebrada
11A	B2	25/08/10	23x23	28	15,9	7	9		0,4	Reforço
26	B2	26/08/10	23x23	28	15,4	7	10		0,4	
69	B2	26/08/10	23x23	28	14,7	8	11		0,4	
87	B2	26/08/10	23x23	28	14,7	6	11		0,4	
103	B2	26/08/10	23x23	28	14,5	7	11		0,4	

Tabela 24 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra I – Parte III

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
86	B2	26/08/10	23x23	28	14,5	7	11		0,4	
102	B2	26/08/10	23x23	28	14,3	8	10		0,4	
40	B2	26/08/10	23x23	28	14,5	5	10		0,4	
68	B2	26/08/10	23x23	28	14,3	7	11		0,4	
56	B2	26/08/10	23x23	28	14,6	5	11		0,4	
4	B2	27/08/10	23x23	28	14,9	6	9		0,4	
12	B2	27/08/10	23x23	28	14,7	5	11		0,4	
28	B2	27/08/10	23x23	28	14,6	7	11		0,4	
41	B2	27/08/10	23x23	28	14,7	8	12		0,4	
1	B2	27/08/10	23x23	28	14,3	8	15		0,4	
42	B2	27/08/10	23x23	28	14,5	7	13		0,4	
57	B2	27/08/10	23x23	28	14,4	8	13		0,4	
27	B2	27/08/10	23x23	28	14,8	8	13		0,4	
119	B2	30/08/10	23x23	28	14,9	7	11		0,4	
105	B2	30/08/10	23x23	28	15,3	8	12		0,4	
124	B2	30/08/10	23x23	28	15,0	5	11		0,4	
118	B2	30/08/10	23x23	28	14,9	8	11		0,4	
104	B2	30/08/10	23x23	28	14,7	5	10		0,4	
88	B2	30/08/10	23x23	28	14,6	8	9		0,4	
70	B2	30/08/10	23x23	28	14,4	5	10		0,4	
58	B2	30/08/10	23x23	28	14,5	5	11		0,4	
43	B2	30/08/10	23x23	28	14,6	8	13		0,4	
71	B2	30/08/10	23x23	28	14,7	9	12		0,4	
89	B2	30/08/10	23x23	28	14,7	7	11		0,4	
93	B2	31/08/10	23x23	28	15,1	3	9		0,4	
110	B2	31/08/10	23x23	28	13,9	7	10		0,4	
76	B2	31/08/10	23x23	28	15,1	2	9		0,4	
33	B2	31/08/10	23x23	28	15,1	3	11		0,4	
48	B2	31/08/10	23x23	28	15,2	3	10		0,4	
7	B2	31/08/10	23x23	28	15,1	2	10		0,4	
18	B2	31/08/10	23x23	28	14,8	4	10		0,4	
17	B2	31/08/10	23x23	28	15,1	3	11		0,4	
62	B2	31/08/10	23x23	28	14,3	6	10	DC	0,4	
92	B2	01/09/10	23x23	28	15,5	4	10		0,4	
75	B2	01/09/10	23x23	28	15,4	3	10		0,4	
61	B2	01/09/10	23x23	28	15,3	5	11		0,4	
6	B2	01/09/10	23x23	28	15,2	7	11		0,4	
32	B2	01/09/10	23x23	28	15,0	3	11		0,4	
2	B2	01/09/10	23x23	28	15,3	5	8		0,4	
120	B2	01/09/10	23x23	28	15,3	4	5		0,4	
125	B2	01/09/10	23x23	28	15,1	3	10		0,4	
109	B2	01/09/10	23x23	28	15,2	3	9		0,4	
47	B2	01/09/10	23x23	28	15,5	4	11	DC	0,4	
60	B2	02/09/10	23x23	28	15,3	4	11		0,4	
73	B2	02/09/10	23x23	28	14,5	4	11		0,4	
74	B2	02/09/10	23x23	28	15,4	4	11		0,4	
100	B2	02/09/10	23x23	28	15,1	6	10		0,4	
90	B2	02/09/10	23x23	28	15,0	4	9		0,4	

Tabela 25 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra I – Parte IV

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
91	B2	02/09/10	23x23	28	15,3	5	10		0,4	
84	B2	02/09/10	23x23	28	15,2	5	10		0,4	
107	B2	02/09/10	23x23	28	15,0	3	9		0,4	
106	B2	02/09/10	23x23	28	15,0	4	9		0,4	
108	B2	02/09/10	23x23	28	15,1	3	9		0,4	
82	B2	03/09/10	23x23	28	16,3	2	6		0,4	
46	B2	03/09/10	23x23	28	15,3	4	10		0,4	
45	B2	03/09/10	23x23	28	16,2	4	10		0,4	
44	B2	03/09/10	23x23	28	14,8	3	10		0,4	
59	B2	03/09/10	23x23	28	15,0	3	10		0,4	
31	B2	08/09/10	23x23	28	15,3	4	10		0,4	
82	B2	08/09/10	23x23	28	14,9	5	10		0,4	
30	B2	10/09/10	23x23	28	15,5	4	9		0,4	
29	B2	10/09/10	23x23	28	15,8	2	9		0,4	
13	B2	13/09/10	23x23	28	16,1	4	9	DC	0,4	
16	B2	13/09/10	23x23	28	15,1	4	10	DC	0,4	
14	B2	13/09/10	23x23	28	16,3	3	9	DC	0,4	
15	B2	13/09/10	23x23	28	15,1	4	12	DC	0,4	
5	B2	13/09/10	23x23	28	16,2	4	8	DC	0,4	
7	B2	14/09/10	23x23	28	26,9	3	13		0,4	
8	B2	14/09/10	23x23	28	27,0	2	10		0,4	

Tabela 26 – Resumo de cravação do prédio B3 – Quadra I – Parte I

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
30	B3	13/09/10	23x23	28	29,1	2	11		0,4	
59A	B3	14/09/10	23x23	28	26,1	2	14		0,4	Reforço
48	B3	14/09/10	23x23	28	26,9	3	14		0,4	
29	B3	14/09/10	23x23	28	28,5	3	14		0,4	
59	B3	14/09/10	23x23	28	30,0	X	X	DC	0,4	Quebrada
18	B3	14/09/10	23x23	28	27,0	3	14		0,4	
40	B3	15/09/10	23x23	28	29,2	3	12	DC	0,4	
60	B3	15/09/10	23x23	28	29,0	3	14		0,4	
49	B3	15/09/10	23x23	28	29,6	4	12		0,4	
30	B3	15/09/10	23x23	28	27,5	3	12	DC	0,4	
19	B3	15/09/10	23x23	28	26,7	3	12		0,4	
61	B3	16/09/10	23x23	28	26,8	3	15		0,4	
71	B3	16/09/10	23x23	28	29,3	3	11	DC	0,4	
41	B3	16/09/10	23x23	28	29,2	6	13	DC	0,4	
50	B3	16/09/10	23x23	28	29,3	4	13		0,4	
20	B3	17/09/10	23x23	28	29,1	4	10		0,4	
21	B3	17/09/10	23x23	28	29,3	3	11		0,4	
31	B3	17/09/10	23x23	28	33,2	4	13		0,4	
32	B3	20/09/10	23x23	28	29,4	4	12		0,4	
42	B3	20/09/10	23x23	28	29,4	3	14		0,4	
43	B3	20/09/10	23x23	28	31,3	3	11		0,4	
51	B3	20/09/10	23x23	28	29,3	4	12		0,4	

Tabela 27 – Resumo de cravação do prédio B3 – Quadra I – Parte II

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
62	B3	20/09/10	23x23	28	31,2	4	10		0,4	
72	B3	21/09/10	23x23	28	30,9	5	12	DC	0,4	
81	B3	21/09/10	23x23	28	29,6	4	11	DC	0,4	
63	B3	22/09/10	23x23	28	28,9	3	11		0,4	
73	B3	22/09/10	23x23	28	29,0	4	12		0,4	
82	B3	22/09/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
82A	B3	22/09/10	23x23	28	27,0	3	12		0,4	Reforço
85	B3	22/09/10	23x23	28	29,0	2	13	DC	0,4	
22	B3	23/09/10	23x23	28	30,8	6	9		0,4	
33	B3	23/09/10	23x23	28	30,5	5	12		0,4	
52	B3	23/09/10	23x23	28	29,5	3	11		0,4	
3	B3	24/09/10	23x23	28	27,0	2	11		0,4	
9	B3	24/09/10	23x23	28	29,1	3	11		0,4	
1	B3	24/09/10	23x23	28	27,5	2	11		0,4	
10	B3	24/09/10	23x23	28	29,4	5	11		0,4	
23	B3	27/09/10	23x23	28	33,3	2	12		0,4	
88	B3	27/09/10	23x23	28	32,8	2	13		0,4	
11	B3	27/09/10	23x23	28	31,4	2	13		0,4	
4	B3	27/09/10	23x23	28	29,5	2	13		0,4	
12	B3	27/09/10	23x23	28	32,5	3	13		0,4	
87	B3	28/09/10	23x23	28	32,0	X	X		0,4	Quebrada
34	B3	28/09/10	23x23	28	32,5	3	15		0,4	
53	B3	28/09/10	23x23	28	29,0	2	13		0,4	
64	B3	28/09/10	23x23	28	29,3	2	12		0,4	
75A	B3	29/09/10	23x23	28	30,0	2	10	DC	0,4	Reforço
65	B3	29/09/10	23x23	28	29,1	2	12		0,4	
54	B3	29/09/10	23x23	28	29,0	3	13		0,4	
87A	B3	29/09/10	23x23	28	31,3	2	10	DC	0,4	Reforço
74	B3	29/09/10	23x23	28	28,8	2	12	DC	0,4	
75	B3	29/09/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
35	B3	29/09/10	23x23	28	29,1	2	12		0,4	
5	B3	30/09/10	23x23	28	28,6	2	12	DC	0,4	
44	B3	30/09/10	23x23	28	29,2	2	11	DC	0,4	
14	B3	30/09/10	23x23	28	29,3	2	9		0,4	
2	B3	30/09/10	23x23	28	29,2	3	13		0,4	
13	B3	30/09/10	23x23	28	29,1	3	11	DC	0,4	
24	B3	30/09/10	23x23	28	29,3	3	10		0,4	
45	B3	01/10/10	23x23	28	24,3	2	14		0,4	
25	B3	01/10/10	23x23	28	25,3	2	15		0,4	
36	B3	01/10/10	23x23	28	24,9	2	15		0,4	
46	B3	04/10/10	23x23	28	24,6	3	16	DC	0,4	
66	B3	04/10/10	23x23	28	29,0	2	13	DC	0,4	
67	B3	04/10/10	23x23	28	28,7	2	13		0,4	
56	B3	04/10/10	23x23	28	26,7	3	14		0,4	
55	B3	04/10/10	23x23	28	25,4	3	11		0,4	
16	B3	05/10/10	23x23	28	29,1	1	13		0,4	
6	B3	05/10/10	23x23	28	29,5	1	14		0,4	
26A	B3	05/10/10	23x23	28	24,5	3	12		0,4	Reforço

Tabela 28 – Resumo de cravação do prédio B3 – Quadra I – Parte III

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
26	B3	05/10/10	23x23	28	26,0	X	X		0,4	Quebrada
37	B3	05/10/10	23x23	28	23,9	3	13		0,4	
15	B3	05/10/10	23x23	28	25,4	1	13		0,4	
27	B3	05/10/10	23x23	28	29,0	1	12		0,4	
68	B3	06/10/10	23x23	28	26,0	1	13		0,4	
57	B3	06/10/10	23x23	28	24,8	3	12		0,4	
47	B3	06/10/10	23x23	28	23,4	3	14		0,4	
38	B3	06/10/10	23x23	28	24,7	2	12		0,4	
76	B3	06/10/10	23x23	28	26,0	3	12		0,4	
84	B3	07/10/10	23x23	28	26,0	3	13		0,4	
78	B3	07/10/10	23x23	28	26,3	3	12		0,4	
83	B3	07/10/10	23x23	28	26,0	2	11		0,4	
86	B3	07/10/10	23x23	28	26,0	2	12		0,4	
79	B3	07/10/10	23x23	28	26,1	5	13		0,4	
77	B3	07/10/10	23x23	28	26,0	2	11		0,4	
80	B3	08/10/10	23x23	28	24,0	3	12		0,4	
58	B3	08/10/10	23x23	28	25,0	2	13		0,4	
69	B3	08/10/10	23x23	28	24,3	3	13		0,4	
17	B3	13/10/10	23x23	28	24,1	2	12		0,4	
28	B3	13/10/10	23x23	28	24,0	2	12		0,4	
39	B3	13/10/10	23x23	28	25,0	2	12		0,4	

Tabela 29 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra I – Parte I

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
102	B4	09/09/10	23x23	28	15,7	2	12	DC	0,4	
86	B4	09/09/10	23x23	28	15,8	8	11		0,4	
68	B4	09/09/10	23x23	28	16,0	8	13		0,4	
103	B4	09/09/10	23x23	28	15,0	3	10	DC	0,4	
87	B4	09/09/10	23x23	28	16,2	16	13	DC	0,4	
41	B4	13/09/10	23x23	28	16,6	5	13	DC	0,4	
26	B4	13/09/10	23x23	28	17,0	4	12		0,4	
40	B4	13/09/10	23x23	28	16,7	4	12		0,4	
10	B4	13/09/10	23x23	28	16,8	7	10		0,4	
11	B4	13/09/10	23x23	28	17,5	2	12		0,4	
1	B4	13/09/10	23x23	28	17,6	2	8		0,4	
27	B4	13/09/10	23x23	28	17,3	8	10		0,4	
56	B4	13/09/10	23x23	28	16,6	7	13	DC	0,4	
69	B4	13/09/10	23x23	28	16,5	8	13	DC	0,4	
55	B4	09/09/10	23x23	28	28,0	9	12	DC	0,4	
83	B4	09/09/10	23x23	28	27,8	8	15		0,4	
99	B4	09/09/10	23x23	28	27,9	8	14	DC	0,4	
25	B4	09/09/10	23x23	28	28,0	5	13	DC	0,4	
39	B4	09/09/10	23x23	28	28,0	7	12	DC	0,4	
117	B4	10/09/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	
117A	B4	10/09/10	23x23	28	27,7	6	13	DC	0,4	
116	B4	10/09/10	23x23	28	28,0	8	11		0,4	

Tabela 30 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra I – Parte II

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
9	B4	13/09/10	23x23	28	26,0	6	15		0,4	
38	B4	13/09/10	23x23	28	27,1	5	11	DC	0,4	
24	B4	13/09/10	23x23	28	26,1	7	16		0,4	
54	B4	13/09/10	23x23	28	27,7	10	14	DC	0,4	
98	B4	13/09/10	23x23	28	28,4	5	10	DC	0,4	
82	B4	13/09/10	23x23	28	28,0	7	16	DC	0,4	
23	B4	13/09/10	23x23	28	25,6	8	16		0,4	
37	B4	14/09/10	23x23	28	26,5	4	12	DC	0,4	
53	B4	14/09/10	23x23	28	27,4	5	17		0,4	
66	B4	14/09/10	23x23	28	28,0	7	11	DC	0,4	
67	B4	14/09/10	23x23	28	27,4	5	10	DC	0,4	
81	B4	14/09/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
81A	B4	14/09/10	23x23	28	28,1	5	11		0,4	Reforço
97	B4	14/09/10	23x23	28	24,5	11	14		0,4	
123	B4	14/09/10	23x23	28	17,0	8	14		0,4	
3	B4	15/09/10	23x23	28	26,0	8	18		0,4	
8	B4	15/09/10	23x23	28	28,0	X	X		0,4	Quebrada
8A	B4	15/09/10	23x23	28	26,0	7	16	DC	0,4	Reforço
22	B4	15/09/10	23x23	28	26,3	6	13		0,4	
115	B4	15/09/10	23x23	28	16,5	8	10		0,4	
36	B4	16/09/10	23x23	28	25,4	8	16		0,4	
52	B4	16/09/10	23x23	28	26,6	6	12		0,4	
65	B4	16/09/10	23x23	28	25,5	4	13	DC	0,4	
79	B4	16/09/10	23x23	28	16,1	8	12		0,4	
80	B4	16/09/10	23x23	28	26,2	10	12	DC	0,4	
95	B4	16/09/10	23x23	28	16,2	11	13		0,4	
96	B4	16/09/10	23x23	28	18,2	8	11	DC	0,4	
4	B4	14/09/10	23x23	28	16,3	6	16	DC	0,4	
12	B4	14/09/10	23x23	28	16,5	9	14	DC	0,4	
28	B4	14/09/10	23x23	28	16,5	2	13	DC	0,4	
42	B4	14/09/10	23x23	28	16,4	10	14	DC	0,4	
57	B4	14/09/10	23x23	28	16,7	10	13		0,4	
70	B4	14/09/10	23x23	28	16,8	6	13		0,4	
88	B4	14/09/10	23x23	28	16,9	7	12		0,4	
104	B4	14/09/10	23x23	28	16,7	14	14		0,4	
118	B4	14/09/10	23x23	28	16,8	5	18		0,4	
124	B4	14/09/10	23x23	28	16,2	3	13		0,4	
13	B4	15/09/10	23x23	28	17,3	4	11		0,4	
5	B4	15/09/10	23x23	28	17,0	8	14		0,4	
119	B4	15/09/10	23x23	28	16,4	10	13	DC	0,4	
29	B4	15/09/10	23x23	28	16,6	5	13		0,4	
43	B4	15/09/10	23x23	28	16,8	3	10		0,4	
58	B4	15/09/10	23x23	28	17,0	8	12		0,4	
71	B4	15/09/10	23x23	28	16,8	6	12	DC	0,4	
89	B4	15/09/10	23x23	28	16,6	5	13	DC	0,4	
105	B4	15/09/10	23x23	28	16,4	4	12	DC	0,4	
14	B4	16/09/10	23x23	28	15,8	2	9		0,4	
15	B4	16/09/10	23x23	28	16,5	4	11		0,4	

Tabela 31 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra I – Parte III

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
30	B4	16/09/10	23x23	28	16,8	7	13	DC	0,4	
44	B4	16/09/10	23x23	28	16,5	4	12	DC	0,4	
59	B4	16/09/10	23x23	28	16,5	3	14	DC	0,4	
72	B4	16/09/10	23x23	28	17,4	3	11	DC	0,4	
82	B4	16/09/10	23x23	28	16,7	5	12		0,4	
45	B4	17/09/10	23x23	28	18,0	X	X		0,4	Quebrada
45A	B4	17/09/10	23x23	28	16,7	4	15		0,4	Reforço
73	B4	17/09/10	23x23	28	16,5	9	11	DC	0,4	
82	B4	17/09/10	23x23	28	16,7	3	12	DC	0,4	
84	B4	17/09/10	23x23	28	16,6	5	11		0,4	
90	B4	17/09/10	23x23	28	16,9	3	12		0,4	
100	B4	17/09/10	23x23	28	16,2	3	9		0,4	
2	B4	20/09/10	23x23	28	17,2	5	12		0,4	
16	B4	20/09/10	23x23	28	16,7	7	13		0,4	
31	B4	20/09/10	23x23	28	17,2	2	11		0,4	
46	B4	20/09/10	23x23	28	17,0	2	10	DC	0,4	
74	B4	20/09/10	23x23	28	16,8	3	11	DC	0,4	
91	B4	20/09/10	23x23	28	16,2	2	8	DC	0,4	
106	B4	20/09/10	23x23	28	16,0	3	10		0,4	
107	B4	20/09/10	23x23	28	16,7	3	11		0,4	
108	B4	20/09/10	23x23	28	17,2	4	12	DC	0,4	
21	B4	17/09/10	23x23	28	28,0	X	X		0,4	Quebrada
21A	B4	17/09/10	23x23	28	26,0	9	11		0,4	
35	B4	17/09/10	23x23	28	26,1	10	14	DC	0,4	
51	B4	17/09/10	23x23	28	25,7	10	15	DC	0,4	
64	B4	17/09/10	23x23	28	26,7	7	14	DC	0,4	
60	B4	20/09/10	23x23	28	17,2	6			0,4	
47	B4	21/09/10	23x23	28	16,6	4	12		0,4	
75	B4	21/09/10	23x23	28	16,6	5	16		0,4	
61	B4	21/09/10	23x23	28	16,7	7	15	DC	0,4	
32	B4	21/09/10	23x23	28	16,7	6	14	DC	0,4	
17	B4	21/09/10	23x23	28	16,6	7	12	DC	0,4	
2	B4	21/09/10	23x23	28	16,6	5	14		0,4	
6	B4	21/09/10	23x23	28	16,5	4	14		0,4	
92	B4	21/09/10	23x23	28	16,5	4	12		0,4	
125	B4	22/09/10	23x23	28	16,8	2	9	DC	0,4	
33	B4	22/09/10	23x23	28	17,0	5	9	DC	0,4	
18	B4	22/09/10	23x23	28	16,5	7	11		0,4	
120	B4	22/09/10	23x23	28	16,7	2	10		0,4	
109	B4	22/09/10	23x23	28	17,6	4	10	DC	0,4	
93	B4	22/09/10	23x23	28	16,8	3	9		0,4	
76	B4	22/09/10	23x23	28	16,5	4	15		0,4	
62	B4	22/09/10	23x23	28	16,7	3	11	DC	0,4	
48	B4	22/09/10	23x23	28	16,6	2	7		0,4	
121	B4	23/09/10	23x23	28	18,0	X	X		0,4	Quebrada
121A	B4	23/09/10	23x23	28	15,2	2	11		0,4	Reforço
7	B4	23/09/10	23x23	28	16,9	3	11	DC	0,4	
63	B4	23/09/10	23x23	28	17,0	2	7	DC	0,4	

Tabela 32 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra I – Parte IV

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
110	B4	23/09/10	23x23	28	17,3	2	8		0,4	
111	B4	23/09/10	23x23	28	16,8	2	8		0,4	
112	B4	23/09/10	23x23	28	16,7	3	12		0,4	
113	B4	24/09/10	23x23	28	17,0	2	6		0,4	
126	B4	24/09/10	23x23	28	18,5	3	9		0,4	
114	B4	24/09/10	23x23	28	18,4	2	9	DC	0,4	
122	B4	24/09/10	23x23	28	18,0	2	8	DC	0,4	
101	B4	24/09/10	23x23	28	16,2	5	9		0,4	
94	B4	24/09/10	23x23	28	16,8	5	8		0,4	
50	B4	27/09/10	23x23	28	16,6	3	11	DC	0,4	
85	B4	27/09/10	23x23	28	17,0	5	11	DC	0,4	
82II	B4	27/09/10	23x23	28	16,6	2	10	DC	0,4	
49	B4	27/09/10	23x23	28	16,5	2	10		0,4	
78	B4	27/09/10	23x23	28	17,3	3	9		0,4	
77	B4	27/09/10	23x23	28	16,6	4	11		0,4	
82III	B4	27/09/10	23x23	28	17,2	5	10		0,4	
34	B4	27/09/10	23x23	28	16,8	3	8	DC	0,4	
19	B4	27/09/10	23x23	28	16,9	5	11		0,4	
20	B4	27/09/10	23x23	28	16,5	3	11		0,4	

Tabela 33 – Resumo de cravação do prédio B8 – Quadra I – Parte I

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
82	B8	31/08/10	23x23	28	29,0	13	15		0,4	
99	B8	31/08/10	23x23	28	30,0	X	X	DC	0,4	Quebrada
99A	B8	31/08/10	23x23	28	27,3	15	17		0,4	Reforço
117	B8	31/08/10	23x23	28	27,6	10	18	DC	0,4	
83	B8	31/08/10	23x23	28	26,8	7	16		0,4	
116	B8	31/08/10	23x23	28	28,0	6	17		0,4	
98	B8	31/08/10	23x23	28	27,5	10	16		0,4	
96	B8	01/09/10	23x23	28	29,4	13	16	DC	0,4	
126	B8	01/09/10	23x23	28	27,0	2	16		0,4	
97	B8	01/09/10	23x23	28	29,3	6	9		0,4	
115	B8	01/09/10	23x23	28	27,5	6	15		0,4	
122	B8	01/09/10	23x23	28	27,0	15	12		0,4	
123	B8	01/09/10	23x23	28	27,0	13	15	DC	0,4	
114	B8	01/09/10	23x23	28	26,5	15	16	DC	0,4	
24	B8	31/08/10	23x23	28	26,7	8	12	DC	0,4	
38	B8	31/08/10	23x23	28	28,0	X	X		0,4	Quebrada
25	B8	31/08/10	23x23	28	27,7	8	17		0,4	
39	B8	31/08/10	23x23	28	28,1	7	11		0,4	
55	B8	31/08/10	23x23	28	27,0	5	10		0,4	
37	B8	01/09/10	23x23	28	26,8	7	12		0,4	
53	B8	01/09/10	23x23	28	26,9	10	11		0,4	
81A	B8	01/09/10	23x23	28	26,9	3	10		0,4	Reforço
81	B8	01/09/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada

Tabela 34 – Resumo de cravação do prédio B8 – Quadra I – Parte II

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
66	B8	01/09/10	23x23	28	28,0	X	X	DC	0,4	Quebrada
66A	B8	01/09/10	23x23	28	27,5	6	14		0,4	Reforço
67	B8	01/09/10	23x23	28	27,0	9	13	DC	0,4	
54	B8	01/09/10	23x23	28	26,9	5	10	DC	0,4	
38A	B8	01/09/10	23x23	28	26,0	8	14	DC	0,4	Reforço
22	B8	02/09/10	23x23	28	26,4	7	13	DC	0,4	
8	B8	02/09/10	23x23	28	26,3	10	13		0,4	
3	B8	02/09/10	23x23	28	26,1	10	14		0,4	
9	B8	02/09/10	23x23	28	26,0	8	13	DC	0,4	
23	B8	02/09/10	23x23	28	27,8	10	12	DC	0,4	
36	B8	02/09/10	23x23	28	27,0	5	12		0,4	
52	B8	02/09/10	23x23	28	26,6	9	13		0,4	
51	B8	03/09/10	23x23	28	27,2	7	11		0,4	
35	B8	03/09/10	23x23	28	29,0	9	9		0,4	
21	B8	03/09/10	23x23	28	27,3	7	14		0,4	
20	B8	03/09/10	23x23	28	27,2	6	11		0,4	
82	B8	03/09/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
82A	B8	03/09/10	23x23	28	27,4	6	10		0,4	Reforço
95	B8	02/09/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
95A	B8	02/09/10	23x23	28	32,0	6	13	DC	0,4	Reforço
79	B8	02/09/10	23x23	28	30,0	5	12		0,4	
113	B8	02/09/10	23x23	28	27,3	5	13	DC	0,4	
65	B8	02/09/10	23x23	28	27,0	2	14		0,4	
80	B8	02/09/10	23x23	28	27,3	5	14		0,4	
64	B8	02/09/10	23x23	28	26,6	5	15		0,4	
85	B8	02/09/10	23x23	28	27,0	10	14		0,4	
94	B8	03/09/10	23x23	28	27,5	10	12		0,4	
111	B8	03/09/10	23x23	28	27,0	5	13	DC	0,4	
112	B8	03/09/10	23x23	28	27,3	12	13	DC	0,4	
78	B8	03/09/10	23x23	28	27,2	3	14	DC	0,4	
101	B8	03/09/10	23x23	28	27,0	10	15		0,4	
63	B8	08/09/10	23x23	28	27,5	4	12		0,4	
77	B8	08/09/10	23x23	28	27,7	8	14	DC	0,4	
82II	B8	08/09/10	23x23	28	27,6	3	11		0,4	

ANEXO B – ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO (ECD) – QUADRA I

As figuras de 63 a 80 mostram o resumo das análises CAPWAP referente aos 18 ensaios de carregamento dinâmico (ECD), realizados na Quadra I.

Gomes Lourenco; Pile: Q I - L I 1 E 24									
Martelo 2800; Blow: 4									
Estacas Benaton Ltda.									
Test: 24-Aug-2010 11:56:									
CAPWAP (R) 2006-3									
OP: Marcel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 102.1; along Shaft 85.2; at Toe 16.9 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				102.1					
1	2.1	0.6	0.0	102.1	0.0	0.00	0.00	0.000	2.696
2	4.1	2.6	0.0	102.1	0.0	0.00	0.00	0.000	2.740
3	6.2	4.7	0.7	101.4	0.7	0.34	0.37	0.807	2.740
4	8.3	6.8	2.0	99.4	2.7	0.97	1.05	0.807	2.740
5	10.3	8.8	17.1	82.3	19.8	8.29	9.01	0.807	2.740
6	12.4	10.9	24.1	58.1	43.9	11.71	12.73	0.807	2.740
7	14.4	12.9	23.1	35.0	67.1	11.22	12.20	0.807	2.660
8	16.5	15.0	18.1	16.9	85.2	8.78	9.54	0.807	2.419
Avg. Shaft			10.6			5.68	6.17	0.807	2.650
Toe			16.9				318.90	1.313	2.366

Figura 63 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E9 – I2 – Quadra I

Gomes Lourenco; Pile: Q I - L I 1 E 24									
Martelo 2800; Blow: 4									
Estacas Benaton Ltda.									
Test: 24-Aug-2010 11:56:									
CAPWAP (R) 2006-3									
OP: Marcel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 102.1; along Shaft 85.2; at Toe 16.9 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				102.1					
1	2.1	0.6	0.0	102.1	0.0	0.00	0.00	0.000	2.696
2	4.1	2.6	0.0	102.1	0.0	0.00	0.00	0.000	2.740
3	6.2	4.7	0.7	101.4	0.7	0.34	0.37	0.807	2.740
4	8.3	6.8	2.0	99.4	2.7	0.97	1.05	0.807	2.740
5	10.3	8.8	17.1	82.3	19.8	8.29	9.01	0.807	2.740
6	12.4	10.9	24.1	58.1	43.9	11.71	12.73	0.807	2.740
7	14.4	12.9	23.1	35.0	67.1	11.22	12.20	0.807	2.660
8	16.5	15.0	18.1	16.9	85.2	8.78	9.54	0.807	2.419
Avg. Shaft			10.6			5.68	6.17	0.807	2.650
Toe			16.9				318.90	1.313	2.366

Figura 64 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E24 – I1 – Quadra I

Gomes Lourenco; Pile: Q I - L I 1 E 35						Test: 24-Aug-2010 11:31:			
Martelo 2800; Blow: 5						CAPWAP(R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			101.3; along Shaft		73.9; at Toe		27.4 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				101.3					
1	3.1	2.2	0.5	100.8	0.5	0.23	0.25	0.827	1.491
2	5.1	4.2	1.5	99.3	2.0	0.74	0.80	0.827	1.896
3	7.2	6.3	2.0	97.3	4.1	0.99	1.07	0.827	1.896
4	9.3	8.4	7.7	89.6	11.8	3.74	4.07	0.827	1.896
5	11.3	10.4	15.2	74.3	27.0	7.39	8.04	0.827	1.896
6	13.4	12.5	16.2	58.1	43.2	7.88	8.57	0.827	1.896
7	15.4	14.5	16.7	41.4	59.9	8.12	8.83	0.827	1.490
8	17.5	16.6	14.0	27.4	73.9	6.80	7.39	0.827	1.102
Avg. Shaft			9.2			4.45	4.84	0.827	1.651
Toe			27.4				517.77	1.313	1.004

Figura 65 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E35 – I1 – Quadra I

Gomes Lourenco; Pile: Q I - L I 2 E 37						Test: 24-Aug-2010 09:54:			
Martelo 2800; Blow: 4						CAPWAP(R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			100.6; along Shaft		75.6; at Toe		25.0 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				100.6					
1	2.0	0.7	2.2	98.4	2.2	3.40	3.70	0.599	2.238
2	4.1	2.7	2.0	96.4	4.2	0.99	1.08	0.599	2.273
3	6.2	4.8	2.4	94.0	6.6	1.17	1.27	0.599	2.273
4	8.2	6.8	6.0	88.0	12.6	2.93	3.18	0.599	2.273
5	10.3	8.9	15.0	73.0	27.6	7.32	7.95	0.599	2.273
6	12.3	10.9	19.0	54.0	46.6	9.27	10.07	0.599	2.239
7	14.4	13.0	17.0	37.0	63.6	8.29	9.01	0.599	1.864
8	16.4	15.0	12.0	25.0	75.6	5.85	6.36	0.599	1.644
Avg. Shaft			9.5			5.04	5.48	0.599	2.072
Toe			25.0				472.59	1.313	1.584

Figura 66 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E37 – I2 – Quadra I

Gomes Lourenco; Pile: Quadra I 4 / E 04						Test: 15-Sep-2010 11:48:			
Martelo 2800; Blow: 8						CAPWAP (R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			109.9; along Shaft		78.6; at Toe		31.3 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				109.9					
1	3.1	1.9	6.4	103.5	6.4	3.39	3.68	0.649	2.110
2	5.1	3.9	0.0	103.5	6.4	0.00	0.00	0.000	2.110
3	7.2	6.0	0.0	103.5	6.4	0.00	0.00	0.000	2.110
4	9.3	8.1	7.0	96.5	13.4	3.42	3.72	0.649	2.110
5	11.3	10.1	8.7	87.8	22.1	4.22	4.58	0.649	2.110
6	13.4	12.2	19.6	68.2	41.7	9.50	10.33	0.649	2.110
7	15.4	14.2	20.6	47.6	62.3	10.03	10.90	0.649	1.645
8	17.5	16.3	16.3	31.3	78.6	7.91	8.60	0.649	1.127
Avg. Shaft			9.8			4.82	5.24	0.649	1.784
Toe			31.3				591.31	1.190	2.939

Figura 67 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E4 – I4 – Quadra I

Gomes Lourenco; Pile: Quadra I 4 / E 9						Test: 15-Sep-2010 10:22:			
Martelo 2800; Blow: 3						CAPWAP (R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			90.3; along Shaft		82.3; at Toe		8.0 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				90.3					
1	3.0	2.0	5.3	85.0	5.3	2.65	2.88	0.659	3.611
2	5.0	4.0	3.0	82.0	8.3	1.50	1.63	0.659	3.196
3	7.0	6.0	3.0	79.0	11.3	1.50	1.63	0.659	2.734
4	9.0	8.0	4.0	75.0	15.3	2.00	2.17	0.659	2.192
5	11.0	10.0	6.0	69.0	21.3	3.00	3.26	0.659	1.734
6	13.0	12.0	8.0	61.0	29.3	4.00	4.35	0.659	1.356
7	15.0	14.0	9.5	51.5	38.8	4.75	5.16	0.659	1.072
8	17.0	16.0	9.6	41.8	48.4	4.82	5.24	0.659	0.833
9	19.0	18.0	9.0	32.8	57.5	4.51	4.90	0.659	0.621
10	21.0	20.0	8.1	24.8	65.5	4.03	4.38	0.659	0.415
11	23.0	22.0	6.9	17.9	72.4	3.45	3.75	0.659	0.249
12	25.0	24.0	5.5	12.4	77.9	2.75	2.99	0.659	0.122
13	27.0	26.0	4.4	8.0	82.3	2.18	2.37	0.659	0.046
Avg. Shaft			6.3			3.16	3.44	0.659	1.175
Toe			8.0				151.23	1.301	1.004

Figura 68 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E9 – I4 – Quadra I

Gomes Lourenco; Pile: Quadra I 4 / E 37						Test: 15-Sep-2010 09:51:			
Martelo 2800; Blow: 5						CAPWAP (R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			102.2; along Shaft		75.7; at Toe		26.4 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				102.2					
1	3.0	2.1	4.0	98.2	4.0	1.87	2.03	0.549	2.131
2	5.1	4.2	0.0	98.2	4.0	0.00	0.00	0.000	2.131
3	7.1	6.2	5.3	92.8	9.3	2.63	2.86	0.549	2.131
4	9.1	8.2	4.0	88.8	13.4	1.98	2.15	0.549	2.131
5	11.2	10.3	1.8	87.0	15.1	0.88	0.96	0.549	2.131
6	13.2	12.3	3.0	84.0	18.2	1.48	1.61	0.549	2.131
7	15.2	14.3	6.0	78.0	24.2	2.97	3.22	0.549	2.131
8	17.3	16.4	11.8	66.2	36.0	5.80	6.31	0.549	2.131
9	19.3	18.4	13.9	52.3	49.9	6.87	7.47	0.549	2.131
10	21.3	20.4	12.8	39.5	62.7	6.31	6.85	0.549	2.081
11	23.3	22.4	8.0	31.5	70.7	3.95	4.29	0.549	1.839
12	25.4	24.5	4.0	27.5	74.7	1.95	2.12	0.549	1.758
13	27.4	26.5	1.1	26.4	75.7	0.53	0.57	0.549	1.596
Avg. Shaft			5.8			2.86	3.11	0.549	2.065
Toe			26.4				500.00	1.432	3.523

Figura 69 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E37 – I4 – Quadra I

Gomes Lourenco; Pile: Quadra I 3 / E 48						Test: 15-Sep-2010 14:58:			
Martelo 2800; Blow: 13						CAPWAP (R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			100.4; along Shaft		81.4; at Toe		19.0 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				100.4					
1	4.0	2.6	2.3	98.0	2.3	0.88	0.95	0.852	1.141
2	6.1	4.7	2.0	96.0	4.4	1.01	1.10	0.852	1.142
3	8.1	6.7	2.0	93.9	6.4	1.01	1.10	0.852	1.142
4	10.1	8.7	1.3	92.6	7.7	0.64	0.70	0.852	1.142
5	12.1	10.7	1.1	91.5	8.8	0.54	0.59	0.852	1.142
6	14.2	12.8	11.5	80.1	20.3	5.67	6.17	0.852	1.142
7	16.2	14.8	17.6	62.4	37.9	8.73	9.49	0.852	1.142
8	18.2	16.8	17.2	45.3	55.1	8.49	9.23	0.852	0.985
9	20.2	18.8	11.1	34.2	66.2	5.49	5.97	0.852	0.900
10	22.2	20.8	5.0	29.2	71.2	2.47	2.68	0.852	0.817
11	24.3	22.9	2.9	26.3	74.1	1.44	1.56	0.852	0.670
12	26.3	24.9	3.2	23.0	77.3	1.60	1.74	0.852	0.511
13	28.3	26.9	4.0	19.0	81.4	2.00	2.17	0.852	0.353
Avg. Shaft			6.3			3.03	3.29	0.852	0.975
Toe			19.0				358.79	1.423	1.101

Figura 70 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E48 – I3 – Quadra I

Gomes Lourenco; Pile: Quadra I 4 / E 57						Test: 15-Sep-2010 11:14:			
Martelo 2800; Blow: 4						CAPWAP (R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			111.7; along Shaft		91.0; at Toe		20.7 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				111.7					
1	3.1	2.4	2.2	109.6	2.2	0.92	0.99	0.694	2.669
2	5.1	4.4	2.0	107.6	4.2	0.98	1.06	0.694	2.668
3	7.2	6.5	2.0	105.6	6.2	0.98	1.06	0.694	2.668
4	9.2	8.5	2.0	103.6	8.2	0.98	1.06	0.694	2.668
5	11.3	10.6	14.5	89.0	22.7	7.09	7.70	0.694	2.668
6	13.3	12.6	19.3	69.8	42.0	9.41	10.23	0.694	2.255
7	15.4	14.7	23.0	46.8	65.0	11.25	12.22	0.694	1.508
8	17.4	16.7	26.0	20.7	91.0	12.71	13.82	0.694	1.118
Avg. Shaft			11.4			5.45	5.92	0.694	1.844
Toe			20.7				391.87	1.312	2.260

Figura 71 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E57 – I4 – Quadra I

Gomes Lourenco; Pile: Quadra I 3 / E 59 A						Test: 15-Sep-2010 14:39:			
Martelo 2800; Blow: 5						CAPWAP (R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			107.3; along Shaft		97.4; at Toe		9.9 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				107.3					
1	3.1	1.7	2.3	105.0	2.3	1.37	1.49	0.863	1.045
2	5.1	3.7	0.0	105.0	2.3	0.00	0.00	0.000	1.011
3	7.1	5.7	0.0	105.0	2.3	0.00	0.00	0.000	0.978
4	9.2	7.8	2.7	102.4	5.0	1.32	1.43	0.863	0.946
5	11.2	9.8	1.6	100.8	6.6	0.79	0.85	0.863	0.912
6	13.2	11.8	3.4	97.4	9.9	1.66	1.81	0.863	0.879
7	15.3	13.9	8.0	89.4	17.9	3.90	4.24	0.863	0.847
8	17.3	15.9	14.8	74.7	32.6	7.24	7.87	0.863	0.738
9	19.4	18.0	22.0	52.7	54.6	10.80	11.74	0.863	0.675
10	21.4	20.0	24.0	28.7	78.6	11.78	12.81	0.863	0.673
11	23.4	22.0	10.0	18.7	88.6	4.91	5.34	0.863	0.716
12	25.5	24.1	5.0	13.7	93.6	2.45	2.67	0.863	0.683
13	27.5	26.1	3.8	9.9	97.4	1.87	2.03	0.863	0.650
Avg. Shaft			7.5			3.73	4.06	0.863	0.729
Toe			9.9				186.58	1.313	2.406

Figura 72 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E59 – I3 – Quadra I

Bolsão IX; Pile: E19 - Quadra I3				Test: 23-Sep-2010 15:57:					
Martelo 2800; Blow: 2				CAPWAP (R) 2006-3					
Estacas Benaton Ltda.				OP: Marcel					
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:		125.0; along Shaft		113.7; at Toe		11.3 tons			
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	
				125.0					
1	3.1	2.3	0.0	125.0	0.0	0.00	0.00	0.000	
2	5.1	4.3	1.7	123.3	1.7	0.84	0.91	0.677	
3	7.1	6.3	4.1	119.2	5.8	2.01	2.19	0.677	
4	9.2	8.4	2.6	116.6	8.4	1.26	1.37	0.677	
5	11.2	10.4	5.1	111.5	13.5	2.52	2.74	0.677	
6	13.2	12.4	14.4	97.1	27.9	7.05	7.66	0.677	
7	15.3	14.5	28.7	68.4	56.6	14.10	15.32	0.677	
8	17.3	16.5	24.6	43.8	81.2	12.09	13.14	0.677	
9	19.4	18.6	21.9	21.9	103.1	10.75	11.69	0.677	
10	21.4	20.6	9.2	12.7	112.3	4.53	4.93	0.677	
11	23.4	22.6	1.4	11.3	113.7	0.69	0.75	0.677	
12	25.5	24.7	0.0	11.3	113.7	0.00	0.00	0.000	
13	27.5	26.7	0.0	11.3	113.7	0.00	0.00	0.000	
Avg. Shaft			8.7			4.26	4.63	0.677	
Toe			11.3				213.04	1.372	
Soil Model Parameters/Extensions					Shaft	Toe			
Quake (mm)					2.918	3.024			

Figura 73 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E19 – I3 – Quadra I

Bolsão IX; Pile: E21 - Quadra I3				Test: 23-Sep-2010 15:15:					
Martelo 2800; Blow: 2				CAPWAP (R) 2006-3					
Estacas Benaton Ltda.				OP: Marcel					
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:		131.1; along Shaft		118.4; at Toe		12.8 tons			
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				131.1					
1	3.1	2.8	1.1	130.1	1.1	0.38	0.42	0.949	2.441
2	5.1	4.8	1.1	129.0	2.1	0.52	0.56	0.949	2.441
3	7.1	6.8	2.1	126.9	4.3	1.04	1.13	0.949	2.441
4	9.2	8.9	2.5	124.4	6.7	1.21	1.32	0.949	2.441
5	11.2	10.9	2.7	121.8	9.4	1.31	1.42	0.949	2.441
6	13.3	13.0	9.3	112.5	18.7	4.55	4.94	0.949	2.441
7	15.3	15.0	12.8	99.7	31.5	6.27	6.81	0.949	2.441
8	17.4	17.1	14.0	85.7	45.4	6.84	7.44	0.949	2.441
9	19.4	19.1	13.7	72.0	59.1	6.70	7.28	0.949	1.698
10	21.4	21.1	14.1	58.0	73.2	6.89	7.49	0.949	1.234
11	23.5	23.2	15.5	42.5	88.7	7.59	8.25	0.949	0.926
12	25.5	25.2	14.9	27.6	103.5	7.27	7.91	0.949	0.656
13	27.6	27.3	9.1	18.6	112.6	4.44	4.82	0.949	0.370
14	29.6	29.3	5.8	12.8	118.4	2.83	3.07	0.949	0.029
Avg. Shaft			8.5			4.04	4.39	0.949	1.513
Toe			12.8				241.78	1.353	1.857

Figura 74 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E21 – I3 – Quadra I

Bolsão IX; Pile: E61 - Quadra I3						Test: 21-Sep-2010 11:40:			
Martelo 2800; Blow: 2						CAPWAP (R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			112.7; along Shaft		97.1; at Toe		15.6 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				112.7					
1	4.0	2.8	6.0	106.7	6.0	2.14	2.33	0.474	1.594
2	6.0	4.8	0.0	106.7	6.0	0.00	0.00	0.000	1.594
3	8.0	6.8	3.1	103.6	9.1	1.55	1.68	0.474	1.594
4	10.0	8.8	4.0	99.6	13.1	2.01	2.18	0.474	1.594
5	12.0	10.8	2.3	97.2	15.4	1.16	1.26	0.474	1.594
6	14.0	12.8	11.6	85.6	27.1	5.81	6.32	0.474	1.594
7	16.0	14.8	17.4	68.2	44.4	8.69	9.44	0.474	1.594
8	18.0	16.8	17.4	50.9	61.8	8.69	9.44	0.474	1.572
9	20.0	18.8	15.1	35.8	76.8	7.53	8.18	0.474	1.320
10	22.0	20.8	7.0	28.8	83.8	3.50	3.80	0.474	1.176
11	24.0	22.8	4.0	24.8	87.8	2.00	2.17	0.474	0.999
12	26.0	24.8	4.6	20.2	92.5	2.32	2.52	0.474	0.782
13	28.0	26.8	4.6	15.6	97.1	2.31	2.52	0.474	0.547
Avg. Shaft			7.5			3.62	3.94	0.474	1.404
Toe			15.6				294.33	1.270	1.766

Figura 75 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E61 – I3 – Quadra I

Bolsão IX; Pile: E73 - Quadra I4						Test: 21-Sep-2010 14:27:			
Martelo 2800; Blow: 2						CAPWAP (R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			105.0; along Shaft		62.0; at Toe		43.0 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				105.0					
1	3.1	2.2	1.5	103.5	1.5	0.70	0.76	0.653	3.307
2	5.1	4.2	1.8	101.7	3.3	0.89	0.97	0.653	3.307
3	7.2	6.3	4.0	97.6	7.4	1.97	2.15	0.653	3.307
4	9.2	8.3	9.3	88.3	16.6	4.53	4.92	0.653	3.307
5	11.3	10.4	12.0	76.3	28.7	5.87	6.38	0.653	3.307
6	13.3	12.4	12.1	64.3	40.7	5.90	6.41	0.653	2.616
7	15.4	14.5	11.4	52.8	52.2	5.59	6.08	0.653	2.029
8	17.4	16.5	9.8	43.0	62.0	4.78	5.19	0.653	1.550
Avg. Shaft			7.7			3.76	4.08	0.653	2.659
Toe			43.0				813.42	1.154	1.504

Figura 76 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E73 – I4 – Quadra I

Bolsão IX; Pile: E84 - Quadra I4				Test: 21-Sep-2010 15:00:					
Martelo 2800; Blow: 2				CAPWAP(R) 2006-3					
Estacas Benaton Ltda.				OP: Marcel					
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:		113.3; along Shaft		87.3; at Toe		26.0 tons			
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				113.3					
1	3.1	2.4	0.1	113.2	0.1	0.04	0.04	0.604	4.759
2	5.1	4.4	0.8	112.4	0.9	0.40	0.44	0.604	4.755
3	7.1	6.4	5.2	107.3	6.1	2.54	2.76	0.604	4.100
4	9.2	8.5	10.2	97.1	16.2	4.99	5.42	0.604	3.271
5	11.2	10.5	14.4	82.7	30.6	7.09	7.71	0.604	2.757
6	13.2	12.5	17.1	65.5	47.8	8.43	9.16	0.604	1.852
7	15.3	14.6	19.0	46.5	66.8	9.35	10.16	0.604	1.510
8	17.3	16.6	20.5	26.0	87.3	10.06	10.94	0.604	1.233
Avg. Shaft			10.9		5.26		5.72		2.110
Toe			26.0				492.25		1.333

Figura 77 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E84 – I4 – Quadra I

Bolsão IX; Pile: E107 - Quadra I4				Test: 23-Sep-2010 12:43:					
Martelo 2800; Blow: 3				CAPWAP(R) 2006-3					
Estacas Benaton Ltda.				OP: Marcel					
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:		118.1; along Shaft		105.0; at Toe		13.1 tons			
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				118.1					
1	3.1	2.2	0.0	118.1	0.0	0.00	0.00	0.000	
2	5.1	4.2	3.1	115.0	3.1	1.53	1.67	0.876	
3	7.2	6.3	4.4	110.6	7.5	2.14	2.33	0.876	
4	9.2	8.3	1.1	109.5	8.6	0.54	0.58	0.876	
5	11.3	10.4	29.6	79.9	38.2	14.44	15.70	0.876	
6	13.3	12.4	27.4	52.5	65.5	13.37	14.53	0.876	
7	15.4	14.5	23.0	29.6	88.5	11.23	12.21	0.876	
8	17.4	16.5	16.4	13.1	105.0	8.03	8.72	0.876	
Avg. Shaft			13.1		6.36		6.92		0.876
Toe			13.1				248.21		1.316
Soil Model Parameters/Extensions						Shaft		Toe	
Quake (mm)						2.919		2.588	

Figura 78 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E107 – I4 – Quadra I

Bolsão IX; Pile: E108 - Quadra I4						Test: 23-Sep-2010 12:02:		
Martelo 2800; Blow: 3						CAPWAP(R) 2006-3		
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel		
CAPWAP SUMMARY RESULTS								
Total CAPWAP Capacity:			110.5; along Shaft	78.6; at Toe	31.9 tons			
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m
				110.5				
1	3.1	2.0	0.0	110.5	0.0	0.01	0.01	0.678
2	5.1	4.0	0.2	110.3	0.2	0.10	0.11	0.678
3	7.2	6.1	2.0	108.2	2.3	1.00	1.09	0.678
4	9.2	8.1	5.0	103.2	7.3	2.46	2.68	0.678
5	11.3	10.2	8.0	95.2	15.3	3.90	4.24	0.678
6	13.3	12.2	17.4	77.8	32.7	8.50	9.24	0.678
7	15.4	14.3	22.9	54.9	55.6	11.21	12.18	0.678
8	17.4	16.3	22.9	31.9	78.6	11.21	12.18	0.678
Avg. Shaft			9.8			4.82	5.24	0.678
Toe			31.9				603.40	1.087
Soil Model Parameters/Extensions						Shaft	Toe	
Quake (mm)						1.656	1.004	

Figura 79 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E108 – I4 – Quadra I

Bolsão IX; Pile: E109 - Quadra I4						Test: 23-Sep-2010 12:20:			
Martelo 2800; Blow: 3						CAPWAP(R) 2006-3			
Estacas Benaton Ltda.						OP: Marcel			
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			114.1; along Shaft	89.9; at Toe	24.3 tons				
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				114.1					
1	3.1	2.3	0.0	114.1	0.0	0.00	0.00	0.000	2.252
2	5.1	4.3	1.6	112.6	1.6	0.78	0.84	0.603	2.252
3	7.2	6.4	6.0	106.5	7.6	2.94	3.20	0.603	2.252
4	9.2	8.4	0.5	106.0	8.1	0.24	0.27	0.603	2.252
5	11.3	10.5	12.0	94.0	20.2	5.88	6.39	0.603	2.252
6	13.3	12.5	21.1	72.9	41.2	10.29	11.19	0.603	2.252
7	15.4	14.6	24.1	48.8	65.3	11.79	12.81	0.603	1.923
8	17.4	16.6	24.6	24.2	89.9	11.99	13.04	0.603	1.646
Avg. Shaft			11.2			5.42	5.89	0.603	1.998
Toe			24.3				458.41	1.313	2.356

Figura 80 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E109 – I4 – Quadra I

ANEXO C – RESUMO DE CRAVAÇÃO – QUADRA N

As tabelas 35 a 45 apresentam o resumo referente a cravação de todas as estacas executadas na Quadra N, subdivididas pelas nomenclaturas dos prédios B1, B2, B3, B4, B5, B6, B7, B8 e B10.

Tabela 35 – Resumo de cravação do prédio B1 – Quadra N

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
13	B1	04/10/10	23x23	28	31,0	X	X		0,4	Quebrada
3	B1	30/09/10	23x23	28	28,0	9	12	DC	0,4	
4	B1	30/09/10	23x23	28	27,8	9	13		0,4	
1	B1	01/10/10	23x23	28	28,4	6	9	DC	0,4	
2	B1	01/10/10	23x23	28	27,6	10	13	DC	0,4	
10	B1	01/10/10	23x23	28	28,0	3	12		0,4	
11	B1	01/10/10	23x23	28	26,9	8	13		0,4	
12	B1	04/10/10	23x23	28	28,8	8	11	DC	0,4	
13A	B1	04/10/10	23x23	28	27,0	8	13		0,4	
20	B1	04/10/10	23x23	28	27,8	9	11		0,4	
21	B1	04/10/10	23x23	28	28,0	4	9	DC	0,4	
19	B1	07/10/10	23x23	28	27,0	5	12		0,4	
5	B1	04/11/10	23x23	28	27,0	9	11		0,4	Reforço
6	B1	04/11/10	23x23	28	28,6	7	10		0,4	
7	B1	04/11/10	23x23	28	28,0	3	9		0,4	
8	B1	04/11/10	23x23	28	28,0	6	12		0,4	
9	B1	04/11/10	23x23	28	27,8	8	14		0,4	
15	B1	05/11/10	23x23	28	28,1	6	13		0,4	
16	B1	05/11/10	23x23	28	28,2	7	14		0,4	
17	B1	05/11/10	23x23	28	28,5	4	10		0,4	
18	B1	05/11/10	23x23	28	28,0	10	13		0,4	
14	B1	08/11/10	23x23	28	27,8	5	12		0,4	
22	B1	08/11/10	23x23	28	27,8	9	13		0,4	
23	B1	08/11/10	23x23	28	27,0	7	15		0,4	
24	B1	08/11/10	23x23	28	26,4	7	11		0,4	
25	B1	08/11/10	23x23	28	26,5	5	12		0,4	
26	B1	09/11/10	23x23	28	26,5	5	13		0,4	
27	B1	09/11/10	23x23	28	27,7	6	14		0,4	

Tabela 36 – Resumo de cravação do prédio B2 – Quadra N

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
44	B2	07/10/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
11	B2	13/10/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
22	B2	14/10/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
19	B2	19/10/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
16	B2	21/10/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
3	B2	22/10/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
34	B2	07/10/10	23x23	28	28,1	5	13		0,4	
44A	B2	07/10/10	23x23	28	28,0	7	11		0,4	Reforço
13	B2	08/10/10	23x23	28	27,9	8	11		0,4	
10	B2	13/10/10	23x23	28	28,0	4	12		0,4	
12	B2	13/10/10	23x23	28	28,5	7	9		0,4	
32	B2	13/10/10	23x23	28	28,1	5	12		0,4	
33	B2	13/10/10	23x23	28	27,0	6	14		0,4	
42	B2	13/10/10	23x23	28	28,2	7	12		0,4	
43	B2	13/10/10	23x23	28	27,4	6	13		0,4	
9	B2	14/10/10	23x23	28	28,8	6	10	DC	0,4	
11A	B2	14/10/10	23x23	28	27,6	2	12	DC	0,4	Reforço
22A	B2	14/10/10	23x23	28	29,1	8	9		0,4	Reforço
31	B2	14/10/10	23x23	28	29,0	3	8		0,4	
40	B2	18/10/10	23x23	28	28,0	10	13		0,4	
41	B2	18/10/10	23x23	28	29,4	5	12	DC	0,4	
5	B2	19/10/10	23x23	28	28,3	5	10		0,4	
6	B2	19/10/10	23x23	28	27,7	6	13		0,4	
18	B2	19/10/10	23x23	28	28,7	5	12		0,4	
19A	B2	19/10/10	23x23	28	26,2	5	11		0,4	Reforço
29	B2	19/10/10	23x23	28	27,6	9	14		0,4	
30	B2	19/10/10	23x23	28	28,9	5	10		0,4	
4	B2	20/10/10	23x23	28	28,6	7	12		0,4	
8	B2	20/10/10	23x23	28	28,4	7	11		0,4	
17	B2	20/10/10	23x23	28	27,7	7	12		0,4	
28	B2	20/10/10	23x23	28	28,7	4	10		0,4	
38	B2	20/10/10	23x23	28	27,3	3	8		0,4	
39	B2	20/10/10	23x23	28	28,6	5	11		0,4	
21	B2	21/10/10	23x23	28	28,8	7	13	DC	0,4	
26	B2	21/10/10	23x23	28	28,4	5	12		0,4	
27	B2	21/10/10	23x23	28	27,7	7	12	DC	0,4	
37	B2	21/10/10	23x23	28	27,6	8	14		0,4	
3A	B2	22/10/10	23x23	28	26,4	5	12		0,4	Reforço
16A	B2	22/10/10	23x23	28	29,6	5	13	DC	0,4	Reforço
2	B2	25/10/10	23x23	28	28,5	5	11	DC	0,4	
15	B2	25/10/10	23x23	28	27,7	8	11		0,4	
25	B2	25/10/10	23x23	28	27,4	5	12	DC	0,4	
36	B2	25/10/10	23x23	28	26,5	12	12		0,4	
1	B2	26/10/10	23x23	28	28,2	5	10		0,4	
24	B2	26/10/10	23x23	28	27,8	6	14		0,4	
35	B2	26/10/10	23x23	28	27,7	8	11		0,4	
7	B2	27/10/10	23x23	28	27,8	6	10		0,4	
14	B2	27/10/10	23x23	28	28,2	9	11		0,4	
20	B2	27/10/10	23x23	28	28,1	11	10		0,4	
23	B2	27/10/10	23x23	28	27,1	4	9		0,4	

Tabela 37 – Resumo de cravação do prédio B3 – Quadra N

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
44	B3	09/11/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
43	B3	12/11/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
40	B3	19/11/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
38	B3	23/11/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
21	B3	23/11/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
14	B3	26/11/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
34	B3	09/11/10	23x23	28	26,3	5	12		0,4	
44A	B3	09/11/10	23x23	28	27,3	6	14		0,4	Reforço
10	B3	10/11/10	23x23	28	26,1	7	10		0,4	
12	B3	10/11/10	23x23	28	26,5	10	11		0,4	
13	B3	10/11/10	23x23	28	26,0	6	10		0,4	
33	B3	10/11/10	23x23	28	28,0	7	11		0,4	
43A	B3	12/11/10	23x23	28	26,8	4	14		0,4	Reforço
11	B3	17/11/10	23x23	28	27,6	6	16		0,4	
32	B3	17/11/10	23x23	28	27,5	5	12		0,4	
9	B3	18/11/10	23x23	28	26,1	8	13		0,4	
22	B3	18/11/10	23x23	28	26,0	5	13		0,4	
31	B3	18/11/10	23x23	28	26,1	5	11		0,4	
41	B3	18/11/10	23x23	28	26,4	10	13		0,4	
42	B3	18/11/10	23x23	28	27,1	3	14		0,4	
6	B3	19/11/10	23x23	28	28,1	4	11		0,4	
19	B3	19/11/10	23x23	28	28,8	3	9		0,4	
30	B3	19/11/10	23x23	28	28,6	4	11		0,4	
40A	B3	19/11/10	23x23	28	27,3	4	10		0,4	Reforço
4	B3	22/11/10	23x23	28	27,6	5	12		0,4	
5	B3	22/11/10	23x23	28	27,0	5	14		0,4	
17	B3	22/11/10	23x23	28	27,5	4	12		0,4	
18	B3	22/11/10	23x23	28	29,0	6	9		0,4	
29	B3	22/11/10	23x23	28	28,8	5	11		0,4	
39	B3	22/11/10	23x23	28	28,6	9	9		0,4	
27	B3	23/11/10	23x23	28	27,5	5	13		0,4	
28	B3	23/11/10	23x23	28	27,4	6	12		0,4	
38A	B3	23/11/10	23x23	28	27,2	8	14		0,4	Reforço
3	B3	24/11/10	23x23	28	27,3	7	15		0,4	
8	B3	24/11/10	23x23	28	27,0	3	9		0,4	
16	B3	24/11/10	23x23	28	27,3	6	12		0,4	
21A	B3	24/11/10	23x23	28	27,2	4	14		0,4	Reforço
26	B3	24/11/10	23x23	28	27,1	4	14		0,4	
15	B3	25/11/10	23x23	28	27,3	7	14		0,4	
25	B3	25/11/10	23x23	28	27,5	7	14		0,4	
36	B3	25/11/10	23x23	28	27,2	6	13		0,4	
37	B3	25/11/10	23x23	28	27,0	7	13		0,4	
1	B3	26/11/10	23x23	28	28,8	3	9		0,4	
2	B3	26/11/10	23x23	28	27,2	9	13		0,4	
14A	B3	26/11/10	23x23	28	27,1	5	13		0,4	Reforço

Tabela 38 – Resumo de cravação do prédio B4 – Quadra N

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
18	B4	28/10/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
10A	B4	30/10/10	23x23	28	32,0	5	12		0,4	Reforço
10	B4	30/10/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
13	B4	18/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
14	B4	21/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
12	B4	28/10/10	23x23	28	27,0	8	9		0,4	
18A	B4	28/10/10	23x23	28	28,2	8	11		0,4	Reforço
5	B4	29/10/10	23x23	28	27,0	5	13		0,4	
6	B4	29/10/10	23x23	28	26,9	2	11		0,4	
11	B4	29/10/10	23x23	28	26,9	7	12		0,4	
17	B4	29/10/10	23x23	28	27,4	10	11		0,4	
16	B4	30/10/10	23x23	28	27,1	7	14		0,4	
1	B4	17/02/11	23x23	28	27,1	3	10		0,4	
7	B4	17/02/11	23x23	28	27,2	5	11		0,4	
13A	B4	18/02/11	23x23	28	27,3	3	9		0,4	Reforço
2	B4	21/02/11	23x23	28	26,7	3	9		0,4	
3	B4	21/02/11	23x23	28	28,0	3	9		0,4	
8	B4	21/02/11	23x23	28	26,6	3	9		0,4	
14A	B4	21/02/11	23x23	28	26,6	3	9		0,4	Reforço
9	B4	22/02/11	23x23	28	26,5	3	10		0,4	
15	B4	22/02/11	23x23	28	27,1	3	8		0,4	

Tabela 39 – Resumo de cravação do prédio B5 – Quadra N

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
17	B5	01/12/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
7	B5	09/12/10	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
6	B5	01/12/10	23x23	28	27,5	6	10	DC	0,4	
12	B5	01/12/10	23x23	28	27,9	5	12	DC	0,4	
17A	B5	01/12/10	23x23	28	27,6	7	10		0,4	Reforço
18	B5	01/12/10	23x23	28	27,4	8	9		0,4	
4	B5	02/12/10	23x23	28	27,5	4	9	DC	0,4	
5	B5	02/12/10	23x23	28	27,2	4	10	DC	0,4	
10	B5	02/12/10	23x23	28	27,7	5	9	DC	0,4	
11	B5	02/12/10	23x23	28	27,1	7	13		0,4	
9	B5	03/12/10	23x23	28	27,0	7	11		0,4	
15	B5	03/12/10	23x23	28	28,6	2	8		0,4	
16	B5	03/12/10	23x23	28	28,5	3	8		0,4	
3	B5	06/12/10	23x23	28	27,0	8	12		0,4	
2	B5	07/12/10	23x23	28	26,1	7	8		0,4	
8	B5	08/12/10	23x23	28	27,1	5	9		0,4	
14	B5	08/12/10	23x23	28	27,5	7	10	DC	0,4	
7A	B5	09/12/10	23x23	28	27,6	6	9		0,4	Reforço
13	B5	09/12/10	23x23	28	27,7	8	9	DC	0,4	
1	B5	13/12/10	23x23	28	27,4	8	11		0,4	

Tabela 40 – Resumo de cravação do prédio B6 – Quadra N

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
23	B6	07/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
19	B6	14/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
20	B6	15/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
13	B6	15/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
13A	B6	16/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
31	B6	03/02/11	23x23	28	27,8	4	10		0,4	
32	B6	03/02/11	23x23	28	26,0	4	8		0,4	
33	B6	04/02/11	23x23	28	28,0	3	7		0,4	
34	B6	04/02/11	23x23	28	27,1	4	8		0,4	
1	B6	07/02/11	23x23	28	27,6	2	8		0,4	
7	B6	07/02/11	23x23	28	26,0	4	8		0,4	
15	B6	07/02/11	23x23	28	27,4	2	8		0,4	
23A	B6	07/02/11	23x23	28	26,0	4	9		0,4	Reforço
2	B6	08/02/11	23x23	28	27,0	3	8		0,4	
8	B6	08/02/11	23x23	28	26,4	5	8		0,4	
16	B6	08/02/11	23x23	28	26,3	2	9		0,4	
17	B6	08/02/11	23x23	28	27,3	3	8		0,4	
24	B6	08/02/11	23x23	28	27,0	2	9		0,4	
25	B6	08/02/11	23x23	28	27,4	2	8		0,4	
3	B6	10/02/11	23x23	28	27,8	4	8		0,4	
9	B6	10/02/11	23x23	28	27,6	4	7		0,4	
4	B6	11/02/11	23x23	28	26,5	5	10		0,4	
10	B6	11/02/11	23x23	28	27,9	4	9		0,4	
11	B6	11/02/11	23x23	28	27,2	2	11		0,4	
18	B6	11/02/11	23x23	28	27,7	3	9		0,4	
26	B6	11/02/11	23x23	28	27,0	5	9		0,4	
19A	B6	14/02/11	23x23	28	27,0	3	8		0,4	Reforço
27	B6	14/02/11	23x23	28	27,4	6	9		0,4	
5	B6	15/02/11	23x23	28	27,1	4	9		0,4	
6	B6	15/02/11	23x23	28	26,9	4	11		0,4	
12	B6	15/02/11	23x23	28	27,0	4	11		0,4	
20A	B6	15/02/11	23x23	28	26,0	5	10		0,4	Reforço
28	B6	15/02/11	23x23	28	27,7	4	9		0,4	
13B	B6	16/02/11	23x23	28	26,0	8	10		0,4	Reforço
21	B6	16/02/11	23x23	28	27,1	4	9		0,4	
29	B6	16/02/11	23x23	28	27,2	5	10		0,4	
30	B6	16/02/11	23x23	28	27,4	3	9		0,4	
14	B6	17/02/11	23x23	28	26,9	5	10		0,4	
22	B6	17/02/11	23x23	28	27,0	3	9		0,4	

Tabela 41 – Resumo de cravação do prédio B7 – Quadra N

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
24	B7	06/01/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
22	B7	21/12/10	23x23	28	27,2	5	10		0,4	
13	B7	22/12/10	23x23	28	27,9	7	11		0,4	
14	B7	22/12/10	23x23	28	27,5	7	9		0,4	
30	B7	22/12/10	23x23	28	28,0	4	10		0,4	
21	B7	23/12/10	23x23	28	27,0	7	12		0,4	
29	B7	23/12/10	23x23	28	27,2	5	9		0,4	
5	B7	28/12/10	23x23	28	26,7	4	8		0,4	
6	B7	28/12/10	23x23	28	26,6	4	12		0,4	
12	B7	28/12/10	23x23	28	26,6	5	10		0,4	
20	B7	28/12/10	23x23	28	26,8	6	11		0,4	
28	B7	28/12/10	23x23	28	26,8	7	14		0,4	
14	B7	29/12/10	23x23	28	26,7	5	15		0,4	
19	B7	29/12/10	23x23	28	26,2	8	12		0,4	
27	B7	29/12/10	23x23	28	26,5	5	9		0,4	
4	B7	30/12/10	23x23	28	26,0	6	10		0,4	
10	B7	30/12/10	23x23	28	25,9	6	11		0,4	
9	B7	05/01/11	23x23	28	26,6	4	11		0,4	
17	B7	05/01/11	23x23	28	26,5	4	9		0,4	
18	B7	05/01/11	23x23	28	26,5	4	9		0,4	
25	B7	05/01/11	23x23	28	25,9	5	8		0,4	
26	B7	05/01/11	23x23	28	26,1	5	10		0,4	
2	B7	06/01/11	23x23	28	28,5	4	11		0,4	
3	B7	06/01/11	23x23	28	27,7	4	9		0,4	
8	B7	06/01/11	23x23	28	28,2	3	11		0,4	
16	B7	06/01/11	23x23	28	27,9	3	12		0,4	
23	B7	07/01/11	23x23	28	26,5	6	13		0,4	
24A	B7	07/01/11	23x23	28	27,1	5	14		0,4	Reforço
1	B7	10/01/11	23x23	28	28,5	6	11		0,4	
7	B7	10/01/11	23x23	28	28,4	12	12		0,4	
15	B7	10/01/11	23x23	28	27,9	8	9		0,4	
31	B7	10/01/11	23x23	28	28,6	4	11		0,4	
22	B7	11/01/11	23x23	28	28,1	6	9		0,4	
32	B7	11/01/11	23x23	28	28,4	5	9		0,4	
33	B7	11/01/11	23x23	28	27,0	3	9		0,4	
34	B7	11/01/11	23x23	28	28,2	6	11		0,4	

Tabela 42 – Resumo de cravação do prédio B8 – Quadra N

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
16	B8	27/01/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
15	B8	28/01/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
27	B8	03/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
13	B8	13/01/11	23x23	28	32,0	X	X		0,4	Quebrada
19	B8	12/01/11	23x23	28	28,7	5	10		0,4	
20	B8	12/01/11	23x23	28	28,4	4	15		0,4	
21	B8	12/01/11	23x23	28	28,6	9	9		0,4	
10	B8	13/01/11	23x23	28	28,5	5	12		0,4	
11	B8	13/01/11	23x23	28	29,5	4	11		0,4	
12	B8	13/01/11	23x23	28	28,5	4	11		0,4	
13A	B8	13/01/11	23x23	28	29,4	4	14		0,4	Reforço
1	B8	14/01/11	23x23	28	27,0	4	11		0,4	
2	B8	14/01/11	23x23	28	27,2	4	11		0,4	
3	B8	14/01/11	23x23	28	27,1	4	14		0,4	
4	B8	17/01/11	23x23	28	28,5	2	12		0,4	
22	B8	17/01/11	23x23	28	28,2	3	10		0,4	
5	B8	24/01/11	23x23	28	27,6	5	10		0,4	
6	B8	24/01/11	23x23	28	27,7	6	8		0,4	
7	B8	25/01/11	23x23	28	27,9	6	11		0,4	
8	B8	25/01/11	23x23	28	27,8	7	9		0,4	
9	B8	25/01/11	23x23	28	26,8	6	11		0,4	
18	B8	25/01/11	23x23	28	27,3	3	9		0,4	
16A	B8	27/01/11	23x23	28	27,0	7	9		0,4	Reforço
17	B8	27/01/11	23x23	28	27,2	7	9		0,4	
14	B8	28/01/11	23x23	28	26,7	6	13		0,4	
15A	B8	28/01/11	23x23	28	28,0	3	11		0,4	Reforço
23	B8	28/01/11	23x23	28	29,4	7	7		0,4	
24	B8	28/01/11	23x23	28	28,2	2	12		0,4	
27A	B8	03/02/11	23x23	28	28,3	4	9		0,4	Reforço

Tabela 43 – Resumo de cravação do prédio B10 – Quadra N – Parte I

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
48	B10	21/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
48A	B10	21/02/11	23x23	28	30,0	X	X		0,4	Quebrada
59	B10	17/02/11	23x23	28	27,4	3	10		0,4	
70	B10	18/02/11	23x23	28	27,6	3	11		0,4	
7	B10	21/02/11	23x23	28	28,6	2	9		0,4	
18	B10	21/02/11	23x23	28	27,7	3	10		0,4	
29	B10	21/02/11	23x23	28	28,1	10	9		0,4	
48B	B10	21/02/11	23x23	28	27,4	6	9		0,4	Reforço
8	B10	25/02/11	23x23	28	29,1	2	10		0,4	
19	B10	25/02/11	23x23	28	27,5	3	10		0,4	
30	B10	25/02/11	23x23	28	27,7	3	10		0,4	
49	B10	25/02/11	23x23	28	28,1	2	10		0,4	
60	B10	04/03/11	23x23	28	27,4	3	10		0,4	
71	B10	04/03/11	23x23	28	27,2	3	9		0,4	
72	B10	09/03/11	23x23	28	27,7	4	10		0,4	

Tabela 44 – Resumo de cravação do prédio B10 – Quadra N – Parte II

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
81	B10	09/03/11	23x23	28	27,5	3	10		0,4	
85	B10	09/03/11	23x23	28	27,2	5	11		0,4	
3	B10	10/03/11	23x23	28	28,5	5	7		0,4	
9	B10	10/03/11	23x23	28	28,0	4	9		0,4	
20	B10	10/03/11	23x23	28	27,2	5	10		0,4	
31	B10	10/03/11	23x23	28	27,7	5	9		0,4	
40	B10	10/03/11	23x23	28	27,3	2	8		0,4	
41	B10	10/03/11	23x23	28	27,3	2	10		0,4	
50	B10	10/03/11	23x23	28	27,6	5	9		0,4	
61	B10	10/03/11	23x23	28	27,6	5	10		0,4	
1	B10	11/03/11	23x23	28	28,0	3	8		0,4	
4	B10	11/03/11	23x23	28	28,0	2	9		0,4	
10	B10	11/03/11	23x23	28	27,8	5	10		0,4	
21	B10	22/03/11	23x23	28	28,1	5	10	DC	0,4	
32	B10	22/03/11	23x23	28	27,0	2	11		0,4	
42	B10	23/03/11	23x23	28	29,0	5	11	DC	0,4	
51	B10	23/03/11	23x23	28	28,5	7	11	DC	0,4	
62	B10	23/03/11	23x23	28	28,0	7	10	DC	0,4	
73	B10	24/03/11	23x23	28	27,5	5	14	DC	0,4	
74	B10	24/03/11	23x23	28	27,3	3	11	DC	0,4	
82	B10	24/03/11	23x23	28	28,6	5	10	DC	0,4	
33	B10	25/03/11	23x23	28	27,4	13	11	DC	0,4	
43	B10	25/03/11	23x23	28	28,6	6	10	DC	0,4	
52	B10	25/03/11	23x23	28	27,8	4	11	DC	0,4	
63	B10	25/03/11	23x23	28	27,7	5	11	DC	0,4	
11	B10	28/03/11	23x23	28	28,2	2	8	DC	0,4	
12	B10	28/03/11	23x23	28	28,2	5	8	DC	0,4	
22	B10	28/03/11	23x23	28	27,5	2	9	DC	0,4	
23	B10	28/03/11	23x23	28	26,5	10	9	DC	0,4	
88	B10	28/03/11	23x23	28	27,3	3	9	DC	0,4	
34	B10	30/03/11	23x23	28	27,3	3	10	DC	0,4	
53	B10	30/03/11	23x23	28	28,4	5	8		0,4	
64	B10	31/03/11	23x23	28	28,4	7	8	DC	0,4	
65	B10	31/03/11	23x23	28	28,6	7	8	DC	0,4	
75	B10	31/03/11	23x23	28	28,4	3	8	DC	0,4	
76	B10	31/03/11	23x23	28	26,9	2	8	DC	0,4	
87	B10	31/03/11	23x23	28	28,6	5	8	DC	0,4	
35	B10	01/04/11	23x23	28	26,5	8	10		0,4	
54	B10	01/04/11	23x23	28	28,0	7	9	DC	0,4	
2	B10	06/04/11	23x23	28	28,4	6	8	DC	0,4	
5	B10	06/04/11	23x23	28	28,2	2	9	DC	0,4	
13	B10	06/04/11	23x23	28	27,7	5	9	DC	0,4	
14	B10	06/04/11	23x23	28	26,4	4	9	DC	0,4	
24	B10	06/04/11	23x23	28	27,7	3	7	DC	0,4	
25	B10	06/04/11	23x23	28	27,2	2	10	DC	0,4	
36	B10	07/04/11	23x23	28	28,2	2	9	DC	0,4	
44	B10	07/04/11	23x23	28	28,0	2	10	DC	0,4	
45	B10	07/04/11	23x23	28	28,2	2	8	DC	0,4	
55	B10	07/04/11	23x23	28	28,2	3	8	DC	0,4	

Tabela 45 – Resumo de cravação do prédio B10 – Quadra N – Parte III

Pilar Estaca	Prédio	Data (DD/MM/AA)	Seção	Martelo (kN)	Lcravado (m)	Nega (mm)	Repique (mm)	DC	Altura de Queda (m)	Observação
66	B10	07/04/11	23x23	28	27,4	3	7	DC	0,4	
77	B10	07/04/11	23x23	28	26,1	2	8	DC	0,4	
78	B10	08/04/11	23x23	28	26,4	3	7	DC	0,4	
83	B10	08/04/11	23x23	28	28,3	4	8	DC	0,4	
84	B10	08/04/11	23x23	28	26,2	3	8	DC	0,4	
86	B10	08/04/11	23x23	28	25,5	2	9	DC	0,4	
26	B10	11/04/11	23x23	28	28,1	2	11	DC	0,4	
37	B10	11/04/11	23x23	28	26,2	2	12	DC	0,4	
46	B10	11/04/11	23x23	28	26,0	5	7	DC	0,4	
56	B10	11/04/11	23x23	28	28,5	2	8	DC	0,4	
67	B10	11/04/11	23x23	28	27,1	2	10	DC	0,4	
6	B10	12/04/11	23x23	28	26,4	2	9	DC	0,4	
15	B10	12/04/11	23x23	28	26,4	3	11	DC	0,4	
16	B10	12/04/11	23x23	28	25,6	4	10	DC	0,4	
17	B10	12/04/11	23x23	28	27,9	5	9	DC	0,4	
27	B10	12/04/11	23x23	28	26,3	2	8	DC	0,4	
28	B10	12/04/11	23x23	28	26,8	2	9	DC	0,4	
38	B10	13/04/11	23x23	28	26,7	2	14	DC	0,4	
39	B10	13/04/11	23x23	28	26,8	2	12	DC	0,4	
47	B10	13/04/11	23x23	28	26,9	2	10	DC	0,4	
57	B10	13/04/11	23x23	28	25,0	2	13	DC	0,4	
58	B10	13/04/11	23x23	28	27,0	2	10	DC	0,4	
68	B10	14/04/11	23x23	28	28,1	5	11	DC	0,4	
69	B10	14/04/11	23x23	28	26,8	2	12	DC	0,4	
79	B10	14/04/11	23x23	28	26,0	2	10	DC	0,4	
80	B10	14/04/11	23x23	28	26,9	2	12	DC	0,4	

ANEXO D – ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO (ECD) – QUADRA N

As figuras de 81 a 94 mostram o resumo das análises CAPWAP referente aos 14 ensaios de carregamento dinâmico (ECD), realizados na Quadra N.

FM Rodrigues / Gomes Lourenço - Bolsão IX; Pile: E02 - N1 - QuTest: 04-Nov-2010 09:06: Martelo 2800; Blow: 3 Estacas Benaton Ltda.									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 106.4; along Shaft 96.2; at Toe 10.2 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				106.4					
1	3.0	1.6	1.4	105.0	1.4	0.86	0.94	0.728	1.895
2	5.0	3.6	1.5	103.5	2.9	0.77	0.83	0.728	1.895
3	7.0	5.6	4.1	99.4	7.0	2.04	2.22	0.728	1.895
4	9.0	7.6	6.1	93.3	13.1	3.07	3.33	0.728	1.895
5	11.0	9.6	15.3	78.0	28.4	7.66	8.32	0.728	1.895
6	13.0	11.6	17.2	60.8	45.6	8.59	9.33	0.728	1.895
7	15.0	13.6	15.6	45.2	61.2	7.79	8.46	0.728	1.895
8	17.0	15.6	10.7	34.5	71.9	5.37	5.83	0.728	1.895
9	19.0	17.6	4.6	29.9	76.5	2.29	2.48	0.728	1.895
10	21.0	19.6	3.0	27.0	79.5	1.49	1.62	0.728	1.895
11	23.0	21.6	3.0	24.0	82.4	1.49	1.62	0.728	1.895
12	25.0	23.6	2.0	22.0	84.4	1.00	1.08	0.728	1.895
13	27.0	25.6	5.0	17.0	89.4	2.48	2.70	0.728	1.595
14	29.0	27.6	6.8	10.2	96.2	3.41	3.70	0.728	1.284
Avg. Shaft			6.9			3.49	3.79	0.728	1.836
Toe			10.2				193.20	1.441	2.445

Figura 81 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E2 – N1 – Quadra N

FM Rodrigues / Gomes Lourenço - Bolsão IX; Pile: E04 - N1 - QuTest: 04-Nov-2010 08:21: Martelo 2800; Blow: 3 Estacas Benaton Ltda.									
CAPWAP (R) 2006-3 OP: Marcel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 102.7; along Shaft 97.7; at Toe 5.0 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				102.7					
1	3.0	1.6	3.4	99.4	3.4	2.07	2.25	0.669	3.474
2	5.0	3.6	5.5	93.9	8.8	2.72	2.95	0.669	3.475
3	7.0	5.6	7.8	86.1	16.6	3.88	4.22	0.669	3.475
4	9.1	7.7	9.6	76.6	26.2	4.74	5.15	0.669	3.475
5	11.1	9.7	10.6	66.0	36.8	5.26	5.72	0.669	3.475
6	13.1	11.7	10.0	56.0	46.8	4.97	5.40	0.669	3.475
7	15.1	13.7	7.7	48.3	54.4	3.81	4.14	0.669	3.475
8	17.1	15.7	4.9	43.4	59.4	2.44	2.66	0.669	3.475
9	19.1	17.7	3.3	40.1	62.6	1.61	1.75	0.669	2.945
10	21.1	19.7	4.5	35.6	67.1	2.23	2.43	0.669	2.461
11	23.2	21.8	6.5	29.1	73.6	3.23	3.51	0.669	2.079
12	25.2	23.8	7.3	21.8	81.0	3.65	3.97	0.669	1.716
13	27.2	25.8	7.9	13.8	88.9	3.93	4.27	0.669	1.427
14	29.2	27.8	8.8	5.0	97.7	4.38	4.77	0.669	1.243
Avg. Shaft			7.0			3.52	3.82	0.669	2.818
Toe			5.0				94.90	1.420	1.022

Figura 82 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E4 – N1 – Quadra N

FM Rodrigues/Gomes - Bolsão IX; Pile: E4 - N8 - Quadra N Martelo 2800; Blow: 3 Estacas Benaton Ltda.									
Test: 19-Jan-2011 09:06: CAPWAP (R) 2006-3 OP: Marcel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 105.1; along Shaft 65.3; at Toe 39.8 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				105.1					
1	4.0	2.5	0.0	105.1	0.0	0.00	0.00	0.000	0.000
2	6.0	4.5	0.5	104.6	0.5	0.27	0.29	1.154	1.154
3	8.0	6.5	2.0	102.6	2.5	0.99	1.08	1.154	1.154
4	10.0	8.5	2.9	99.8	5.4	1.42	1.55	1.154	1.154
5	12.0	10.5	3.5	96.3	8.9	1.75	1.91	1.154	1.154
6	14.0	12.5	4.5	91.8	13.4	2.25	2.45	1.154	1.154
7	16.0	14.5	5.5	86.3	18.8	2.74	2.97	1.154	1.154
8	18.0	16.5	5.8	80.5	24.6	2.89	3.14	1.154	1.154
9	20.0	18.5	5.3	75.2	29.9	2.65	2.88	1.154	1.154
10	22.0	20.5	6.3	68.9	36.3	3.17	3.44	1.154	1.154
11	24.0	22.5	7.5	61.4	43.7	3.73	4.05	1.154	1.154
12	26.0	24.5	7.3	54.1	51.0	3.65	3.97	1.154	1.154
13	28.0	26.5	7.3	46.8	58.3	3.65	3.97	1.154	1.154
14	30.0	28.5	7.0	39.8	65.3	3.50	3.80	1.154	1.154
Avg. Shaft			4.7			2.29	2.49	1.154	
Toe			39.8				752.55	1.123	
Soil Model Parameters/Extensions						Shaft	Toe		
Quake (mm)					5.019	5.048			

Figura 83 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E4 – N8 – Quadra N

FM Rodrigues/Gomes - Bolsão IX; Pile: E13A - N8 - Quadra N Test: 19-Jan-2011 09:44:									
Martelo 2800; Blow: 3 CAPWAP (R) 2006-3									
Estacas Benaton Ltda. OP: Marcel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 137.0; along Shaft 104.0; at Toe 33.0 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				137.0					
1	2.0	0.9	0.0	137.0	0.0	0.00	0.00	0.000	4.344
2	4.1	3.0	0.3	136.7	0.3	0.16	0.17	0.863	4.344
3	6.1	5.0	0.0	136.7	0.3	0.00	0.00	0.000	4.344
4	8.1	7.0	9.1	127.6	9.4	4.47	4.86	0.863	4.344
5	10.2	9.1	13.6	114.0	23.0	6.68	7.26	0.863	4.344
6	12.2	11.1	14.7	99.3	37.7	7.24	7.87	0.863	4.344
7	14.2	13.1	13.0	86.3	50.7	6.39	6.94	0.863	4.344
8	16.3	15.2	10.9	75.4	61.6	5.35	5.82	0.863	4.344
9	18.3	17.2	8.7	66.7	70.3	4.27	4.64	0.863	3.915
10	20.3	19.2	8.1	58.7	78.3	3.97	4.32	0.863	3.485
11	22.4	21.3	6.3	52.4	84.6	3.09	3.36	0.863	3.048
12	24.4	23.3	5.8	46.6	90.4	2.83	3.08	0.863	2.560
13	26.4	25.3	5.4	41.2	95.8	2.66	2.89	0.863	2.068
14	28.5	27.4	4.6	36.7	100.3	2.24	2.44	0.863	1.556
15	30.5	29.4	3.7	33.0	104.0	1.80	1.96	0.863	1.059
Avg. Shaft			6.9			3.54	3.85	0.863	3.708
Toe			33.0				623.82	1.224	1.962

Figura 84 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E13A – N8 – Quadra N

FM Rodrigues/Gomes - Bolsão IX; Pile: E22 - N8 - Quadra N Test: 19-Jan-2011 10:20:									
Martelo 2800; Blow: 4 CAPWAP (R) 2006-3									
Estacas Benaton Ltda. OP: Marcel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 133.1; along Shaft 109.1; at Toe 24.1 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				133.1					
1	3.0	1.8	0.0	133.1	0.0	0.00	0.00	0.000	4.328
2	5.1	3.9	0.0	133.1	0.0	0.00	0.00	0.000	4.328
3	7.1	5.9	12.3	120.8	12.3	6.09	6.62	0.720	4.328
4	9.1	7.9	14.4	106.5	26.7	7.11	7.72	0.720	4.328
5	11.1	9.9	12.3	94.2	39.0	6.09	6.62	0.720	4.328
6	13.1	11.9	10.3	83.9	49.2	5.08	5.52	0.720	4.328
7	15.2	14.0	11.3	72.6	60.5	5.58	6.07	0.720	3.975
8	17.2	16.0	11.3	61.3	71.8	5.58	6.07	0.720	3.577
9	19.2	18.0	8.6	52.8	80.4	4.24	4.60	0.720	3.438
10	21.2	20.0	6.2	46.6	86.5	3.04	3.31	0.720	3.243
11	23.2	22.0	6.2	40.5	92.7	3.04	3.31	0.720	2.903
12	25.3	24.1	6.2	34.3	98.8	3.04	3.31	0.720	2.344
13	27.3	26.1	5.1	29.2	103.9	2.54	2.76	0.720	1.707
14	29.3	28.1	5.1	24.1	109.1	2.54	2.76	0.720	0.889
Avg. Shaft			7.8			3.88	4.22	0.720	3.606
Toe			24.1				454.97	1.297	2.098

Figura 85 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E22 – N8 – Quadra N

Fm Rodrigues/Gomes Lourenço - Bolsão IX; Pile: E1 - Quadra N5 Test: 20-Dec-2010 09:23:
 Martelo 2800; Blow: 3 CAPWAP (R) 2006-3
 Estacas Benaton Ltda. OP: Marcel

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 130.1; along Shaft 101.1; at Toe 29.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				130.1					
1	3.0	1.5	0.0	130.1	0.0	0.00	0.00	0.000	2.774
2	5.0	3.5	1.0	129.1	1.0	0.50	0.54	0.960	2.774
3	7.0	5.5	6.1	122.9	7.1	3.06	3.33	0.960	2.774
4	9.0	7.5	6.0	116.9	13.1	3.00	3.26	0.960	2.774
5	11.0	9.5	11.1	105.8	24.3	5.57	6.05	0.960	2.520
6	13.0	11.5	12.4	93.5	36.6	6.17	6.71	0.960	2.333
7	15.0	13.5	11.7	81.8	48.3	5.83	6.34	0.960	2.314
8	17.0	15.5	9.0	72.8	57.3	4.50	4.89	0.960	2.286
9	19.0	17.5	5.8	67.0	63.1	2.89	3.15	0.960	2.044
10	21.0	19.5	6.0	61.0	69.1	3.00	3.26	0.960	1.716
11	23.0	21.5	7.0	54.0	76.1	3.50	3.80	0.960	1.327
12	25.0	23.5	8.0	46.0	84.1	4.00	4.35	0.960	0.965
13	27.0	25.5	8.0	38.0	92.1	4.00	4.35	0.960	0.632
14	29.0	27.5	9.0	29.0	101.1	4.50	4.89	0.960	0.275
Avg. Shaft			7.2			3.67	3.99	0.960	1.855
Toe			29.0				548.21	1.221	1.616

Figura 86 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E1 – N5 – Quadra N

Fm Rodrigues/Gomes Lourenço - Bolsão IX; Pile: E13 - Quadra N5 Test: 20-Dec-2010 10:02:
 Martelo 2800; Blow: 3 CAPWAP (R) 2006-3
 Estacas Benaton Ltda. OP: Marcel

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 115.9; along Shaft 82.9; at Toe 33.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				115.9					
1	3.0	1.6	1.1	114.9	1.1	0.66	0.71	1.187	5.605
2	5.0	3.6	2.6	112.3	3.6	1.29	1.40	1.187	5.606
3	7.0	5.6	4.5	107.8	8.2	2.27	2.46	1.187	5.606
4	9.0	7.6	6.1	101.6	14.3	3.07	3.34	1.187	5.606
5	11.0	9.6	7.5	94.2	21.8	3.73	4.05	1.187	5.606
6	13.0	11.6	8.3	85.9	30.0	4.14	4.51	1.187	5.606
7	15.0	13.6	8.2	77.7	38.3	4.11	4.46	1.187	5.606
8	17.0	15.6	7.2	70.5	45.4	3.59	3.90	1.187	5.549
9	19.0	17.6	6.0	64.5	51.5	3.02	3.29	1.187	4.835
10	21.0	19.6	5.4	59.0	56.9	2.72	2.96	1.187	4.193
11	23.0	21.6	5.2	53.9	62.1	2.58	2.80	1.187	3.566
12	25.0	23.6	4.9	49.0	66.9	2.44	2.65	1.187	2.975
13	27.0	25.6	7.0	42.0	73.9	3.50	3.80	1.187	2.403
14	29.0	27.6	9.0	33.0	82.9	4.50	4.89	1.187	1.877
Avg. Shaft			5.9			3.00	3.27	1.187	4.496
Toe			33.0				623.82	1.071	1.927

Figura 87 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E13 – N5 – Quadra N

FM Rodrigues/Gomes - Bolsão IX; Pile: E18 - N8 - Quadra N									
Test: 26-Jan-2011 08:30:								CAPWAP (R) 2006-3	
Martelo 2800; Blow: 3									
Estacas Benaton Ltda.									
OP: Marcel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 122.1; along Shaft 82.1; at Toe 40.0 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				122.1					
1	2.0	0.9	0.0	122.1	0.0	0.00	0.00	0.000	6.148
2	4.1	3.0	0.0	122.1	0.0	0.00	0.00	0.000	3.905
3	6.1	5.0	1.0	121.1	1.0	0.49	0.54	1.074	3.905
4	8.1	7.0	9.0	112.1	10.0	4.44	4.82	1.074	3.905
5	10.1	9.0	9.7	102.4	19.7	4.78	5.20	1.074	3.905
6	12.2	11.1	9.8	92.6	29.5	4.83	5.25	1.074	3.905
7	14.2	13.1	9.5	83.0	39.0	4.70	5.11	1.074	3.905
8	16.2	15.1	9.6	73.4	48.6	4.74	5.15	1.074	3.905
9	18.3	17.2	9.6	63.8	58.3	4.75	5.16	1.074	3.905
10	20.3	19.2	7.9	55.9	66.1	3.87	4.21	1.074	3.835
11	22.3	21.2	3.9	52.0	70.1	1.94	2.11	1.074	3.684
12	24.3	23.2	4.0	48.0	74.1	1.97	2.14	1.074	3.493
13	26.4	25.3	4.0	44.0	78.1	1.97	2.14	1.074	2.960
14	28.4	27.3	4.0	40.0	82.1	1.97	2.14	1.074	2.276
Avg. Shaft			5.9			3.01	3.27	1.074	3.742
Toe			40.0				756.15	1.021	3.282

Figura 88 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E18 – N8 – Quadra N

FM Rodrigues/Gomes - Bolsão IX; Pile: E41 - N10 - Quadra N									
Test: 23-Mar-2011 14:29:								CAPWAP (R) 2006-3	
Martelo 2800; Blow: 5									
Estacas Benaton Ltda.									
OP: Daniel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 94.5; along Shaft 76.9; at Toe 17.6 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				94.5					
1	2.0	0.8	0.0	94.5	0.0	0.00	0.00	0.000	1.372
2	4.1	2.9	0.2	94.3	0.2	0.10	0.11	1.350	1.373
3	6.1	4.9	0.2	94.1	0.4	0.10	0.11	1.350	1.373
4	8.1	6.9	4.9	89.2	5.3	2.43	2.64	1.350	1.373
5	10.2	9.0	10.9	78.3	16.2	5.34	5.80	1.350	1.373
6	12.2	11.0	10.9	67.4	27.1	5.34	5.80	1.350	1.373
7	14.2	13.0	10.9	56.5	37.9	5.34	5.80	1.350	1.373
8	16.3	15.1	8.9	47.6	46.8	4.37	4.75	1.350	1.373
9	18.3	17.1	5.0	42.6	51.9	2.46	2.68	1.350	1.373
10	20.4	19.2	5.0	37.6	56.9	2.46	2.68	1.350	1.284
11	22.4	21.2	5.0	32.6	61.9	2.46	2.68	1.350	0.933
12	24.4	23.2	5.0	27.6	66.9	2.46	2.68	1.350	0.792
13	26.5	25.3	5.0	22.6	71.9	2.46	2.68	1.350	0.792
14	28.5	27.3	5.0	17.6	76.9	2.46	2.68	1.350	0.792
Avg. Shaft			5.5			2.82	3.06	1.350	1.225
Toe			17.6				332.33	1.374	1.338

Figura 89 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E41 – N10 – Quadra N

FM Rodrigues/Gomes - Bolsão IX; Pile: E50 - N10 - Quadra N Test: 23-Mar-2011 14:00:									
Martelo 2800; Blow: 5 CAPWAP (R) 2006-3									
Estacas Benaton Ltda. OP: Daniel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 103.0; along Shaft 82.4; at Toe 20.6 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				103.0					
1	2.1	0.9	0.0	103.0	0.0	0.00	0.00	0.000	1.525
2	4.1	2.9	2.5	100.5	2.5	1.23	1.34	1.148	1.525
3	6.2	5.0	4.7	95.8	7.2	2.27	2.47	1.148	1.525
4	8.2	7.0	8.1	87.7	15.3	3.95	4.29	1.148	1.525
5	10.3	9.1	10.6	77.1	25.9	5.15	5.60	1.148	1.525
6	12.3	11.1	10.6	66.5	36.5	5.15	5.60	1.148	1.525
7	14.4	13.2	10.6	55.9	47.1	5.15	5.60	1.148	1.525
8	16.5	15.3	9.0	46.9	56.1	4.39	4.78	1.148	1.525
9	18.5	17.3	6.7	40.1	62.9	3.27	3.55	1.148	1.525
10	20.6	19.4	4.6	35.5	67.5	2.24	2.44	1.148	1.525
11	22.6	21.4	3.7	31.8	71.2	1.82	1.98	1.148	1.525
12	24.7	23.5	3.7	28.0	75.0	1.82	1.98	1.148	1.181
13	26.7	25.5	3.7	24.3	78.7	1.82	1.98	1.148	1.000
14	28.8	27.6	3.7	20.6	82.4	1.82	1.98	1.148	0.531
Avg. Shaft			5.9			2.99	3.25	1.148	1.440
Toe			20.6				388.85	1.313	1.153

Figura 90 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E50 – N10 – Quadra N

FM Rodrigues/Gomes - Bolsão IX; Pile: E88 - N10 Test: 30-Mar-2011 09:42:									
Martelo 2800; Blow: 5 CAPWAP (R) 2006-3									
Estacas Benaton Ltda. OP: Daniel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 93.0; along Shaft 72.0; at Toe 21.0 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				93.0					
1	2.0	1.0	0.0	93.0	0.0	0.00	0.00	0.000	2.431
2	4.0	3.0	0.0	93.0	0.0	0.00	0.00	0.000	2.413
3	6.1	5.1	0.0	93.0	0.0	0.00	0.00	0.000	2.413
4	8.1	7.1	3.0	90.0	3.0	1.48	1.61	1.007	2.413
5	10.1	9.1	6.0	84.0	9.0	2.97	3.23	1.007	2.413
6	12.1	11.1	6.0	78.0	15.0	2.97	3.23	1.007	2.413
7	14.2	13.2	9.0	69.0	24.0	4.45	4.84	1.007	2.413
8	16.2	15.2	9.0	60.0	33.0	4.45	4.84	1.007	2.413
9	18.2	17.2	9.0	51.0	42.0	4.45	4.84	1.007	2.413
10	20.2	19.2	8.0	43.0	50.0	3.96	4.30	1.007	2.413
11	22.2	21.2	7.0	36.0	57.0	3.46	3.76	1.007	2.413
12	24.3	23.3	5.0	31.0	62.0	2.47	2.69	1.007	2.413
13	26.3	25.3	5.0	26.0	67.0	2.47	2.69	1.007	2.413
14	28.3	27.3	5.0	21.0	72.0	2.47	2.69	1.007	2.413
Avg. Shaft			5.1			2.64	2.87	1.007	2.413
Toe			21.0				396.98	1.375	4.363

Figura 91 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E88 – N10 – Quadra N

FM Rodrigues/ Gomes - Bolsão IX; Pile: E17 - N6 - Quadra N Test: 10-Feb-2011 15:37:									
Martelo 2800; Blow: 2 CAPWAP (R) 2006-3									
Estacas Benaton Ltda. OP: Daniel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 125.9; along Shaft 94.9; at Toe 31.0 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				125.9					
1	3.0	1.3	0.4	125.5	0.4	0.31	0.33	1.280	3.739
2	5.0	3.3	2.1	123.4	2.6	1.08	1.17	1.280	3.745
3	7.0	5.3	6.6	116.8	9.1	3.29	3.58	1.280	3.745
4	9.0	7.3	10.4	106.4	19.5	5.20	5.65	1.280	3.745
5	11.0	9.3	11.5	94.8	31.1	5.77	6.27	1.280	3.745
6	13.0	11.3	10.7	84.1	41.8	5.35	5.81	1.280	3.745
7	15.0	13.3	9.0	75.2	50.7	4.49	4.88	1.280	3.745
8	17.0	15.3	7.3	67.8	58.1	3.66	3.98	1.280	3.611
9	19.0	17.3	6.2	61.7	64.2	3.08	3.35	1.280	3.311
10	21.0	19.3	5.9	55.8	70.1	2.95	3.21	1.280	2.709
11	23.0	21.3	6.1	49.7	76.2	3.03	3.30	1.280	2.224
12	25.0	23.3	6.2	43.5	82.4	3.08	3.35	1.280	1.726
13	27.0	25.3	6.3	37.3	88.6	3.13	3.40	1.280	1.179
14	29.0	27.3	6.3	31.0	94.9	3.15	3.43	1.280	0.591
Avg. Shaft			6.8			3.48	3.78	1.280	3.035
Toe			31.0				585.45	0.405	2.327

Figura 92 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E17 – N6 – Quadra N

FM Rodrigues / Gomes - Bolsão IX; Pile: E25 - N6 - Quadra N Test: 10-Feb-2011 16:10:									
Martelo 2800; Blow: 3 CAPWAP (R) 2006-3									
Estacas Benaton Ltda. OP: Daniel									
CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity: 108.8; along Shaft 78.8; at Toe 30.1 tons									
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				108.8					
1	2.0	0.8	1.1	107.7	1.1	1.47	1.59	0.827	3.488
2	4.1	2.8	3.0	104.7	4.1	1.46	1.59	0.827	3.488
3	6.2	4.9	5.8	98.9	9.9	2.83	3.08	0.827	3.488
4	8.2	6.9	7.4	91.5	17.3	3.62	3.94	0.827	3.488
5	10.3	9.0	6.9	84.6	24.3	3.39	3.68	0.827	3.488
6	12.3	11.0	5.8	78.8	30.0	2.80	3.05	0.827	3.488
7	14.4	13.1	5.3	73.5	35.3	2.57	2.79	0.827	3.488
8	16.4	15.1	5.1	68.4	40.4	2.51	2.73	0.827	3.488
9	18.5	17.2	4.8	63.6	45.2	2.34	2.54	0.827	3.488
10	20.5	19.2	4.8	58.8	50.1	2.37	2.57	0.827	3.488
11	22.5	21.2	5.9	52.9	55.9	2.86	3.11	0.827	3.488
12	24.6	23.3	7.1	45.8	63.0	3.44	3.74	0.827	3.488
13	26.6	25.3	7.8	38.0	70.8	3.82	4.16	0.827	3.488
14	28.7	27.4	7.9	30.1	78.8	3.87	4.20	0.827	3.013
Avg. Shaft			5.6			2.87	3.12	0.827	3.440
Toe			30.1				568.43	0.766	3.007

Figura 93– Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E25 – N6 – Quadra N

FM Rodrigues / Gomes Lourenço - Bolsao IX; Pile: E7A Lote 5 -Test: 10-Dec-2010 10:26:
 Martelo 2800; Blow: 2 CAPWAP (R) 2006-3
 Estacas Benaton Ltda. OP: Marcel

CAPWAP SUMMARY RESULTS									
Total CAPWAP Capacity:			110.3; along Shaft		86.1; at Toe		24.2 tons		
Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				110.3					
1	3.1	2.9	2.0	108.2	2.0	0.71	0.77	0.793	2.299
2	5.1	4.9	3.1	105.1	5.2	1.52	1.66	0.793	2.299
3	7.2	7.0	5.3	99.8	10.5	2.56	2.79	0.793	2.299
4	9.3	9.1	7.6	92.2	18.0	3.68	4.00	0.793	2.299
5	11.3	11.1	8.5	83.7	26.6	4.14	4.50	0.793	2.299
6	13.4	13.2	8.2	75.5	34.8	3.98	4.33	0.793	2.299
7	15.4	15.2	8.0	67.6	42.7	3.87	4.20	0.793	2.299
8	17.5	17.3	8.2	59.4	50.9	3.98	4.32	0.793	2.299
9	19.6	19.4	8.2	51.2	59.1	3.98	4.33	0.793	2.299
10	21.6	21.4	7.4	43.7	66.6	3.61	3.93	0.793	2.299
11	23.7	23.5	6.5	37.2	73.1	3.17	3.44	0.793	2.299
12	25.7	25.5	6.5	30.7	79.6	3.17	3.44	0.793	2.064
13	27.8	27.6	6.5	24.2	86.1	3.15	3.42	0.793	1.744
Avg. Shaft			6.6			3.12	3.39	0.793	2.239
Toe			24.2				457.66	1.313	3.035

Figura 94 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD) – E7A – N5 – Quadra N

ANEXO E – MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS – QUADRAS I E N

As figuras de 95 a 99 mostram o memorial de cálculo dos métodos semi-empíricos referente as 5 sondagens analisadas na obra das quadras I e N.

Previsão de Capacidade de Carga																
Obra		CDHU - Bolsão IX														
Cliente		Consórcio - FM Rodrigues / Gomes Lourenço														
Local		Cubatão - SP														
Sondagem		SP-919														
Tipo de Seção Transversal:		Quadrada (Circular ou Quadrada) Maciça (Maciça ou Vazada)														
Tipo de Estaca		C (C=Cravada, E=Escavada, L=com Lama, H=Hélice, R=Raiz)														
L =		23,0 cm														
N _k =		60 tf														
Material		Concreto														
A _s =		529 cm ²														
U =		92 cm														
NADOTADO =		40 tf														
FS		2 (NBR 6122)														
FS _{FRONTA} =		4,0 (D & Q)														
FS _{LATERAL} =		1,3 (D & Q)														
Σ NSPT	Descrição	Solo	Prof. (m)	N _{SPT}	Décourt & Quaresma (1982)				Aoki & Velloso (1985)				Teixeira (1996)			
					PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)
0	argila siltosa	320	1	0	1,9	1,4	1,6	1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3	0,0	0,1	0,1
1	areia argilosa	130	2	1	6,3	2,8	4,6	3,7	2,5	0,5	1,5	1,0	0,5	0,3	0,4	0,3
1	argila silto-arenosa	321	3	0	1,9	4,1	3,0	3,7	0,0	0,5	0,2	0,4	0,2	0,3	0,3	0,3
1	argila silto-arenosa	321	4	0	1,9	5,5	3,7	4,7	0,0	0,5	0,2	0,4	0,0	0,3	0,1	0,2
1	argila silto-arenosa	321	5	0	1,9	6,9	4,4	5,8	0,0	0,5	0,2	0,4	0,0	0,3	0,1	0,2
1	argila silto-arenosa	321	6	0	1,9	8,3	5,1	6,8	0,0	0,5	0,2	0,4	0,0	0,3	0,1	0,2
1	argila silto-arenosa	321	7	0	1,9	9,7	5,8	7,9	0,0	0,5	0,2	0,4	0,5	0,3	0,4	0,3
3	argila areno-siltosa	312	8	2	1,9	11,0	6,5	9,0	2,5	0,9	1,7	1,3	1,1	0,8	1,0	0,9
5	argila areno-siltosa	312	9	2	3,0	12,4	7,7	10,3	2,5	1,4	1,9	1,7	3,4	1,4	2,4	1,9
13	areia siltosa	120	10	8	14,8	15,0	14,9	15,2	26,3	4,8	15,6	10,3	12,7	3,6	8,1	5,9
23	areia siltosa	120	11	10	21,2	17,9	19,6	19,1	32,9	9,1	21,0	15,2	19,0	6,3	12,7	9,6
35	areia siltosa	120	12	12	19,0	21,4	20,2	21,2	39,4	14,2	26,8	20,8	17,1	9,7	13,4	11,7
40	areia siltosa	120	13	5	19,0	23,2	21,1	22,6	16,4	16,4	16,4	16,7	17,1	11,0	14,1	12,8
50	areia siltosa	120	14	10	38,8	26,2	32,5	29,9	32,9	20,7	26,8	24,1	34,9	13,8	24,4	19,3
90	areia silto-argilosa	123	15	40	52,2	36,1	44,2	40,8	115,0	38,7	76,9	58,5	43,1	24,8	34,0	29,9
114	areia silto-argilosa	123	16	24	47,3	42,3	44,8	44,4	69,0	49,5	59,3	38,4	31,5	34,9	33,8	
116	argila siltosa	320	17	2	6,3	43,7	25,0	35,2	1,8	50,0	25,9	38,9	5,2	32,0	18,6	25,9
117	argila siltosa	320	18	1	1,9	45,1	23,5	35,2	0,9	50,2	25,5	38,8	0,8	32,3	16,5	25,0
118	argila siltosa	320	19	1	1,9	46,5	24,2	36,2	0,9	50,4	25,7	39,0	0,8	32,6	16,7	25,2
120	argila siltosa	320	20	2	1,9	47,8	24,9	37,3	1,8	50,9	26,4	39,6	1,0	33,1	17,0	25,7
122	argila siltosa	320	21	2	1,9	49,2	25,6	38,3	1,8	51,4	26,6	40,0	1,4	33,7	17,5	26,2
125	argila siltosa	320	22	3	1,9	50,6	26,3	39,4	2,7	52,1	27,4	40,7	1,6	34,5	18,0	26,9
128	argila siltosa	320	23	3	1,9	52,0	26,9	40,5	2,7	52,8	27,8	41,3	1,6	35,3	18,4	27,6
130	argila siltosa	320	24	2	3,8	53,4	28,6	42,0	1,8	53,3	27,5	41,4	3,3	35,9	19,6	28,4
142	areia silto-argilosa	123	25	12	17,6	56,8	37,2	48,1	34,5	58,7	46,6	53,8	14,0	39,2	26,6	33,6
152	areia silto-argilosa	123	26	10	24,7	59,8	42,2	52,2	28,8	63,2	46,0	55,8	20,4	42,0	31,2	37,4
165	areia silto-argilosa	123	27	13	23,3	63,5	43,4	54,6	37,4	69,0	53,2	62,4	19,2	45,5	32,4	39,8
175	areia siltosa	120	28	10	26,1	66,5	46,3	57,7	32,9	73,3	53,1	64,6	23,5	48,3	35,9	43,0
189	areia siltosa	120	29	14	24,7	70,4	47,5	60,3	46,0	79,3	62,7	72,5	22,2	52,2	37,2	45,7
200	areia siltosa	120	30	11	24,0	73,6	48,8	62,6	36,2	84,0	60,1	73,7	21,6	55,2	38,4	47,9
209	areia siltosa	120	31	9	16,2	76,4	46,3	62,8	29,6	87,9	58,7	75,0	19,0	57,7	38,4	49,1

Figura 95 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-919.

Previsão de Capacidade de Carga
 Obra CDHU - Bolsão IX
 Cliente Consórcio - FM Rodrigues / Gomes Lourenço
 Local Cubatão - SP

Sondagem SP-920

Tipo de Seção Transversal: Quadrada (Circular ou Quadrada)
 Maciça (Maciça ou Vazada)

Tipo de Estaca C (C=Cravada, E=Escavada, L=com Lama, H=Hélice, R=Raiz)
 L = 23 cm $N_k = 60$ tf Material Concreto
 $A_p = 529$ cm² $N_{ADOTADO} = 40$ tf
 U = 92 cm

FS	2	(NBR 6122)
FS _{FRONTAL}	4,0	(D & Q)
FS _{LATERAL}	1,3	(D & Q)

Σ NSPT	Descrição	Solo	Prof. (m)	N _{SP}	Décourt & Quaresma (1982)				Aoki & Velloso (1985)				Teixeira (1996)			
					PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)
3	argila areno-siltosa	312	1	3	1,9	1,4	1,6	1,5	3,7	0,7	2,2	1,4	1,7	0,8	1,3	1,1
4	argila silto-arenosa	321	2	1	1,9	2,8	2,3	2,6	1,4	0,9	1,1	1,1	1,0	1,1	1,0	1,1
4	argila silto-arenosa	321	3	0	1,9	4,1	3,0	3,7	0,0	0,9	0,5	0,7	0,2	1,1	0,7	0,9
4	argila silto-arenosa	321	4	0	1,9	5,5	3,7	4,7	0,0	0,9	0,5	0,7	0,0	1,1	0,6	0,8
4	argila silto-arenosa	321	5	0	1,9	6,9	4,4	5,8	0,0	0,9	0,5	0,7	0,0	1,1	0,6	0,8
4	argila silto-arenosa	321	6	0	1,9	8,3	5,1	6,8	0,0	0,9	0,5	0,7	0,0	1,1	0,6	0,8
4	argila silto-arenosa	321	7	0	1,9	9,7	5,8	7,9	0,0	0,9	0,5	0,7	0,0	1,1	0,6	0,8
4	argila silto-arenosa	321	8	0	1,9	11,0	6,5	9,0	0,0	0,9	0,5	0,7	0,2	1,1	0,7	0,9
5	argila silto-arenosa	321	9	1	2,3	12,4	7,4	10,1	1,4	1,2	1,3	1,3	1,4	1,4	1,4	1,4
10	areia siltoosa	120	10	5	9,2	14,3	11,7	13,3	16,4	3,3	9,9	6,7	7,0	2,8	4,9	3,9
15	areia siltoosa	120	11	5	14,8	16,1	15,5	16,1	16,4	5,5	11,0	8,3	13,3	4,1	8,7	6,5
26	areia siltoosa	120	12	11	14,1	19,3	16,7	18,4	36,2	10,2	23,2	16,9	12,7	7,2	9,9	8,7
30	areia siltoosa	120	13	4	13,4	20,9	17,2	19,5	13,1	11,9	12,5	12,5	12,1	8,3	10,2	9,4
34	areia siltoosa	120	14	4	9,2	22,5	15,9	19,6	13,1	13,6	13,4	13,8	8,3	9,4	8,6	9,3
39	areia siltoosa	120	15	5	8,5	24,4	16,4	20,9	16,4	15,8	16,1	16,2	7,6	10,8	9,2	10,2
42	argila siltoosa	320	16	3	2,3	25,8	14,0	20,4	2,7	16,5	9,6	13,4	1,9	11,6	6,8	9,4
44	argila siltoosa	320	17	2	2,1	27,1	14,6	21,4	1,8	17,0	9,4	13,5	1,7	12,1	6,9	9,8
48	argila siltoosa	320	18	4	2,3	28,8	15,5	22,7	3,6	17,9	10,8	14,7	1,9	13,2	7,6	10,7
52	argila siltoosa	320	19	4	2,5	30,4	16,4	24,0	3,6	18,8	11,2	15,4	2,3	14,4	8,3	11,6
56	argila siltoosa	320	20	4	2,3	32,0	17,1	25,2	3,6	19,8	11,7	16,1	2,1	15,5	8,8	12,4
59	argila siltoosa	320	21	3	2,1	33,4	17,7	26,2	2,7	20,5	11,6	16,4	1,9	16,3	9,1	13,0
62	argila siltoosa	320	22	3	2,1	34,7	18,4	27,2	2,7	21,2	12,0	17,0	1,9	17,1	9,5	13,6
66	argila siltoosa	320	23	4	2,3	36,3	19,3	28,5	3,6	22,1	12,9	17,9	2,1	18,2	10,2	14,5
70	areia siltoosa	120	24	4	14,8	38,0	26,4	32,9	13,1	23,9	18,5	21,6	13,3	19,3	16,3	18,2
83	areia siltoosa	120	25	13	17,6	41,6	29,6	36,4	42,7	29,4	36,1	33,3	15,9	22,9	19,4	21,6
91	areia siltoosa	120	26	8	24,0	44,2	34,1	40,0	26,3	32,9	29,6	31,9	21,6	25,1	23,3	24,7
104	areia siltoosa	120	27	13	23,3	47,8	35,6	42,6	42,7	38,4	40,6	40,3	20,9	28,7	24,8	27,3
116	areia silto-argilosa	123	28	12	25,4	51,3	38,3	45,8	34,5	43,8	39,2	42,4	20,9	32,0	26,5	29,9
127	areia silto-argilosa	123	29	11	29,6	54,5	42,1	49,3	31,6	48,8	40,2	45,4	24,4	35,1	29,7	33,1
146	areia silto-argilosa	123	30	19	36,0	59,6	47,8	54,8	54,8	57,3	56,0	57,8	29,7	40,3	35,0	39,4
167	areia silto-argilosa	123	31	21	43,0	65,1	54,1	60,8	60,4	66,8	66,5	66,5	35,5	46,1	40,8	44,3
188	areia silto-argilosa	123	32	21	44,4	70,6	57,5	65,4	60,4	76,3	68,9	73,8	36,7	51,9	44,3	49,1
209	areia silto-argilosa	123	33	21	31,7	76,1	53,9	66,5	60,4	85,7	73,1	81,0	36,7	57,7	47,2	53,5

Figura 96 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-920.

Previsão de Capacidade de Carga
 Obra CDHU - Bolsão IX
 Cliente Consórcio - FM Rodrigues / Gomes Lourenço
 Local Cubatão - SP

Sondagem SP-921

Tipo de Seção Transversal: Quadrada (Circular ou Quadrada)
 Maciça (Maciça ou Vazada)

Tipo de Estaca C (C=Cravada, E=Escavada, L=com Lama, H=Hélice, R=Raiz)
 L = 23 cm $N_k = 60$ tf Material Concreto
 $A_p = 529$ cm² $N_{ADOTADO} = 40$ tf
 U = 92 cm

FS	2	(NBR 6122)
FS _{FRONTAL}	4,0	(D & Q)
FS _{LATERAL}	1,3	(D & Q)

Σ NSPT	Descrição	Solo	Prof. (m)	N _{SP}	Décourt & Quaresma (1982)				Aoki & Velloso (1985)				Teixeira (1996)			
					PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)
0	argila siltoosa	320	1	0	1,9	1,4	1,6	1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	argila arenosa	310	3	3	1,9	4,1	3,0	3,7	4,3	0,7	2,5	1,6	1,9	0,8	1,3	1,1
5	areia argilosa	130	4	2	6,3	5,5	5,9	5,8	4,9	1,6	3,3	2,5	3,7	1,4	2,5	2,0
7	argila arenosa	310	5	2	1,9	6,9	4,4	5,8	2,9	2,1	2,5	2,3	2,2	1,9	2,1	2,0
9	argila arenosa	310	6	2	1,9	8,3	5,1	6,8	2,9	2,5	2,7	2,7	2,2	2,5	2,4	2,5
11	argila arenosa	310	7	2	1,9	9,7	5,8	7,9	2,9	3,0	2,9	3,0	1,9	3,0	2,4	2,8
12	argila arenosa	310	8	1	1,9	11,0	6,5	9,0	1,4	3,2	2,3	2,8	1,9	3,3	2,6	3,0
14	argila arenosa	310	9	2	1,9	12,4	7,2	10,0	2,9	3,7	3,3	3,5	1,9	3,9	2,9	3,4
16	argila arenosa	310	10	2	1,9	13,8	7,9	11,1	2,9	4,1	3,5	3,9	1,9	4,4	3,1	3,9
17	argila arenosa	310	11	1	1,9	15,2	8,5	12,2	1,4	4,3	2,9	3,7	1,9	4,7	3,3	4,1
19	argila arenosa	310	12	2	1,9	16,6	9,2	13,2	2,9	4,8	3,8	4,4	1,9	5,2	3,5	4,5
21	argila arenosa	310	13	2	1,9	17,9	9,9	14,3	2,9	5,2	4,1	4,8	2,2	5,8	4,0	5,0
23	argila arenosa	310	14	2	4,7	19,3	12,0	16,0	2,9	5,7	4,3	5,1	7,4	6,3	6,9	6,7
39	areia	100	15	16	24,0	23,7	23,8	24,2	65,7	11,7	38,7	25,4	23,3	10,8	17,0	14,1
54	areia	100	16	15	26,8	27,8	27,3	28,1	61,6	17,3	39,5	28,7	26,8	14,9	20,9	18,2
61	areia	100	17	7	17,6	30,1	23,9	27,6	28,8	19,9	24,4	22,5	17,6	16,8	17,2	17,4
64	argila siltoosa	320	18	3	2,8	31,5	17,1	24,9	2,7	20,7	11,7	16,6	2,5	17,7	10,1	14,2
67	argila siltoosa	320	19	3	2,1	32,9	17,5	25,8	2,7	21,4	12,0	17,1	1,9	18,5	10,2	14,7
71	argila siltoosa	320	20	4	2,1	34,5	18,3	27,1	3,6	22,3	13,0	19,1	1,9	19,6	10,8	15,6
74	argila siltoosa	320	21	3	2,1	35,9	19,0	28,1	2,7	23,0	12,9	18,4	1,9	20,4	11,2	16,2
77	argila siltoosa	320	22	3	4,2	37,3	20,7	29,7	2,7	23,7	13,2	18,9	3,9	21,3	12,6	17,3
91	areia	100	23	14	23,3	41,2	32,2	37,5	57,5	29,0	43,2	36,7	23,3	25,1	24,2	25,1
107	areia	100	24	16	28,2	45,5	36,9	42,1	65,7	35,0	50,4	43,3	28,2	29,5	28,9	29,8
117	areia	100	25	10	43,0	48,5	45,8	48,1	41,1	38,7	39,9	40,1	43,0	32,3	37,7	35,6
152	areia	100	26	35	58,5	57,3	57,9	58,7	143,8	51,9	97,8	75,8	58,5	42,0	50,2	46,9
190	areia	100	27	38	53,6	66,7	60,2	64,7	156,1	66,1	111,1	89,9	53,6	52,4	53,0	53,7
193	argila siltoosa	320	28	3	9,5	68,1	38,8	54,7	2,7	66,8	34,8	52,1	8,7	53,3	31,0	43,2
197	argila siltoosa	320	29	4	2,3	69,7	36,0	54,2	3,6	67,8	35,7	53,0	2,1	54,4	28,3	42,4
201	argila siltoosa	320	30	4	2,3	71,3	36,8	55,4	3,6	68,7	36,2	53,8	2,1	55,5	28,8	43,2
204	argila siltoosa	320	31	3	2,8	72,7	37,7	56,6	2,7	69,4	36,1	54,1	2,5	56,3	29,4	43,9
210	argila siltoosa	320	32	6	6,6	74,8	40,7	59,1	5,4	70,8	38,1	55,8	6,0	58,0	32,0	46,1
232	areia	100	33	22	35,3	80,5	57,9	70,7	90,4	79,1	84,7	83,4	35,3	64,0	49,6	58,1
254	areia	100	34	22	33,2	86,3	59,7	74,6	90,4	87,3	88,9	89,8	46,6	70,1	58,3	65,6

Figura 97 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-921.

Previsão de Capacidade de Carga
 Obra **CDHU - Bolsão IX**
 Cliente **Consórcio - FM Rodrigues / Gomes Lourenço**
 Local **Cubatão - SP**
 Sondagem **SP-907**

Tipo de Seção Transversal: Quadrada (Circular ou Quadrada)
 Maciça (Maciça ou Vazada)

Tipo de Estaca C (C=Cravada, E=Escavada, L=com Lama, H=Hélice, R=Raiz)
 L = 23 cm N_k = 60 tf Material Concreto
 A_p = 529 cm² N_{ADOTADO} = 40 tf
 U = 92 cm

FS	2	(NBR 6122)
FS _{PONTO}	4,0	(D & Q)
FS _{LATERAL}	1,3	(D & Q)

Σ NSPT	Descrição	Solo	Prof. (m)	N _{SPT}	Décourt & Quaresma (1982)				Aoki & Velloso (1985)				Teixeira (1996)			
					PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)
2	areia argilosa	130	1	2	6,3	1,4	3,9	2,6	4,9	1,0	2,9	2,0	3,2	0,6	1,9	1,2
4	argila arenosa	310	2	2	1,9	2,8	2,3	2,6	2,9	1,4	2,1	1,8	2,2	1,1	1,7	1,4
6	argila arenosa	310	3	2	1,9	4,1	3,0	3,7	2,9	1,9	2,4	2,2	2,2	1,7	1,9	1,8
8	argila arenosa	310	4	2	1,9	5,5	3,7	4,7	2,9	2,3	2,6	2,5	2,2	2,2	2,2	2,3
10	argila arenosa	310	5	2	1,9	6,9	4,4	5,8	2,9	2,8	2,8	2,8	1,9	2,8	2,3	2,6
11	argila arenosa	310	6	1	1,9	8,3	5,1	6,8	1,4	3,0	2,2	2,7	1,9	3,0	2,4	2,8
13	argila arenosa	310	7	2	1,9	9,7	5,8	7,9	2,9	3,4	3,2	3,4	1,9	3,6	2,7	3,2
15	argila arenosa	310	8	2	1,9	11,0	6,5	9,0	2,9	3,9	3,4	3,7	2,2	4,1	3,2	3,7
17	argila arenosa	310	9	2	1,9	12,4	7,2	10,0	2,9	4,3	3,6	4,1	2,2	4,7	3,5	4,2
19	argila siltoosa	320	10	2	1,9	13,8	7,9	11,1	1,8	4,8	3,3	4,2	1,0	5,2	3,1	4,3
20	argila siltoosa	320	11	1	1,9	15,2	8,5	12,2	0,9	5,0	3,0	4,1	0,8	5,5	3,1	4,4
21	argila siltoosa	320	12	1	1,9	16,6	9,2	13,2	0,9	5,3	3,1	4,3	0,6	5,8	3,2	4,6
22	argila siltoosa	320	13	1	1,9	17,9	9,9	14,3	0,9	5,5	3,2	4,5	0,6	6,1	3,3	4,8
23	argila siltoosa	320	14	1	1,9	19,3	10,6	15,3	0,9	5,8	3,3	4,7	0,4	6,3	3,4	5,0
23	argila siltoosa	320	15	0	1,9	20,7	11,3	16,4	0,0	5,8	2,9	4,4	0,4	6,3	3,4	5,0
24	argila siltoosa	320	16	1	1,9	22,1	12,0	17,5	0,9	6,0	3,4	4,8	0,4	6,6	3,5	5,2
25	argila siltoosa	320	17	1	1,9	23,5	12,7	18,5	0,9	6,2	3,6	5,0	0,4	6,9	3,6	5,4
25	argila siltoosa	320	18	0	1,9	24,9	13,4	19,6	0,0	6,2	3,1	4,8	0,2	6,9	3,5	5,4
25	argila siltoosa	320	19	0	1,9	26,2	14,1	20,6	0,0	6,2	3,1	4,8	0,2	6,9	3,5	5,4
26	argila siltoosa	320	20	1	1,9	27,6	14,8	21,7	0,9	6,5	3,7	5,2	0,6	7,2	3,9	5,7
28	argila siltoosa	320	21	2	1,9	29,0	15,4	22,8	1,8	6,9	4,4	5,8	1,2	7,7	4,4	6,2
31	argila siltoosa	320	22	3	2,8	30,4	16,6	24,0	2,7	7,6	5,2	6,6	2,3	8,6	5,4	7,2
38	argila siltoosa	320	23	7	5,3	32,7	19,0	26,4	6,3	9,3	7,8	8,7	4,8	10,5	7,7	9,3
53	argila siltoosa	320	24	15	6,3	36,8	21,6	29,9	13,6	12,8	13,2	13,3	5,8	14,6	10,2	12,7
61	argila siltoosa	320	25	8	6,6	39,3	22,9	31,9	7,2	14,7	11,0	13,1	6,0	16,8	11,4	14,5
69	areia argilo-siltoosa	132	26	8	22,6	41,9	32,2	37,8	16,4	17,7	17,1	17,7	17,8	19,0	18,4	19,1
85	areia argilo-siltoosa	132	27	16	23,3	46,2	34,8	41,4	32,9	23,7	28,3	26,5	18,3	23,5	20,9	22,6
94	areia argilo-siltoosa	132	28	9	47,3	49,0	48,1	49,5	18,5	27,1	22,8	25,5	37,2	25,9	31,6	29,3
136	areia argilosa	130	29	42	59,2	59,3	59,3	60,5	103,5	47,4	75,4	62,3	44,4	37,5	41,0	40,0
169	areia argilosa	130	30	33	76,2	67,6	71,9	71,1	81,4	63,3	72,3	69,0	57,1	46,6	51,9	50,2
202	areia argilosa	130	31	33	48,7	75,9	62,3	70,6	81,4	79,2	80,3	81,3	52,4	55,8	54,1	56,0

Figura 98 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-907.

Previsão de Capacidade de Carga
 Obra **CDHU - Bolsão IX**
 Cliente **Consórcio - FM Rodrigues / Gomes Lourenço**
 Local **Cubatão - SP**
 Sondagem **SP-908**

Tipo de Seção Transversal: Quadrada (Circular ou Quadrada)
 Maciça (Maciça ou Vazada)

Tipo de Estaca C (C=Cravada, E=Escavada, L=com Lama, H=Hélice, R=Raiz)
 L = 23 cm N_k = 60 tf Material Concreto
 A_p = 529 cm² N_{ADOTADO} = 40 tf
 U = 92 cm

FS	2	(NBR 6122)
FS _{PONTO}	4,0	(D & Q)
FS _{LATERAL}	1,3	(D & Q)

Σ NSPT	Descrição	Solo	Prof. (m)	N _{SPT}	Décourt & Quaresma (1982)				Aoki & Velloso (1985)				Teixeira (1996)			
					PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)	PP (tf)	ΣPL (tf)	PA (tf) (NBR 6122)	PA (tf) (D & Q)
0	argila siltoosa	320	1	0	1,9	1,4	1,6	1,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6	0,0	0,3	0,1
2	argila arenosa	310	2	2	1,9	2,8	2,3	2,6	2,9	0,5	1,7	1,1	1,9	0,6	1,2	0,9
5	argila	300	3	3	1,9	4,1	3,0	3,7	2,5	1,4	1,9	1,7	0,4	1,4	0,9	1,2
7	argila arenosa	310	4	2	1,9	5,5	3,7	4,7	2,9	1,9	2,4	2,2	2,6	1,9	2,3	2,1
9	argila arenosa	310	5	2	1,9	6,9	4,4	5,8	2,9	2,3	2,6	2,5	1,9	2,5	2,2	2,4
10	argila arenosa	310	6	1	1,9	8,3	5,1	6,8	1,4	2,5	2,0	2,3	1,9	2,8	2,3	2,6
12	argila arenosa	310	7	2	1,9	9,7	5,8	7,9	2,9	3,0	2,9	3,0	1,9	3,3	2,6	3,0
14	argila arenosa	310	8	2	1,9	11,0	6,5	9,0	2,9	3,4	3,2	3,4	2,6	3,9	3,2	3,6
17	argila arenosa	310	9	3	1,9	12,4	7,2	10,0	4,3	4,1	4,2	4,2	3,0	4,7	3,8	4,3
20	argila arenosa	310	10	3	1,9	13,8	7,9	11,1	4,3	4,8	4,6	4,8	3,3	5,5	4,4	5,1
23	argila arenosa	310	11	3	1,9	15,2	8,5	12,2	4,3	5,5	4,9	5,3	3,0	6,3	4,7	5,6
25	argila	300	12	2	1,9	16,6	9,2	13,2	1,6	6,1	3,9	5,1	0,4	6,9	3,6	5,4
27	argila	300	13	2	1,9	17,9	9,9	14,3	1,6	6,8	4,2	5,6	0,3	7,5	3,9	5,8
28	argila	300	14	1	1,9	19,3	10,6	15,3	0,8	7,1	3,9	5,6	0,2	7,7	3,9	6,0
28	argila	300	15	0	1,9	20,7	11,3	16,4	0,0	7,1	3,5	5,4	0,1	7,7	3,9	6,0
28	argila	300	16	0	1,9	22,1	12,0	17,5	0,0	7,1	3,5	5,4	0,1	7,7	3,9	6,0
29	argila	300	17	1	1,9	23,5	12,7	18,5	0,8	7,4	4,1	5,9	0,1	8,0	4,1	6,2
30	argila	300	18	1	1,9	24,8	13,4	19,6	0,8	7,7	4,3	6,1	0,1	8,3	4,2	6,4
30	argila	300	19	0	1,9	26,2	14,1	20,6	0,0	7,7	3,9	5,9	0,1	8,3	4,2	6,4
30	argila	300	20	0	1,9	27,6	14,8	21,7	0,0	7,7	3,9	5,9	0,1	8,3	4,2	6,4
31	argila arenosa	310	21	1	1,9	29,0	15,4	22,8	1,4	7,9	4,7	6,5	1,1	8,6	4,8	6,9
33	argila arenosa	310	22	2	1,9	30,4	16,1	23,8	2,9	8,4	5,6	7,2	2,2	9,1	5,7	7,6
36	argila arenosa	310	23	3	2,3	31,7	17,0	25,0	4,3	9,1	6,7	8,1	3,7	9,9	6,8	8,6
41	argila arenosa	310	24	5	5,3	33,6	19,4	27,2	7,2	10,2	8,7	9,6	9,3	11,3	10,3	11,0
58	areia argilosa	130	25	17	21,9	38,2	30,0	34,6	41,9	18,4	30,2	24,6	16,4	16,0	16,2	16,4
67	areia argilosa	130	26	9	22,6	40,9	31,8	37,1	22,2	22,7	22,5	23,0	16,9	18,5	17,7	18,5
73	areia argilosa	130	27	6	16,9	43,0	30,0	37,3	14,8	25,6	20,2	23,4	12,7	20,1	16,4	18,7
82	areia argilosa	130	28	9	23,3	45,8	34,5	41,0	22,2	30,0	26,1	28,6	17,5	22,6	20,0	21,8
100	areia	100	29	18	41,6	50,6	46,1	49,3	74,0	36,7	55,3	46,7	41,6	27,6	34,6	31,6
132	areia	100	30	32	58,7	58,7	58,2	59,6	131,5	48,7	90,1	70,4	57,8	36,4	47,1	42,5
164	areia	100	31	32	67,7	66,7	67,2	68,2	131,5	60,7	96,1	79,6	67,7	45,3	56,5	51,7
196	areia	100	32	32	67,7	74,8	71,2	74,4	131,5	72,7	102,1	88,8	67,7	54,1	60,9	58,5
228	areia	100	33	32	47,3	82,8	65,0	75,5	131,5	84,7	108,1	98,1	67,7	62,9	65,3	65,3

Figura 99 – Métodos semi-empíricos sondagem SP-908.