



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

YURI BARBOSA

**MICROESTACA INJETADA INSTRUMENTADA:
AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SOB PROVA
DE CARGA ESTÁTICA E ENSAIO DE
CARREGAMENTO DINÂMICO**

CAMPINAS

2019

YURI BARBOSA

**MICROESTACA INJETADA INSTRUMENTADA:
AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SOB PROVA
DE CARGA ESTÁTICA E ENSAIO DE
CARREGAMENTO DINÂMICO**

Dissertação de Mestrado apresentada a
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo da Unicamp, para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil, na área
de Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO YURI BARBOSA E
ORIENTADO PELO PROF. DR. PAULO JOSÉ ROCHA DE
ALBUQUERQUE.

ASSINATURA DO ORIENTADOR(A)



CAMPINAS

2019

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

B234m Barbosa, Yuri, 1992-
Microestaca injetada instrumentada : avaliação do comportamento sob prova de carga estática e ensaio de carregamento dinâmico / Yuri Barbosa. – Campinas, SP : [s.n.], 2019.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Solos. 2. Cimento. 3. Fundações. 4. Estacas (Engenharia Civil). I. Albuquerque, Paulo José Rocha de, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Instrumented injected micropile : evaluation of behavior under static load test and dynamic load test

Palavras-chave em inglês:

Soils

Cement

Foundations

Piles (Civil Engineering)

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Paulo José Rocha de Albuquerque [Orientador]

David de Carvalho

Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha

Data de defesa: 10-07-2019

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a)

- ORCID do autor: <https://orcid.org/0000-0002-7684-7713>

- Currículo Lattes do autor: <http://lattes.cnpq.br/2790343596010764>

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO

MICROESTACA INJETADA INSTRUMENTADA: AVALIAÇÃO DO
COMPORTAMENTO SOB PROVA DE CARGA ESTÁTICA E
ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Yuri Barbosa

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

Presidente e Orientador(a) / Universidade Estadual de Campinas

Prof. Dr. David de Carvalho

Universidade Estadual de Campinas

Profa. Dra. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha

Universidade de São Paulo

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 10 de julho de 2019

Aos parentes e amigos que estão ou
estiveram comigo na caminhada até
aqui.

AGRADECIMENTOS

À minha família, em especial à minha mãe, Marilda Ribeiro da Silva Barbosa, ao meu pai, Leandro Barbosa, e ao meu irmão, Giovanni Barbosa, que sempre foram meu suporte e inspiração para a vida.

Ao Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, pelos ensinamentos e engajamento na pesquisa.

Ao Prof. Dr. Antonio Anderson da Silva Segantini e ao Prof. Dr. Haroldo de Mayo Bernardes, pela minha iniciação à pesquisa.

Aos professores Dr. David de Carvalho, Dr. Pérsio Leister e Dra. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha pelas avaliações e sugestões prestadas à presente pesquisa.

À Incotep, no nome do engenheiro Danilo Gavasso, e à Enbrageo, no nome do engenheiro Walter Iorio, pelo financiamento da pesquisa.

Aos amigo(a)s e colegas engenheiro(a)s Larissa Gomes Barros, Vinícius Maurício de Jesus, Rafael Henrique Kobori, Luiz Felipe Goulart Fiscina, Danilo Borralho Rosendo Castro.

À Cássio Henrique Cerruti pelo companheirismo e paciência.

À Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, juntamente à Secretária pelas oportunidades e serviços prestados.

Ao CNPq, pelo fornecimento da bolsa de pesquisa.

RESUMO

Esta pesquisa tem como finalidade analisar o comportamento de nove microestacas injetadas de aproximadamente 14 m de comprimento e 300 mm de diâmetro final, executadas no solo de Guarulhos – SP, constituído predominantemente por argila. A microestaca foi executada por uma fase de perfuração, dada por lavagem e rotopercussão de um tubo estrutural manchettato de classe N80 e diâmetro externo de 200 mm (8”), seguida pela injeção de calda de cimento no espaço existente entre o tubo e o solo (bainha) e nos níveis de profundidade em que se encontram as manchetes. O tubo utilizado na fase de escavação é deixado no solo, ficando instalado para atuar como armadura da estaca. Para avaliação da capacidade de carga geotécnica da fundação e da transferência de carga ao solo, foram realizados oito ensaios de carregamento dinâmico e uma prova de carga estática à compressão, instrumentada ao longo da profundidade. Os resultados obtidos pelos ensaios de carregamento dinâmico foram comparados com as resistências obtidas por meio dos deslocamentos permanentes e elásticos da estaca, enquanto a carga proveniente da prova de carga estática foi comparada com métodos semiempíricos para previsão de capacidade de carga, tendo estes métodos apresentado boas estimativas em geral. Avaliou-se a transferência de carga pelos métodos da rigidez de Décourt (2006) e das duas retas de Massad e Lazo (1998), ambos apresentando certa divergência no que se refere ao atrito lateral. Ao final, analisou-se a possível melhoria que o consumo de cimento nas injeções poderia trazer para a capacidade de carga da estaca, encontrando possível correlação entre as duas grandezas.

Palavras-chave: Microestaca injetada, métodos semiempíricos, métodos dinâmicos, prova de carga estática instrumentada, ensaio de carregamento dinâmico.

ABSTRACT

The aim of this project is to analyze the behavior of nine injected micropiles of approximately 14 m of length and a diameter of 300 mm. They were installed in Guarulhos's soil, São Paulo, which is composed predominantly by clay. This micropile was performed by a drilling phase, given by washing and roto-percussion of a N80-class structural tube with external diameter of 200 mm (8"), followed by the injection of cement grout in the space between the tube and the soil and, after the hardening of the prior injection, in the depth where were located the manchettes. The case used in the phase of excavation is lost and installed to act as the pile reinforcement. In order to evaluate the geotechnical capacity of the foundation and the load transfer to the ground, eight dynamic load tests and one compression static load test, instrumented along the depth. The results obtained by the dynamic load test were compared with the resistances obtained by means of the elastic rebound and refusal of the pile, while the load coming from the static load test was compared with semiempirical methods for prediction of load capacity, with this methods being a great estimative, in general. It was availed the load transference by the stiffness method of Décourt (2006) and the two lines method of Massad and Lazo (1998), both presenting some divergence regarding the lateral friction. At end, it was analyzed the potential improvement that the cement consumption in the injection could attribute to the load capacity of the pile, finding some correlation between the two values.

Key-words: Injected micropile, semiempirical methods, dynamic methods, instrumented static load test, dynamic load test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema típico de estaca raiz como reforço de fundação direta	27
Figura 2.2 – Curvas típicas de transferência de carga de estaca raiz e microestaca com revestimento de aço	31
Figura 2.3 – Comportamento típico de curva carga-deslocamento para microestacas e demais tipos de estacas	32
Figura 2.4 – Classificação de microestaca quanto ao método de injeção	34
Figura 2.5 – Processo executivo da estaca injetada tipo raiz	36
Figura 2.6 – Processo executivo da estaca injetada tipo ancoragem	38
Figura 2.7 – Processo executivo da estaca Alluvial Anker.	39
Figura 2.8 – Processo executivo da estaca ARCOS.	40
Figura 2.9 – Processo executivo da estaca injetada tipo presso-ancoragem	42
Figura 2.10 – Processo executivo da estaca injetada tipo Tub-Fix.....	43
Figura 2.11 – Processo executivo da estaca injetada tipo Gewi.....	44
Figura 2.12 – Efeito da injeção nos solos	45
Figura 2.13 – Princípio da injeção posterior nas microestacas.....	47
Figura 2.14 – Variação da pressão de reação do solo em função das fases de injeção e válvulas em profundidade.....	48
Figura 2.15 – Evolução da pressão ao longo da injeção	48
Figura 2.16 – Ganho de atrito lateral de acordo com pressão de injeção para areias e cascalhos	49
Figura 2.17 – Ganho de atrito lateral de acordo com pressão injeção para argilas..	49
Figura 2.18 –Tipos de ensaios em estacas	52
Figura 2.19 – Deslocamento do topo e da base da estaca	64
Figura 2.20 – Comportamento típico de curva carga x recalque	66
Figura 2.21 – Curva carga-recalque teórica no topo	68
Figura 2.22 – Leis de Cambefort	69
Figura 2.23 – Curva teórica de carga-recalque no topo para estacas rígidas (ou curtas) e construção gráfica para a determinação do atrito lateral na ruptura (A_{lr})	71
Figura 2.24 – Ábaco para determinação direta de k.....	71
Figura 2.25 – Prova de carga estática e análise CAPWAP em microestaca	75
Figura 2.26 – Sinais característicos de força e velocidade do ECD	77

Figura 2.27 – Ilustração do modelo do solo.....	78
Figura 2.28 – Fluxograma sobre a análise CAPWAP	79
Figura 3.1 – Localização do canteiro de obras	80
Figura 3.2 – Sondagem de simples reconhecimento SP-01A.	81
Figura 3.3 – Sondagem de simples reconhecimento SP-02A.	82
Figura 3.4 – Sondagem de simples reconhecimento SP-03A.	83
Figura 3.5 – Variação N_{SPT} de cada sondagem.....	84
Figura 3.6 – Localização das sondagens, estacas, prova de carga estática (PCE) e ensaio carregamento dinâmico (ECD) no canteiro de obras.....	85
Figura 3.7 – Disposição de grupos de estacas.....	86
Figura 3.8 – Tubo de revestimento manchettato e cabeça de perfuração.....	87
Figura 3.9 – Descida do obturador duplo.	88
Figura 3.10 – Processo executivo da microestaca injetada.....	88
Figura 3.11 – Esquema da válvula-manchete instalada.	89
Figura 3.12 – Posição dos instrumentos na estaca.	92
Figura 3.13 – Montagem na cabeça da estaca.....	94
Figura 3.14 – Planta do sistema montado para execução da prova de carga.	95
Figura 3.15 – Vista frontal do sistema montado para execução da prova de carga.	95
Figura 3.16 – Vista lateral do sistema montado para execução da prova de carga.	96
Figura 3.17 – Montagem em campo da prova de carga.	96
Figura 3.18 – Transdutor de força e acelerômetro instalado no topo da estaca.....	97
Figura 3.19 – Montagem em campo da prova de carga.	98
Figura 4.1 – Curva Carga vs Recalque da prova de carga estática.	100
Figura 4.2 – Comparação das curvas carga vs deslocamento via PCE e ECD pela análise CASE.....	101
Figura 4.3 – Gráfico comparativo entre estimativas de carga total com a obtida na PCE.....	107
Figura 4.4 – Gráfico comparativo entre estimativas de carga lateral com a obtida na PCE.....	108
Figura 4.5 – Gráfico comparativo entre estimativas de carga de ponta com a obtida na PCE.....	108
Figura 4.6 – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método Aoki-Velloso com as cargas medidas em campo.	110

Figura 4.7 – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método Décourt-Quaresma com as cargas medidas em campo.....	111
Figura 4.8 – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método Bustamante-Doix com as cargas medidas em campo.....	112
Figura 4.9 – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método David Cabral com as cargas medidas em campo.	114
Figura 4.10 – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método Brasfond com as cargas medidas em campo.	115
Figura 4.11 – Gráfico Carga vs Deformação obtido pela instrumentação mais superficial.	116
Figura 4.12 – Transferência de carga em profundidade para cada estágio.	117
Figura 4.13 – Distribuição do atrito lateral ao longo do fuste.....	118
Figura 4.14 – Módulo tangente em função da deformação específica.	119
Figura 4.15 – Transferência de carga em profundidade para cada estágio.	120
Figura 4.16 – Distribuição do atrito lateral ao longo do fuste.....	121
Figura 4.17 – Transferência de carga analisada pelo CAPWAP.	124
Figura 4.18 – Atritos laterais pela análise CAPWAP.	125
Figura 4.19 – Tensão no fuste em função de seu deslocamento (1ª Lei de Cambafort).	126
Figura 4.20 – Tensão na ponta em função de seu deslocamento (2ª Lei de Cambafort).	126
Figura 4.21 – MDR aplicado à parcela de carregamento da PCE.	127
Figura 4.22 – Rigidez em função da carga aplicada.....	127
Figura 4.23 – Pressão de injeção ao longo da profundidade.	128
Figura 4.24 – Comportamento linear das pressões de injeção ao longo da profundidade.	129
Figura 4.25 – Capacidade de carga em função do consumo de cimento na bainha.	130
Figura 4.26 – Capacidade de carga em função do consumo de cimento nas manchetes.....	130
Figura 4.27 – Capacidade de carga em função do consumo de cimento total de cimento.....	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Diferença entre microestacas quanto a aplicação.....	33
Tabela 2.2 – Relações entre aplicações, conceito de projeto, execução e estimativa de aplicação	35
Tabela 2.3 - Correspondências entre diâmetros nominal e perfurado	37
Tabela 2.4 – Grau de injetabilidade dos solos	46
Tabela 2.5 – Características dos ensaios em estacas.....	52
Tabela 2.6 – Valores de K_{AV} e α_{AV}	55
Tabela 2.7 – Valores de F_1 e F_2	55
Tabela 2.8 – Parâmetros K_{DQ}	56
Tabela 2.9 – Valores do coeficiente α_{DQ} em função do tipo de estaca e solo	57
Tabela 2.10 – Valores do coeficiente β_{DQ} em função do tipo de estaca e solo	57
Tabela 2.11 – Valores de l em função do diâmetro da estaca	58
Tabela 2.12 – Valores de K em função da condição do solo	58
Tabela 2.13 – Valores de α_{BD} em função do tipo de solo e injeção	59
Tabela 2.14 – Valores de k_p em função do tipo de solo	59
Tabela 2.15 – Valores de β_1 e β_2	60
Tabela 2.16 – Valores de $\hat{\alpha}_B$	61
Tabela 2.17 – Valores de κ	64
Tabela 3.1 – Características dos materiais usadas em projeto.....	89
Tabela 3.2 – Comprimentos efetivos, intervalo entre execução e ensaio e injeções posteriores.....	90
Tabela 4.1 – Resultados obtidos no ensaio de carregamento dinâmico	99
Tabela 4.2 – Valores de recalque por carga para prova de carga estática	100
Tabela 4.3 – Valores de carga total, lateral e de ponta obtidos pelos ensaios em campo.	101
Tabela 4.4 – Valores de α_{AV} , K_{AV} , F_1 e F_2 utilizados no cálculo pelo método.....	102
Tabela 4.5 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método AV e comparação com PCE e ECD.....	102
Tabela 4.6 – Valores médios de N_{SPT} e de K , α_{DQ} e β_{DQ} utilizados no cálculo pelo método.	102

Tabela 4.7 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método DQ e comparação com PCE e ECD.....	102
Tabela 4.8 – Valores de K e I utilizados no cálculo pelo método.....	103
Tabela 4.9 – Carga total obtida pelo método LZ e comparação com PCE e ECD..	103
Tabela 4.10 – Valores médios de N_{SPT} , q_s , D_d , α e D_s utilizados no cálculo pelo método.....	103
Tabela 4.11 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método BD e comparação com PCE e ECD.....	103
Tabela 4.12 – Valores médios de N_{SPT} , β_1 e verificação utilizados no cálculo pelo método.....	104
Tabela 4.13 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método DC e comparação com PCE e ECD.....	104
Tabela 4.14 – Valores médios de N_{SPT} , $\hat{\alpha}_L$ e $\hat{\alpha}_B$ utilizados no cálculo pelo método.....	104
Tabela 4.15 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método Bf e comparação com PCE e ECD.....	105
Tabela 4.16 – Capacidades de carga baseadas no deslocamento permanente da estaca.....	105
Tabela 4.17 – Comparação dos métodos baseados no deslocamento permanente com o obtido da PCE e do ECD.....	106
Tabela 4.18 – Valores de carga de ruptura obtidos pelo deslocamento elástico	106
Tabela 4.19 – Comparação dos métodos analisados com a prova de carga estática.....	107
Tabela 4.20 – Valores de α_{AV} , K_{AV} , F_1 e F_2 utilizados no cálculo pelo método utilizando SP-01A.....	109
Tabela 4.21 – Valores de α_{AV} , K_{AV} , F_1 e F_2 utilizados no cálculo pelo método utilizando SP-03A.....	109
Tabela 4.22 – Cargas obtidas pelo método AV para SP-01A e comparação com PCE e ECD.....	109
Tabela 4.23 – Cargas obtidas pelo método AV para SP-03A e comparação com ECD.....	109
Tabela 4.24 – Valores médios de N_{SPT} e de K, α_{DQ} e β_{DQ} utilizados no cálculo para cada sondagem.....	110

Tabela 4.25 – Cargas obtidas pelo método DQ para SP-01A e comparação com PCE e ECD.....	110
Tabela 4.26 – Cargas obtidas pelo método DQ para SP-03A e comparação com ECD.	111
Tabela 4.27 – Valores médios de N_{SPT} , q_s , D_d , α e D_s utilizados no cálculo pelo método para SP-01A.....	111
Tabela 4.28 – Valores médios de N_{SPT} , q_s , D_d , α e D_s utilizados no cálculo pelo método para SP-03A.....	112
Tabela 4.29 – Cargas obtidas pelo método BD para SP-01A e comparação com ECD.	112
Tabela 4.30 – Cargas obtidas pelo método BD para SP-03A e comparação com ECD.	112
Tabela 4.31 – Valores médios de N_{SPT} , β_1 e verificação utilizados no cálculo pelo método para SP-01A.....	113
Tabela 4.32 – Valores médios de N_{SPT} , β_1 e verificação utilizados no cálculo pelo método para SP-03A.....	113
Tabela 4.33 – Cargas obtidas pelo método DC para SP-01A e comparação com ECD.	113
Tabela 4.34 – Cargas obtidas pelo método DC para SP-03A e comparação com ECD.	113
Tabela 4.35 – Valores médios de N_{SPT} , $\hat{\alpha}_L$ e $\hat{\alpha}_B$ utilizados no cálculo pelo método nas sondagens.....	114
Tabela 4.36 – Cargas obtidas pelo método Bf para SP-01A e comparação com ECD.	114
Tabela 4.37 – Cargas obtidas pelo método Bf para SP-03A e comparação com ECD.	114
Tabela 4.38 – Valores de carga, tensão e deformação na seção de referência por estágio da PCE.	115
Tabela 4.39 – Valores de carga transferida para cada nível e estágio na PCE por Hooke.....	116
Tabela 4.40 – Valores de carga transferida para cada nível e estágio na PCE por Fellenius (1989).....	119
Tabela 4.41 – Segmentos admitidos pelo PDA na análise CAPWAP.....	122

Tabela 4.42 – Carga ao longo da profundidade.....	122
Tabela 4.43 – Atritos laterais de cada segmento pela análise CAPWAP.	123
Tabela 4.44 – Características adotadas e parâmetros obtidos pelo MDR.	127

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A/C	Relação Água/Cimento
CAPWAP	Case Pile Wave Analysis Program
CPT	Ensaio de Penetração de Cone
DMT	Ensaio com Dilatômetro de Marchetti
ECD	Ensaio de Carregamento Dinâmico
FHWA	Federal Highway Administration
IGU	Injeção Global Unitária
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
IRS	Injeção Repetitiva e Seletiva
LVDT	Transformador Diferencial Variável Linear
MDR	Método das Duas Retas
NBR	Norma Brasileira
PCE	Prova de Carga Estática
PDA	Pile Driving Analyser
PMT	Ensaio com Pressiômetro de Ménard
SPT	Sondagem de Simples Reconhecimento

LISTA DE SÍMBOLOS E UNIDADES

$\hat{a}_L$	Fator de atrito lateral proposto em Brasfond (2001)
$\hat{a}_B$	Fator de carga de ponta proposto em Brasfond (2001)
A	Área da seção transversal da estaca (m^2)
A_{lr}	Atrito lateral na ruptura (kPa)
A_{cam}	Área da seção transversal da camisa metálica (m^2)
A_l	Área lateral da estaca (m^2)
A_n	Área da seção transversal da nata de cimento (m^2)
A_p	Área de ponta da estaca (m^2)
A_s	Área da seção transversal do aço (m^2)
B	Coeficiente angular do atrito lateral (kPa/mm)
c	Velocidade de onda (cm/s)
c_q	Coeficiente para estimativa da capacidade de carga pela fórmula de Engineering News (cm)
C_2	Compressão elástica do fuste
C_3	Compressão elástica do solo abaixo da ponta da estaca
d_1	Coeficiente linear do trecho de mobilização da ponta
d_2	Coeficiente angular do trecho de mobilização da ponta
D	Diâmetro final da estaca (m)
D_d	Diâmetro de perfuração da microestaca por Bustamante e Doix (1985) (m)
D_s	Diâmetro médio do bulbo de injeção por Bustamante e Doix (1985) (m)
e_0	Fator de correção para ponta proposto por Uto et al (1985)
e_{0c}	Fator de correção para ponta proposto por Rosa (2000)
e_f	Fator de correção do atrito lateral proposto por Uto et al (1985)
E	Módulo de elasticidade da estaca (MPa)
EMX	Máxima energia transferida efetivamente no ECD
E_{cam}	Módulo de elasticidade da camisa metálica (MPa)
E_n	Módulo de elasticidade da nata de cimento (MPa)
E_s	Módulo de elasticidade do aço (MPa)
f_s	Resistência por atrito lateral da luva no ensaio de cone (kPa)
f_u	Resistência ao cisalhamento máximo do solo do fuste (kPa)
F	Força lida no ensaio de carregamento dinâmico (kN)

F_1	Fator de carga de ponta proposto por Aoki e Velloso (1975)
F_2	Fator de carga lateral proposto por Aoki e Velloso (1975)
H	Altura de queda do martelo (m)
I_L	Fator em função do diâmetro da estaca proposto por Lizzi (1982)
J_c	Fator de amortecimento do método CASE
k	Coeficiente de rigidez relativa solo-estaca
k_p	Fator de capacidade de carga na ponta dado por Bustamante e Doix (1985)
K_e	Deslocamento elástico da estaca (m)
K_r	Rigidez da estaca como peça estrutural
K_{AV}	Relação entre q_c e N_{SPT} (kPa)
K_{DQ}	Coeficiente empírico do solo da ponta proposto por Décourt e Quaresma (2016) (kPa)
K_L	Fator em função do tipo do solo proposto por Lizzi (1982) (kPa)
L	Comprimento da estaca (m)
L'	Profundidade do centro de resistência à cravação (m)
N_{SPT}	Resistência à penetração do ensaio SPT
N_{SPTp}	Número de golpes do SPT ao nível da ponta
p	Pressão de injeção (kPa)
p_l	Pressão limite do solo (kPa)
P	Perímetro da seção transversal da estaca (m)
q_c	Resistência de ponta do ensaio de cone (Mpa)
q_L	Tensão lateral na estaca (kPa)
q_P	Tensão da ponta da estaca (kPa)
Q_U	Capacidade de carga total da estaca (kN)
Q_L	Capacidade de carga lateral da estaca (kN)
Q_p	Capacidade de carga da ponta da estaca (kN)
R	Coeficiente angular da resistência de ponta (kPa/mm)
RMX	Máxima resistência mobilizada (kN)
R_d	Resistência à penetração dinâmica (kN)
R_p	Resistência de ponta máxima (kPa)
R_s	Resistência à penetração estática (kN)
R_U	Resistência total durante penetração (kN)
S	Deslocamento permanente da estaca (cm/golpe)

t_1	Tempo para a onda atingir a ponta da estaca no ECD (s)
t_2	Tempo para a onda retornar à cabeça da estaca no ECD (s)
v	Velocidade de partícula na estaca
W	Massa do martelo (kg)
W_e	Massa da estaca (kg)
y_1	Deslocamento máximo em que o atrito lateral atinge um valor máximo (mm)
y_2	Deslocamento máximo a partir do qual a resistência de ponta atinge um valor máximo (mm)

LISTA DE LETRAS GREGAS

α_r	Coeficiente de correlação entre resistência limite de ponta da estaca com a resistência de cone
α_{AV}	Relação de atrito proposto por Aoki e Velloso (1975)
α_{BD}	Coeficiente em função do sistema de injeção e tipo de solo dado por Bustamante e Doix (1985)
α_{DQ}	Coeficiente empírico de acordo com o tipo da estaca proposto por Décourt e Quaresma (2016)
β_0	Fator em função da pressão de injeção e do diâmetro dado por Cabral (1986)
β_1	Coeficiente para carga lateral proposto por Cabral (1986) (kPa)
β_2	Coeficiente para carga de ponta proposto por Cabral (1986) (kPa)
β_{DQ}	Coeficiente empírico em função do tipo de solo proposto por Décourt e Quaresma (2016)
Δ	Fator de correção em função do comprimento sugerido por Rosa (2000)
Δz_i	Comprimento de um trecho de estaca considerado (m)
κ	Constante de correlação entre o deslocamento elástico e o solo dado por Rosa (2000)
μ	Parâmetro que determina o efeito da carga residual na ponta da estaca
ψ	Coeficiente em função da forma da distribuição lateral ao longo da estaca
Ω	Fator de correção sugerido por Rosa (2000)

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	24
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1. Microestacas Injetadas	26
2.1.1. <i>Histórico.....</i>	26
2.1.2. <i>Generalidades das Microestacas.....</i>	28
2.1.3. <i>Classificação e Divisão das Microestacas.....</i>	33
2.1.3.1. <i>Estacas com refluxo de argamassa</i>	35
2.1.3.1.1. <i>Estacas tipo raiz.....</i>	35
2.1.3.1.2. <i>Estacas tipo ancoragem.....</i>	37
2.1.3.1.3. <i>Estacas injetadas autoperfurante ou Alluvial Anker</i>	38
2.1.3.1.4. <i>Microestacas ARCOS</i>	39
2.1.3.2. <i>Estacas sem refluxo de argamassa</i>	40
2.1.3.2.1. <i>Estacas tipo presso-ancoragem.....</i>	40
2.1.3.2.2. <i>Estaca tipo “Tub-Fix”</i>	42
2.1.3.2.3. <i>Estaca tipo GEWI ou Mini-Core.....</i>	43
2.1.4. <i>Efeitos da Injeção</i>	44
2.2. Comportamento Geomecânico das Estacas.....	50
2.2.1. <i>Capacidade Geotécnica de Estacas.....</i>	50
2.2.2. <i>Métodos Semiempíricos Fundamentados no Ensaio SPT.....</i>	54
2.2.2.1. <i>Método de Aoki e Velloso (1975)</i>	54
2.2.2.2. <i>Método de Décourt e Quaresma (1978).....</i>	56
2.2.2.3. <i>Método de Lizzi (1982).....</i>	57
2.2.2.4. <i>Método de Bustamante e Doix (1985).....</i>	58
2.2.2.5. <i>Método de David Cabral (1986)</i>	59
2.2.2.6. <i>Método de Brasfond (1991).....</i>	60
2.2.3. <i>Métodos Dinâmicos Baseados no Deslocamento Permanente</i>	61
2.2.3.1. <i>Fórmula dos Holandeses (Woltmann).....</i>	61
2.2.3.2. <i>Fórmula de Brix.....</i>	62
2.2.3.3. <i>Fórmula do Engineering News</i>	62
2.2.3.4. <i>Fórmula de Redtenbacher.....</i>	62
2.2.4. <i>Métodos Dinâmicos Baseados no Deslocamento Elástico</i>	62

2.2.4.1.	Método de Chellis (1951)	62
2.2.4.2.	Método de Uto et al. (1985).....	64
2.2.5.	<i>Interpretação da Curva Carga x Recalque</i>	66
2.2.5.1.	Leis de Cambefort.....	67
2.2.5.2.	Método das Duas Retas (MDR) (Massad e Lazzo, 1998).....	69
2.3.	Provas de Carga	72
2.3.1.	<i>Prova de Carga Estática Comum e Instrumentada</i>	72
2.3.2.	<i>Ensaio de Carregamento Dinâmico</i>	74
2.3.2.1.	Método CASE	76
2.3.2.2.	Método CAPWAP	77
3.	MATERIAL E MÉTODOS	80
3.1.	Local dos Ensaios	80
3.2.	Estacas e Sistema de Reação	86
3.2.1.	<i>Estacas</i>	86
3.2.2.	<i>Sistema de Reação</i>	90
3.3.	Instrumentação	91
3.4.	Prova de Carga Estática Lenta e Ensaios de Carregamento Dinâmico	93
3.4.1.	<i>Prova de Carga Estática Lenta</i>	93
3.4.2.	<i>Ensaio de Carregamento Dinâmico</i>	97
4.	RESULTADOS	99
4.1.	Ensaio de Carregamento Dinâmico e Prova de Carga Estática	99
4.1.1.	<i>Estimativa da Capacidade de Carga</i>	101
4.1.1.1.	Métodos semiempíricos	101
4.1.1.2.	Métodos baseados no deslocamento permanente.....	105
4.1.1.3.	Métodos baseados no deslocamento elástico.....	106
4.1.1.4.	Comparação entre as estimativas de capacidade de carga e a prova de carga estática	106
4.1.2.	<i>Estimativa da Capacidade de Carga pelos SPTs próximos</i>	108
4.1.3.	<i>Transferência de Carga</i>	115
4.1.3.1.	Prova de carga estática instrumentada (Lei de Hooke)	115
4.1.3.2.	Prova de carga estática instrumentada (Fellenius, 1989)	119
4.1.3.3.	Análise CAPWAP	122
4.1.3.4.	Leis de Cambefort.....	126

4.1.3.5.	Método das Duas Retas (MDR) (Massad e Lazo, 1998).....	126
4.1.3.6.	Método de Rigidez (Décourt, 2006)	127
4.1.4.	<i>Comportamento e Influência da Injeção</i>	128
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	131
5.1.	Capacidade de Carga	131
5.2.	Previsão da Capacidade de Carga	132
5.2.1.	<i>Métodos semiempíricos</i>	132
5.2.2.	<i>Métodos dinâmicos</i>	135
5.3.	Transferência de Carga	135
5.4.	Comportamento e Influência da Injeção	137
6.	CONCLUSÕES	139
6.1.	Sugestões para pesquisas futuras:	141
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	143
	APÊNDICE A	151
	ANEXO A	155
	ANEXO B	156

1. INTRODUÇÃO

As estacas injetadas se apresentam, na engenharia civil, como uma boa alternativa frente as questões presentes nos grandes centros urbanos atualmente. Criadas em 1950 pelo engenheiro italiano Fernando Lizzi sob a designação de Pali Radice (estaca raiz), este tipo de estaca foi inicialmente projetado para ser utilizado como reforço de fundações, estabelecendo conceitos que mais tarde dariam início ao desenvolvimento das mais diversas estacas injetadas, que ficaram conhecidas como microestacas injetadas aqui no Brasil, com capacidades de carga cada vez mais elevadas para diâmetro cada vez menores, ampliando sua utilização para uso de estacas convencionais.

Com a falta de espaço nos grandes centros urbanos e sua alta valorização, o emprego para as microestacas é favorável, uma vez que suas pequenas dimensões demandam pouco espaço para distribuição ao longo do terreno e que, aliadas a alta resistência, permite um melhor aproveitamento do espaço disponível. Além disso, a execução das microestacas demanda equipamentos que possuem acesso a locais de difíceis condições e produzem baixos níveis de vibrações e ruídos, o que favorece a construção deste tipo de fundações próximos a obras históricas, hospitais, escolas, etc. Seu processo executivo também contribui na sua aplicação em obras de contenção e “off-shore”, o que demonstra sua versatilidade dentro dos meios urbanos apesar de possuir custo elevado quando comparado aos outros tipos de estacas existentes.

No Brasil, o início da utilização das estacas injetadas data por volta da década de 80 com a tecnologia de tirantes presso-ancorados. Nesse período, alguns estudos foram realizados sobre seu comportamento e, nos anos seguintes, sua execução se limitou principalmente a estacas injetadas do tipo raiz, deixando o uso de microestacas injetadas apenas para condições muito específicas e com poucas opções quanto a escolha do tipo de estaca.

Dessa forma, este projeto procura estudar o comportamento de um tipo de microestaca injetada executada por um processo executivo específico, o qual se inicia com a perfuração do solo por meio de roto-percussão de uma camisa metálica dotada de manchetes, que ficará incorporada na estaca posteriormente, com simultânea

lavagem de água, seguida por duas fases de injeções: a primeira global, injetando nata de cimento entre o tubo de revestimento e o solo escavado (bainha), e a segunda local nas profundidades respectivas a posição das manchetes. Por meio de ensaios de carregamento dinâmicos e prova de carga estática instrumentada, espera-se deste estudo que avalie a capacidade de carga desse tipo de estaca e o compare com métodos de previsão da capacidade de carga já existentes e usados no dimensionamento de estacas raiz, verificando a precisão destes em relação ao obtido em campo. Além disso, procura-se também compreender o comportamento da interação solo-estaca e a transferência de carga que se dá, ao longo da profundidade, frente as cargas de compressão. Assim, esta pesquisa tem como objetivo estudar um novo tipo de estaca, buscando compreender os detalhes que possam interferir no seu processo executivo, bem como a interação entre seus elementos constituintes, a fim de contribuir no estudo e pesquisa de microestacas injetadas, tornando-as mais difundidas e viáveis no mercado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Microestacas Injetadas

2.1.1. Histórico

O conceito de estacas injetadas foi desenvolvido pelo professor Fernando Lizzi na década de 1950, período em que solicitou as primeiras patentes, na Itália, sob a designação de “Pali radice”. A aplicação de tal técnica tomou maiores proporções após apresentação da mesma pelo professor no “X Convegno di Geotecnica”, realizado em Bari, quando findadas as patentes. A partir de então, várias empresas começaram a desenvolver estacas com processos de execução e rendimento similares que, em um primeiro momento, foram denominadas de estacas de pequeno diâmetro ou microestacas de maneira geral, com diâmetros de até 20 cm e sem especificações sobre se as injeções eram realizadas a baixas ou altas pressões (Alonso, 2016).

A ideia inicial do professor Lizzi era produzir um complexo de fundação de pequenas estacas inclinadas em várias direções, de tal maneira que formasse um sistema reticulado de argamassa de cimento no solo adjacente à estaca, como o sistema de raízes de uma árvore, consolidando assim o solo e transformando-o num tipo de “solo armado”. As cargas de solicitação seriam então transmitidas a esta massa através de blocos dimensionados como fundação direta (Alonso, 2016).

Ainda de acordo com Alonso (2016), num primeiro instante, as estacas injetadas foram idealizadas para serem executadas como reforço de fundação e de maciços de solos, sendo utilizadas em obras que demandassem reforços mais desenvolvidos e eficientes para edifícios e monumentos antigos, obras sujeitas à recalques de diferentes naturezas e que possuíssem espaço delimitado de serviço, o que explica sua utilização inicial em pequenos diâmetros. A Figura 2.1 esquematiza a proposta de Lizzi, em que era garantida a segurança da estrutura existente uma vez que sua execução não causava nenhuma vibração nociva e a construção da estaca através da fundação direta não introduzia tensões adicionais nas paredes, no chão ou na própria estrutura de fundação. Além disso, tal estaca era viável em qualquer tipo de solo, qualquer que fosse a obstrução existente (Lizzi, 1993).

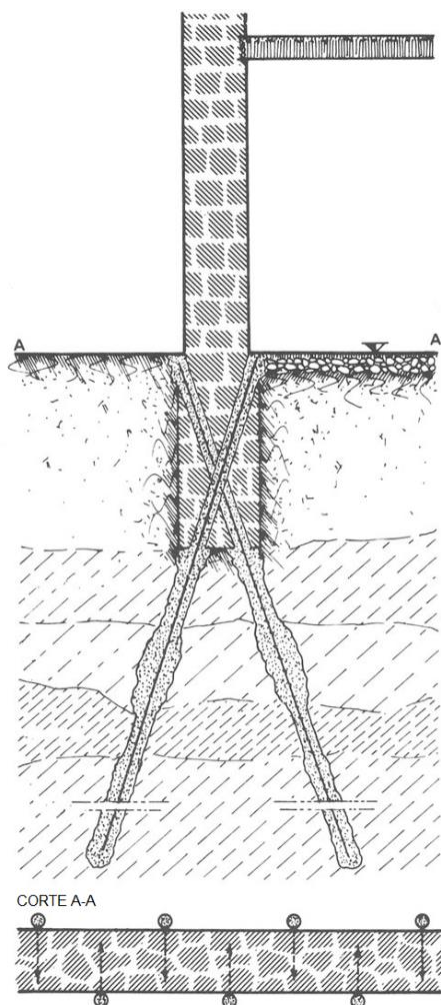


Figura 2.1 – Esquema típico de estaca raiz como reforço de fundação direta (Lizzi, 1993).

Com o passar do tempo, diversas variações de estacas injetadas foram desenvolvidas a partir da proposta por Lizzi, com técnicas de injeção a baixas ou elevadas pressões, e passaram a receber diferentes denominações, tais como: estacas raiz, estacas agulhas, microestacas etc. Desta maneira, diâmetros e comprimentos maiores do que os previstos começaram a ser comercializados (diâmetros superiores a 45 cm) e sua utilização, além de reforço, passou a ser como a de uma estaca normal possível em qualquer circunstância. Desta maneira, estas estruturas deixaram de ser conhecidas como estacas de pequeno diâmetro e passaram a ser designadas como “estacas escavadas com injeção”, inclusive pela atual norma NBR 6122/2010, que as divide como microestacas e estacas tipo raiz (Alonso, 2016).

No Brasil, as primeiras estacas injetadas foram desenvolvidas pela Tecnosolo S.A., sob a designação de presso-ancoragens de tirantes que poderiam trabalhar à compressão (Sadalla Neto, 1995).

Hoje, dada sua diversidade, as estacas injetadas apresentam diversas possibilidades de execução, tais como: em espaços reduzidos e de difícil acesso, locais sensíveis à descompressão do terreno ou ruídos e vibrações, contenções, fundações em alto mar (off-shore), reforços de fundações, solos com presença de matacões, rocha, concreto, espaços vazios, etc. Além disso, diferenciam-se das demais por viabilizarem sua execução em inclinações variando de 0 a 90° e por possuírem maior densidade de armadura (Garcia, 2006). Cabral (1986) aponta a importância do emprego desses tipos de estacas nos dias atuais, principalmente nos grandes centros urbanos, onde existem espaços de difíceis acessos por equipamentos de grandes dimensões, além de minorar possíveis vibrações ou ruídos provenientes dos equipamentos que causam prejuízos as construções vizinhas.

2.1.2. Generalidades das Microestacas

As microestacas, apesar de suas características gerais, apresentam definições diferentes a depender dos autores. Nos EUA, o FHWA (2005) define estas fundações como sendo uma estaca escavada, ou sem deslocamento, com diâmetro de até 300 mm e injetada, podendo ou não apresentar armadura em sua composição. No Brasil, a NBR 6122/2010 define microestaca com sendo uma estaca moldada *in loco*, armada e injetada a alta pressão por meio de válvulas manete, independente do seu diâmetro.

De acordo com a NBR 6122/2010, a perfuração em solo é dada através de perfuratriz rotativa ou rotopercussiva, que desce o tubo de perfuração com o uso de circulação de água para limpeza do furo por meio de fluxo ascendente de material residual. A FHWA (2005) também descreve essas técnicas, acrescentando à perfuração a descida do tubo de revestimento por meio de vibração do mesmo, além de sugerir a utilização de lama bentonítica, polimérica ou ar como fluido de limpeza. Caso durante esta fase sejam encontrados perfis mais resistentes ou rochas, a perfuração do tubo de revestimento é estacionada e a perfuração é realizada então por meio de um tricone ou um martelo de fundo, que passa pelo interior do revestimento, conferindo uma redução do diâmetro da estaca nesse trecho. Outra alternativa é a utilização de um “bit” excêntrico que, diferente do caso anterior, mantém o diâmetro efetivo da estaca (Alonso, 2016).

A calda de cimento utilizada na injeção de microestacas deve possuir determinadas características como bom grau de fluidez, plasticidade e baixo risco de segregação. Apesar disso, suas propriedades podem variar de acordo com as especificidades de seu emprego em obra, admitindo-se assim a incorporação de aditivos em sua massa (Teixeira, 2014).

Quanto às características da argamassa, na NBR 6122/2010 a relação água/cimento, A/C, utilizada neste tipo de estaca deve estar entre 0,5 e 0,6 e o consumo de cimento deve ser no mínimo 600 kg/m³, de forma a garantir uma argamassa de f_{ck} superior a 20 MPa. O agregado empregado pode ser areia e/ou pedrisco, a depender do tipo de microestaca construída. Em comparação com as normas estrangeiras, a FHWA (2005) limita a razão A/C na faixa entre 0,4 e 0,5, com resistência de 28 a 35 MPa, enquanto a norma europeia EN 14199 (2001) a relação A/C deve ser no máximo 0,55 com resistência à compressão de 25 MPa aos 28 dias. Lizzi (1993) sugere que o consumo de cimento deve ser da ordem de 600 a 800 kg/m³ de areia, o que caracteriza uma argamassa de alta resistência.

No que diz respeito à armadura, Lizzi (1993) recomenda a utilização de uma única barra para diâmetros pequenos (até 100 mm), enquanto para diâmetros maiores (acima de 300 mm), pode-se utilizar uma gaiola de armação ou um tubo com características estruturais como armadura.

As microestacas compostas por tubos metálicos devem ser levadas em consideração uma vez que se apresentam como estruturas mistas de aço-concreto. Estas não apresentam normalização específica no Brasil, sendo abordada de forma genérica e mencionada de forma similar ao cálculo de tubulões revestidos com camisa metálica, com grandezas que dizem respeito apenas a seu estado limite último. O emprego de tubo como armadura da microestaca garante a continuidade da mesma caso ocorra um corte no lançamento da argamassa, além de propiciar resistência à flexão no local, dada a necessidade (Teixeira, 2014).

Guimarães et al. (1986), em seu estudo sobre a resistência estrutural deste tipo de microestaca (através da compressão de tubos metálicos preenchidos com nata), destacaram a importância da camisa metálica, resistindo valores de aproximadamente 87% da carga admissível do fuste, sem ser levada em consideração a bainha, sendo a nata influente apenas quando atingida a ruptura, atuando como uma reserva de

resistência. O autor ainda estudou a rigidez equivalenda da estaca (produto área x módulo de deformação) por meio de valores teóricos, obtidos da equação a seguir, e valores experimentais “in situ”.

$$AE = A_{cam} \cdot E_{cam} + A_n \cdot E_n + A_s \cdot E_s \quad [1]$$

Onde:

A_{cam}	=	Área da seção transversal da camisa metálica
A_n	=	Área da seção transversal da nata de cimento
A_s	=	Área da seção transversal da armadura complementar
E_{cam}	=	Módulo de deformação da camisa metálica
E_n	=	Módulo de deformação da nata de cimento
E_s	=	Módulo de deformação da armadura complementar

As cargas de trabalho atuantes nas estacas injetadas são resistidas principalmente pelo atrito lateral, ou seja, apresentam valores próximos tanto à tração quanto à compressão quando se trata da transferência de carga ao longo do fuste. Isto ocorre devido ao processo executivo deste tipo de fundação, uma vez que a mesma é submetida a lavagem com fluxo ascendente em seu interior, o que favorece a deposição de material solto em sua ponta (Lizzi, 1993).

Ainda segundo Lizzi (1993), no caso destas microestacas, a adesão ao solo é um fator determinante na transferência de cargas ao mesmo. Toda aderência é proveniente da injeção da calda de cimento através do tubo. Entretanto, não se pode assegurar que haja uma adesão efetiva entre o aço e a argamassa, no caso de microestacas com tubo estrutural incorporado como armadura, ou entre a argamassa e o solo. Para contornar esta situação, é necessária a injeção principalmente em maiores profundidades, possibilitando o emprego de maiores valores para a pressão de injeção. Isto faz com que grande parte de sua capacidade de carga advenha de camadas mais profundas, diferente do que acontece muitas vezes na estaca raiz, que é mobilizada em maior parte pelas faixas mais superficiais. Tal comportamento é apresentado pelo autor por meio da Figura 2.2.

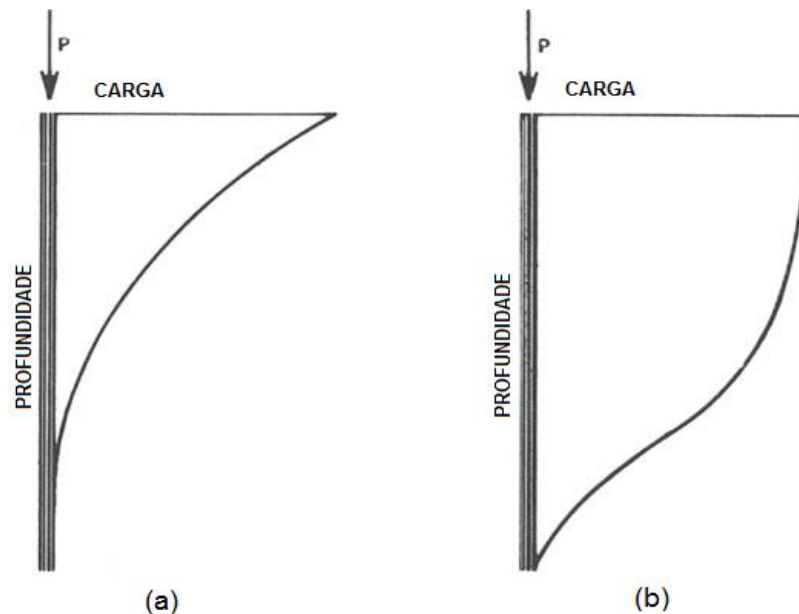


Figura 2.2 – Curvas típicas de transferência de carga de estaca raiz (a) e microestaca (b) com revestimento de aço, respectivamente (Lizzi, 1993).

Outras questões que devem ser levadas em consideração para este tipo de estaca são o risco de corrosão do tubo de aço e a flambagem, uma vez que a estrutura apresenta altos valores de carregamentos e, muitas vezes, não é aderido adequadamente ao solo nas menores profundidades, o que faz com que sua execução seja unicamente no sentido vertical.

Polido et al. (2000) estudaram o comportamento de estacas injetadas a alta pressão executadas de duas maneiras distintas: com os tubos de injeção, sem função estrutural, posicionados externa e internamente a um tubo estrutural sendo que, neste último caso, executaram-se furos de 1,0 cm de diâmetro nestes tubos a fim de interligar o tubo de injeção com o meio externo. Além disso, em ambos os casos, as estacas foram armadas com uma gaiola de aço (estribos com diâmetro de 6,0 mm a cada 20 cm) e suas pontas foram fechadas com placas de aço dotada de uma válvula de pé para injeção e foram executadas 11 m em solo silte-arenoso residual com N_{SPT} variando de 18 a 90. Por meio de quatro provas de carga instrumentadas, os autores chegaram as seguintes conclusões:

- Comportamento carga vs deslocamento semelhante entre as estacas até que atingissem a carga de trabalho, apresentando recalques de pequenos valores;
- Recalques reduzidos na faixa de carga que corresponde à fração de resistência lateral, crescendo a partir de quando a ponta começa a ser solicitada, o que caracteriza uma ruptura brusca da fundação;

- A parcela referente à resistência de ponta não excedeu 8% da carga de ruptura;
- A resistência da estaca é função do volume de calda de cimento injetado e dos fatores de resistência do solo (levando em consideração o N_{SPT} médio);
- Correlação pouco consistente entre resistência lateral unitária e pressão final de injeção nas manchetes.

A Figura 2.3 a seguir apresenta o comportamento típico da curva carga vs recalque de microestacas injetadas quando comparadas aos demais tipos de estacas.

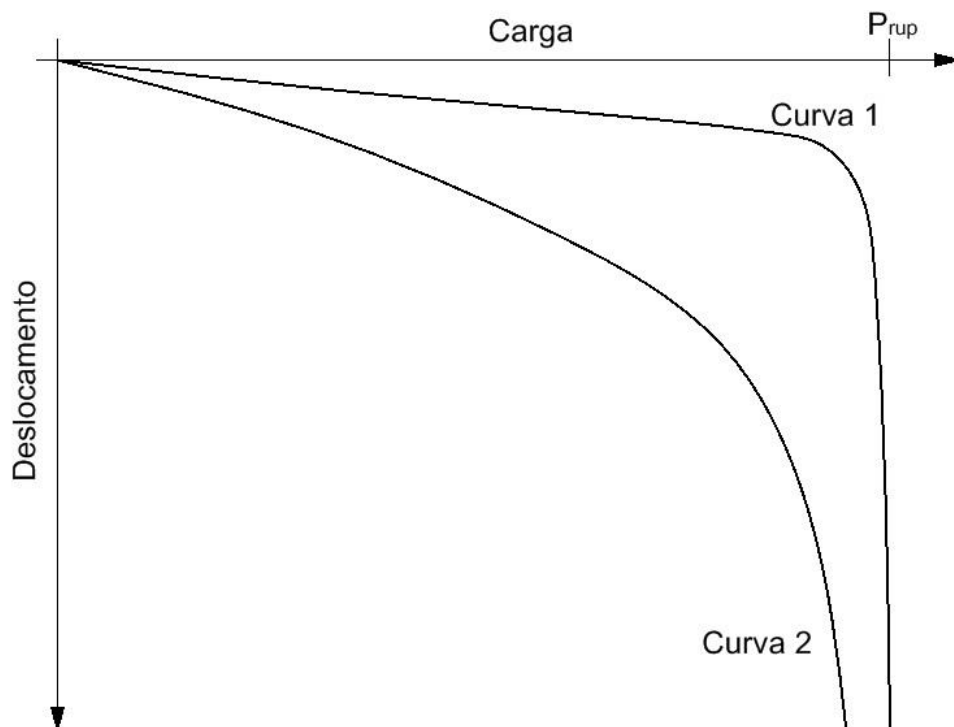


Figura 2.3 – Comportamento típico de curva carga-deslocamento para microestacas (Curva 1) e demais tipos de estacas (Curva 2) (Adaptado de Sadalla Neto, 1995).

Apesar da maior parcela de resistência provir do atrito lateral, Bellato et al (2013) enfatizam que a resistência de ponta não deve ser desprezada, como é feito em grande número dos casos, o que torna a estimativa da capacidade de carga deste tipo de estaca muito conservadora. Em alguns casos específicos se verifica bom comportamento da ponta como, por exemplo, em microestacas curtas (menores que 10 m) e com ponta apoiada em camadas rígidas de solo. Em seu estudo sobre o comportamento de microestacas em solos heterogêneos com presença de pedregulhos, Bellato et al (2016) encontraram porcentagem de ponta superior a 20%, levando em conta que os ensaios foram realizados em microestacas com 5 m de comprimento e embutidas em solos rígidos, e esta parcela apresentou mobilização logo nos primeiros incrementos de carga. Além disso, para maiores fases de injeção

há a possibilidade de ocorrer uma substituição de porções de solo amolgado sob a ponta da estaca, região esta onde geralmente há deposição de sedimentos, o que pode justificar uma parcela de ponta considerável (Shong e Chung, 2003).

No que se refere a produtividade, esta metodologia apresenta valores que variam de 10 a 30 m/dia, quando usado equipamentos de pequeno porte em difíceis condições para reforço de fundações, a 50 a 100 m/dia, quando utilizados equipamentos de grandes capacidades (Presa e Pousada, 2004). De acordo com Sadalla Neto (1995), tal produtividade é inferior quando comparada à de equipamentos utilizados em estacas cravadas, o que torna este tipo de estaca mais oneroso e impede sua competição com tipos de estacas mais comuns, como as pré-fabricadas ou as moldadas *in loco*, restringindo sua utilização a casos específicos.

2.1.3. Classificação e Divisão das Microestacas

Em geral, as microestacas podem ser classificadas de acordo com dois critérios: quanto a sua função e ao seu método de execução. O primeiro caso diz respeito à aplicação da microestaca, como apresentado na Tabela 2.1, que pode ser em situações em que a estrutura está recebendo diretamente a carga axial ou lateral (Caso 1), transferindo-a para profundidades mais resistentes, ou em que a estaca reforça o solo para formar um maciço reforçado conhecido como rede reticulada de estacas (Caso 2).

Tabela 2.1 – Diferença entre microestacas quanto a aplicação (Teixeira, 2014)

Caso 1	Caso 2
Contenção de terras	Contenção de taludes de terras
Fundação de estruturas	Reforço do solo
Recalque de estruturas	Redução de recalques e liquefação
Reforço a ação sísmica	

Quanto ao segundo tipo de classificação, a FWH (2005) classifica a microestaca como quatro tipos distintos (Figura 2.4) descritos a seguir:

- Tipo A: a argamassa é colocada no interior da estaca apenas por gravidade. Misturas de areia e cimento, bem como argamassas de cimento puro, podem ser utilizadas uma vez que a coluna não é pressurizada. Este é o único tipo em que não há aplicação de pressão;

- Tipo B: caso em que a nata de cimento é colocada por gravidade e então injetada sob pressão conforme o tubo de perfuração é sacado. Valores típicos de pressão variam de 0,5 a 1 MPa e são limitados para que não haja fratura do solo adjacente. Este é o tipo mais empregado uma vez que a estaca raiz pertence a este grupo;
- Tipo C: em uma etapa inicial, a argamassa primária é colocada por gravidade e aplica-se pressão de 1 a 2 MPa, o que causa a fragmentação do solo confinante. Antes do endurecimento desta fração, uma segunda leva de argamassa é injetada nas profundidades em que se encontram as manchetes, criando bulbos nessas regiões.
- Tipo D: similar ao Tipo C, mas com modificação do segundo processo. Neste tipo, é esperado o tempo para que a primeira leva de argamassa tenha endurecido, em torno de 12 horas, para que seja injetada uma argamassa adicional via tubo-manchete sob pressões de 2 a 8 MPa. Este processo permite quantas repetições forem necessárias.

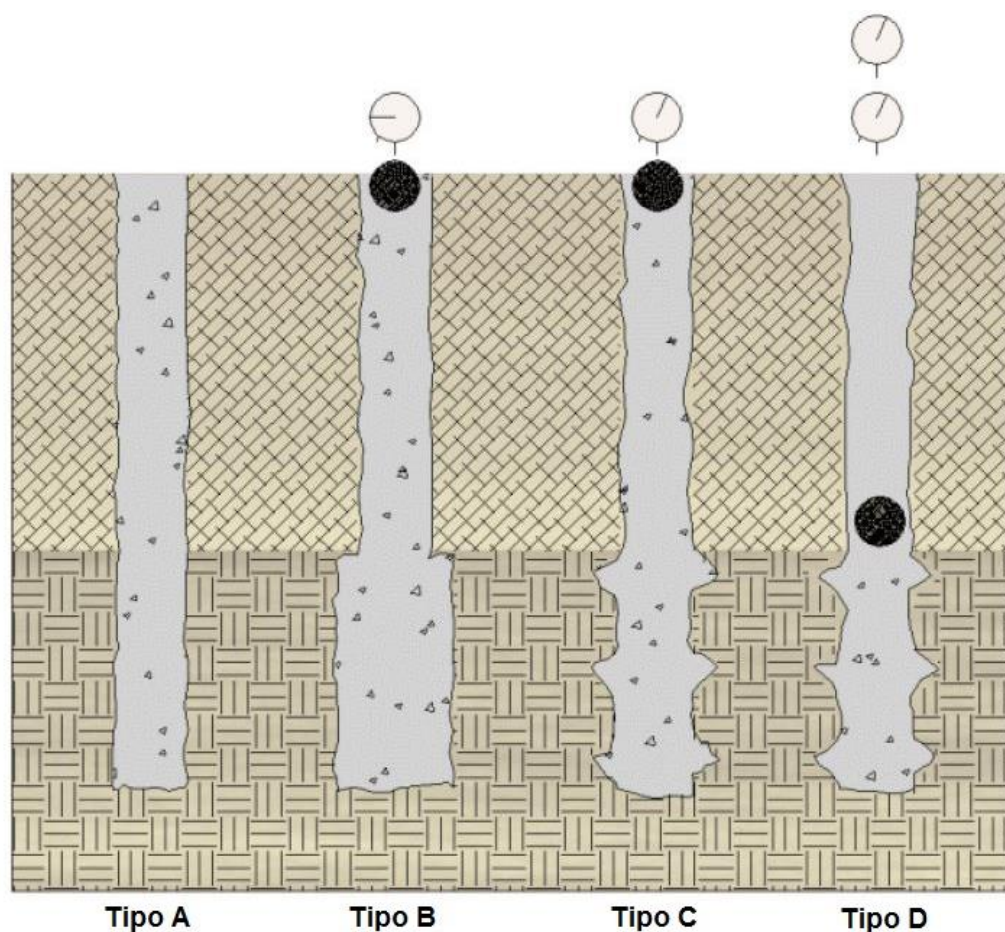


Figura 2.4 – Classificação de microestaca quanto ao método de injeção (FHWA, 2005)

Na grande maioria dos casos, a classificação da microestaca não fica presa a apenas à sua aplicação ou seu método executivo, uma vez que uma obra geotécnica demanda da melhor técnica viável para cada caso específico, como se mostra na Tabela 2.2. Por exemplo, uma microestaca utilizada como suporte estrutural, e executada de acordo com a metodologia do tipo D, pode ser classificada como Tipo 1D.

Tabela 2.2 – Relações entre aplicações, conceito de projeto, execução e estimativa de aplicação (FHWA, 2005)

Aplicações	Conceito de projeto	Tipo de execução	Estimativa aplicação
Reforço de fundações Novas fundações Reforço sísmico	Caso 1	Tipo A (zonas em rochas ou solos) Tipo B, C e D em solos	Aprox. 95%
Estabilização de taludes de suporte de escavação	Caso 1 e 2	Tipo A (Caso 1 e 2) Tipo B (Caso 1) em solo	0 a 5%
Reforço do solo Redução de recalques Estabilidade estrutural	Caso 2	Tipo A e B	< 1%

No Brasil, a NBR 6122/2010 classifica as estacas injetadas apenas em dois grupos: estaca raiz e estaca escavada com injeção, ou microestaca. Entretanto, uma melhor classificação das estacas injetadas quanto a sua execução pode ser dada entre estacas que utilizam o processo de injeção sob pressão no maciço por meio de válvulas que impeçam o refluxo de argamassa no interior do furo escavado, tendo-se o chamado “terreno protendido”, e estacas nas quais esta pressão de contenção não é mantida no maciço, o que origina o “terreno armado” (Costa Nunes, 1985).

2.1.3.1. *Estacas com refluxo de argamassa*

2.1.3.1.1. *Estacas tipo raiz*

Quanto às características gerais deste tipo de estaca, a NBR 6122/2010 apresenta a seguinte definição:

“A estaca raiz é uma estaca moldada in loco, em que a perfuração é revestida integralmente, em solo, por meio de segmentos de tubos metálicos (revestimento) que vão sendo rosqueados à medida que a perfuração é executada. O revestimento é recuperado (p.74)”.

Além disso, a norma destaca que a armadura é posicionada ao longo de todo o comprimento da estrutura, e a perfuração preenchida devidamente por uma argamassa de cimento e areia.

O procedimento executivo, segundo Garcia (2006), é apresentado na Figura 2.5 e consiste nas seguintes etapas:

- i. Perfuração do solo com rotação ou roto-percussão com auxílio de revestimento, dotado de coroa de perfuração, e circulação interna de água ou lama bentonítica, fazendo com que o material escavado seja carreado pela face externa do revestimento;
- ii. Atingida a profundidade desejada e realizada a limpeza do furo, a armação é então locada internamente ao tubo de revestimento;
- iii. Preenchimento com argamassa, no sentido de baixo para cima, permitindo a saída de água ou lama excedentes;
- iv. Aplicação de pressão de ar comprimido, com auxílio do tampão de injeção, possibilitando conjuntamente a extração do revestimento.

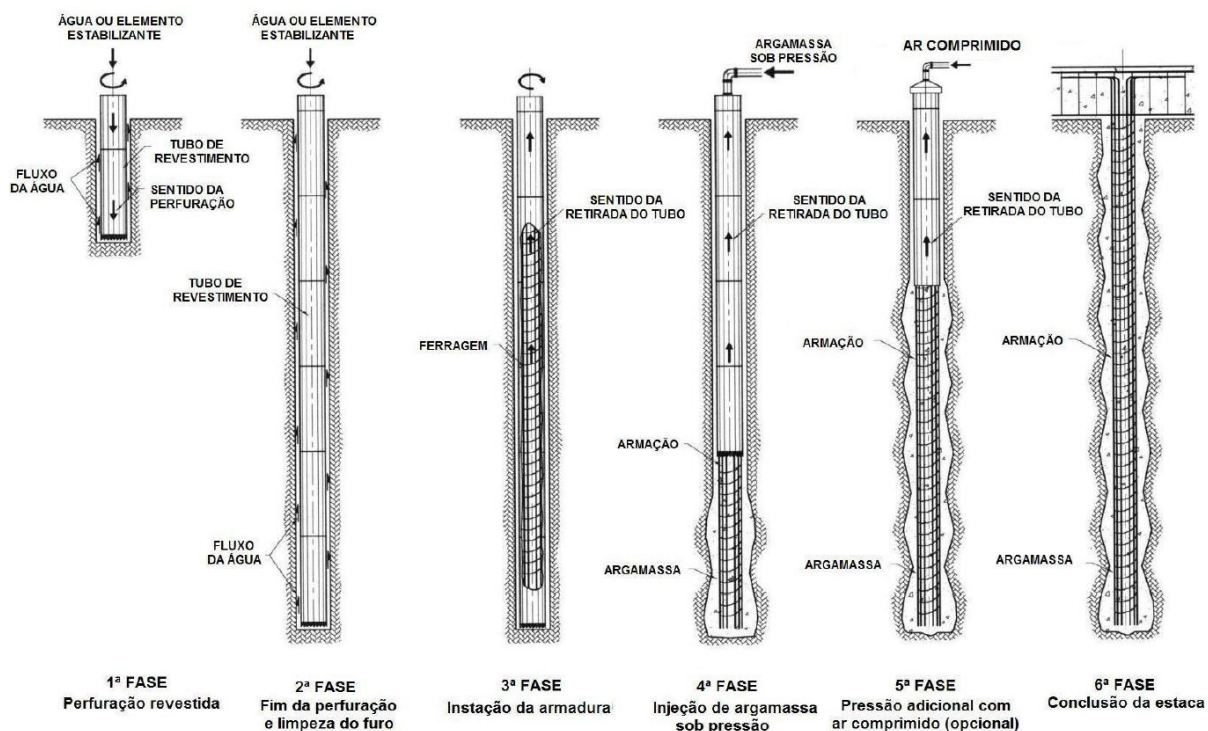


Figura 2.5 – Processo executivo da estaca injetada tipo raiz (Guimarães Filho, 2004).

Apesar das recomendações da NBR 6122/2010 quanto a dosagem de cimento, Leister (2012) garante a possibilidade de se trabalhar com menores consumos, desde que seja garantida uma granulometria global melhor distribuída, com mais finos do

que argamassas convencionais. Além disso, o autor apontou que é possível reduzir o consumo de cimento por meio da substituição de finos quando garantidos uma curva granulométrica melhor distribuída e melhor consumo de água através de aditivos, aumentando assim seu teor A/C.

A metodologia da injeção da pressão da estaca raiz é a principal diferença em comparação aos demais tipos de estacas injetadas, uma vez que a pressão é aplicada diretamente na argamassa pelo ar comprimido (entre 0,3 e 0,5 MPa) e não pelo próprio processo de injeção. Este processo é responsável pela consolidação de maciços fissurados, compactação de eventuais horizontes fofos, aumento do diâmetro do fuste (Tabela 2.3) e alteração do mesmo, o que leva a um aumento da resistência lateral e, conseqüentemente, da capacidade de carga (Nogueira, 2004).

Tabela 2.3 - Correspondências entre diâmetros nominal e perfurado (ABEF, 2016)

Diâmetro nominal da estaca	mm	150	160	200	250	310	400	450
Diâmetro mínimo externo do tubo de revestimento	mm	127	141	168	220	273	355	406

2.1.3.1.2. Estacas tipo ancoragem

Sadalla Neto (1995) descreve o processo executivo deste tipo de microestaca pelas seguintes etapas, conforme se apresenta na Figura 2.6:

- i. Perfuração do solo com descida simultânea de tubo de revestimento e haste de perfuração, que é dotada de coroa para desintegração do solo. Da mesma maneira que a estaca raiz, a perfuração é realizada por equipamento rotativo com circulação de água, com diferença que o solo carregado é transportado entre a haste de perfuração e o revestimento;
- ii. Atingida a profundidade desejada, substitui-se o fluido por argamassa de cimento, que é lançada pela própria haste de perfuração no fundo da estaca até que se atinja seu topo;
- iii. A haste então é substituída por um tubo de aço, também conhecido como tubo de pressão, que tem função tanto de aplicar pressão na argamassa na etapa posterior quanto de armação. Existe a possibilidade de se colocar uma armadura adicional de aço, aumentando a seção de aço da estaca;

- iv. Por fim, o tubo de revestimento é retirado e argamassa de cimento é injetada pelo topo do tubo de aço com pressão entre 1,5 e 2,0 MPa, garantindo boa aderência no contato entre a estaca acabado e o solo. A etapa de injeção pode ser repetida de acordo com a necessidade de execução.

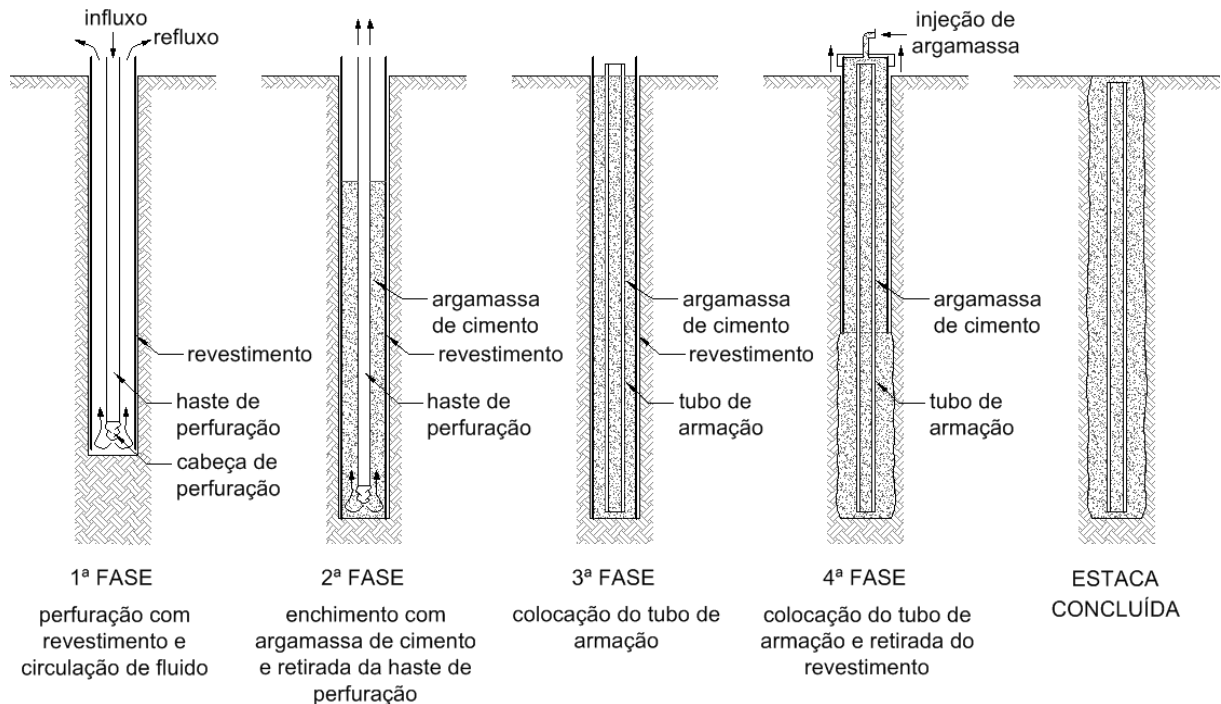


Figura 2.6 – Processo executivo da estaca injetada tipo ancoragem.

No que se refere a argamassa, caso haja incorporação de areia, a mesma deve apresentar diâmetro máximo de 3 mm e seu consumo deve obedecer a relação 2:1:1 (cimento, areia e água, respectivamente).

2.1.3.1.3. *Estacas injetadas autoperfurante ou Alluvial Anker*

Este tipo de microestaca foi estudado por Silva (2011) e Zuluaga (2015), criada com o intuito de contornar as desvantagens existentes nas estacas injetadas clássicas por meio de um processo executivo mais rápido e econômico, dado a seguir:

- Perfuração, com simultânea injeção de água ou fluido cimentante, por meio de um tubo dotado de ponta perfurante na parte inferior da haste e acoplado a uma perfuratriz, rotacionando-o em altíssima velocidade;
- Atingida a cota desejada, injeta-se calda de cimento e desacopla-se o tubo da perfuratriz, ficando incorporado ao solo e atuando como a própria armadura da fundação.

A Figura 2.7 descreve os passos na execução deste tipo de microestaca injetada.

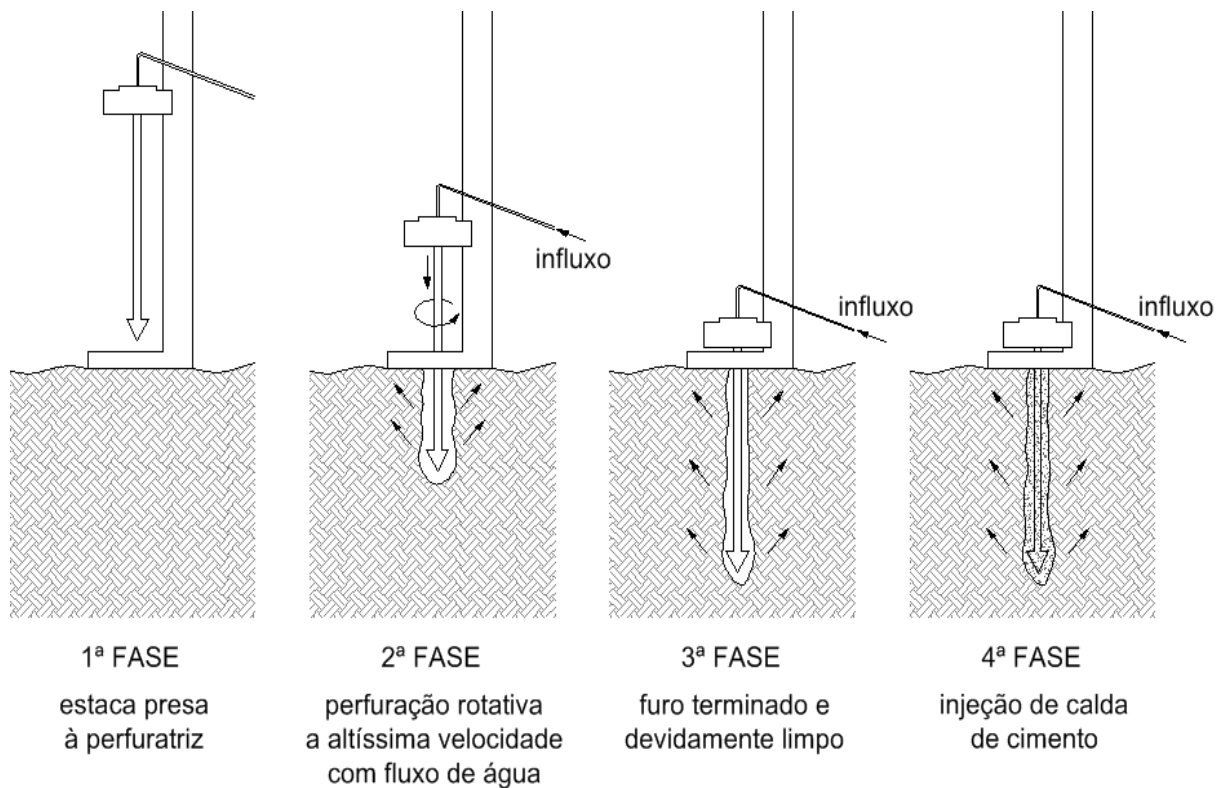


Figura 2.7 – Processo executivo da estaca Alluvial Anker.

2.1.3.1.4. Microestacas ARCOS

Este método é patenteado pela empresa de mesmo nome e consiste nas etapas descritas a seguir e ilustradas pela Figura 2.8:

- i. Cravação à percussão, por meio de tripé e um micro bate-estacas elétrico, de tubos de aço especial com comprimento variando entre 1 e 2 metros, dotados de furos ao longo de seu comprimento. O primeiro segmento é provido de uma ponta cônica para auxílio na cravação, e a conexão entre os tubos pode ser realizada através de sistema de emendas especiais;
- ii. Atingida a profundidade de projeto, lança-se a calda de cimento por queda livre a partir da boca do tubo;
- iii. Preenchido o tubo, o mesmo é tamponado e pressurizado em seguida por um compressor de pequeno porte, com pressões de injeção variando de 0,3 a 0,8 MPa, até que haja retorno da calda pela bainha;
- iv. Corte do excedente de tubo fora da estaca.

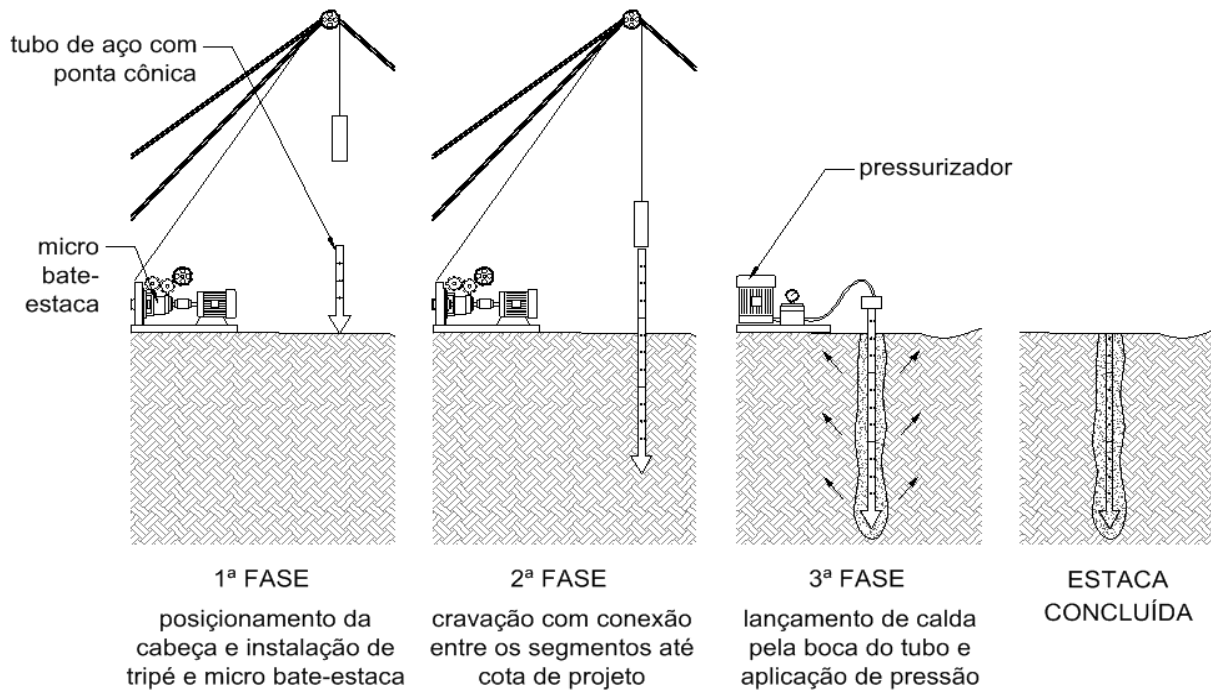


Figura 2.8 – Processo executivo da estaca ARCOS.

2.1.3.2. Estacas sem refluxo de argamassa

2.1.3.2.1. Estacas tipo presso-ancoragem

No Brasil, este tipo de estaca é conhecido por seu termo geral de microestaca ou estaca escavada com injeção, definida pela NBR 6122/2010 da seguinte maneira:

“(…) é uma estaca moldada in loco, executada através de perfuração rotativa com tubos metálicos (revestimento) ou rotopercussiva por dentro dos tubos, no caso de matacão ou rocha. Esta estaca é armada e injetada, com calda de cimento ou argamassa, através de tubo “manchete”, visando aumentar a resistência do atrito lateral (p.86)”.

A norma ainda destaca duas alternativas existentes para alocação da armadura em seu interior: na primeira é introduzido um tubo metálico disposto de válvula manchete com função estrutural, na segunda a armadura é constituída de barras, podendo ser também em forma de gaiola, com injeção feita por meio de um tubo plástico também munido de manchetes, dispositivos estes que se abrem sob pressão, permitindo a passagem de calda de cimento do interior do tubo para o solo.

Alonso (2016) descreve o processo de execução da microestaca pelas seguintes etapas:

- i.* Perfuração do solo com rotação ou roto-percussão com tubo dotado de cabeça de perfuração. Durante esta etapa, o material é lavado com água ou fluido cimentante pela parte externa do tubo.
- ii.* Instalação do tubo-manchete

Após a limpeza e perfuração do furo o tubo, dotado de manchetes distantes de 0,50 m a 1,00 m, é então introduzido. No caso de se utilizar tubo de PVC, o mesmo deve ser envolvido pela armadura uma vez que não possui função estrutural, diferente do que ocorre quando se emprega tubo de aço, que é incorporado dentro do furo.

iii. Primeira etapa de injeção

Com o tubo instalado, injeta-se, com auxílio de um obturador simples, calda de cimento pela válvula inferior até que a mesma extravase pela boca da parte externa do furo, o que caracteriza a bainha da estaca. Outra alternativa, análoga à estaca raiz, consiste em preencher integralmente o furo com argamassa, seguido pela descida imediata do tubo-manchete, o que barateia o custo da bainha uma vez que as injeções com argamassa, ao invés de calda de cimento, pelas válvulas-manchete apresentam problemas executivos em muitos casos. Independente do processo de injeção, após a conclusão da bainha, é realizada a limpeza interna do tubo através de circulação de água, garantindo que não haja quaisquer restos de cimento ou irregularidade na superfície interna que venham a atrapalhar a vedação dos obturadores utilizados na etapa seguinte.

iv. Segunda etapa de injeção

A injeção é realizada por meio de um obturador duplo acoplado a um misturador e bomba de injeção de alta pressão, no sentido de baixo para cima, em cada profundidade que as válvulas-manchetes devem se encontrar. Esta fase só é iniciada após a conclusão da bainha e quando a cura da calda de cimento tiver iniciada (em média 12 horas após a conclusão da bainha).

Em média, as pressões utilizadas na injeção variam de 1 a 3 MPa (10 a 30 kg/cm²), podendo ser maior quanto mais tarde forem realizadas as injeções nas válvulas. O consumo por válvula-manchete é de 1 a 2 sacos de cimento sendo que, para consumos superiores, a injeção na devida válvula é suspensa e segue-se com as próximas superiores, retornando-se posteriormente a mesma e repetindo-se o

processo até que se obtenha pressões de injeção conforme especificado. É por meio deste processo que se garante ao fuste uma forma constituída de bulbos comprimidos contra o solo, favorecendo sua adesão e, conseqüentemente, a transferência de carga pelo atrito lateral em comparação com outros tipos de estacas.

- v. Vedação do tubo-manchete com nata de cimento ou argamassa. Nesta fase pode-se também complementar a armadura da fundação com barras longitudinais, caso haja necessidade.

A Figura 2.9 a seguir resume as etapas do processo executivo da estaca tipo presso-ancoragem.

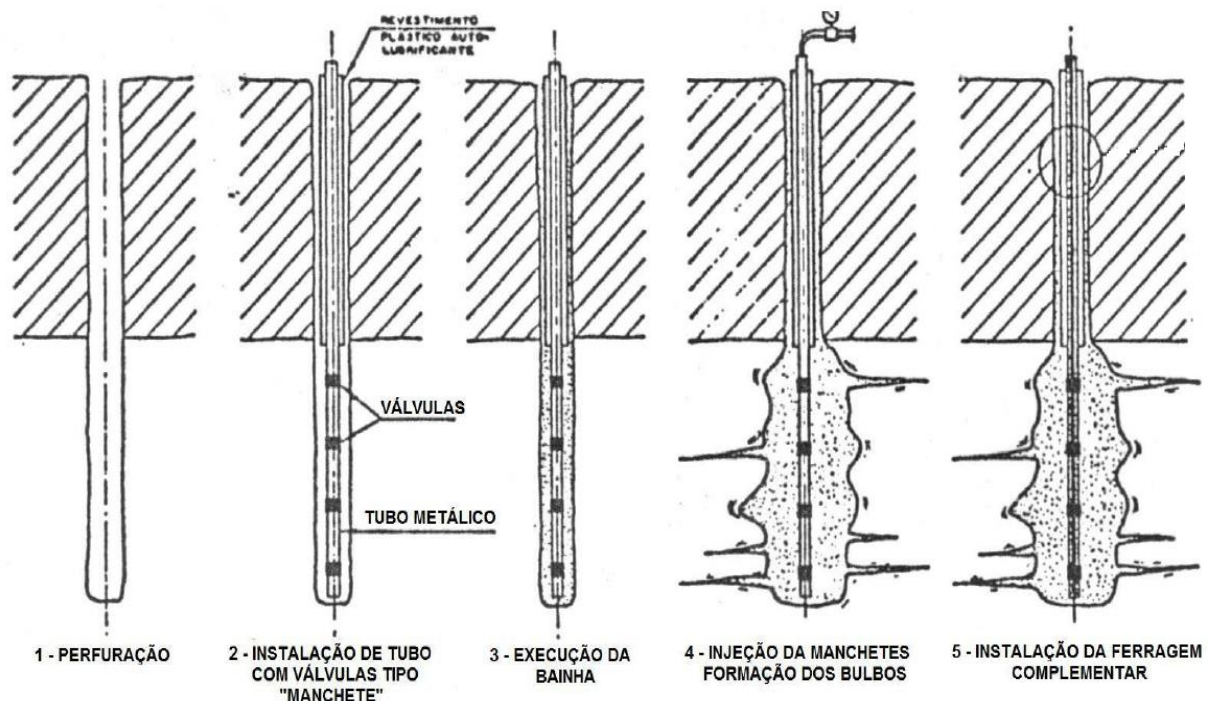


Figura 2.9 – Processo executivo da estaca injetada tipo presso-ancoragem (Adaptado de Guimarães Filho, 2004).

2.1.3.2.2. Estaca tipo "Tub-Fix"

Lizzi (1993) e Sadalla Neto (1995) apresentam em seus trabalhos o processo executivo destes tipos de estacas, conforme ilustrado na Figura 2.10.

- i. Perfuração é feita de acordo com os outros métodos executivos, o tubo de revestimento pode ou não ser empregado e lama bentonítica é empregada como fluido de perfuração;
- ii. Terminada a fase de perfuração, a lama é então substituída por suspensão de argila e cimento ou apenas calda de cimento, e o tubo de perfuração é retirado;

- iii. Instala-se um tubo metálico manchettato na parte inferior da estaca, que atuará também como elemento estrutural da fundação;
- iv. Por fim, injeta-se nas profundidades das manchetes nata de cimento em alta pressão por meio de um obturador duplo de borracha. Este processo pode ser repetido quantas vezes forem necessárias.

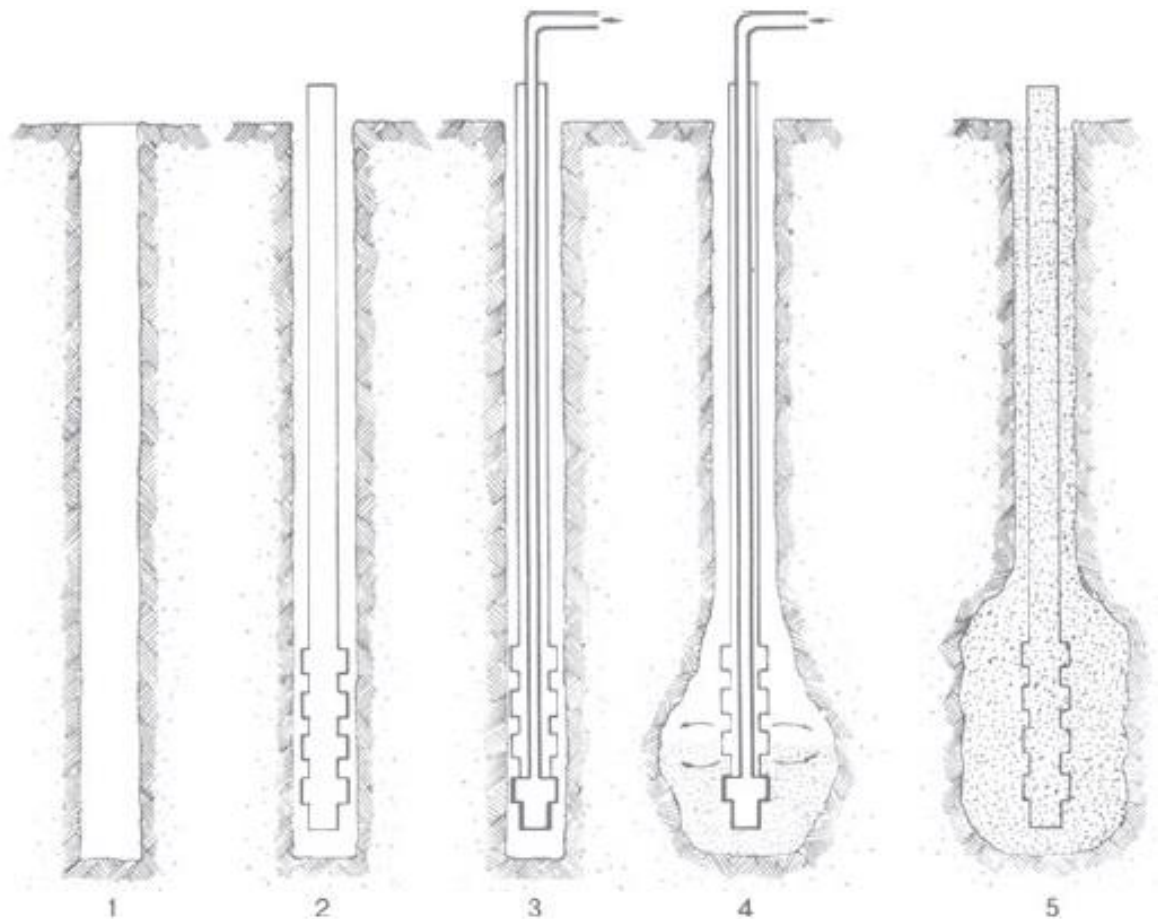


Figura 2.10 – Processo executivo da estaca injetada tipo Tub-Fix (Lizzi, 1993).

2.1.3.2.3. Estaca tipo GEWI ou Mini-Core

Este tipo de microestaca é patenteada pela empresa DYWIDAG e sua metodologia é apresentada pelos processos e pela Figura 2.11.

- i. Perfuração realizada com camisa metálica e fluxo de água como fluido de perfuração. É possível utilizar a camisa metálica perdida durante a escavação de modo que atue como armadura da fundação;
- ii. Introdução no furo da barra GEWI ou DYWIDAG, que é incorporada a um sistema de válvulas e tubos e dada em pequenos segmentos que se conectam por meio de luvas;

- iii. Após a locação da barra, uma injeção primária é realizada a partir do topo do furo com a retirada simultânea da camisa metálica caso seja necessário;
- iv. Uma segunda ou terceira injeção de cimento podem ser realizadas por meio de linhas de injeção, desta vez a altas pressões, a depender da necessidade de execução e tipo de solo.

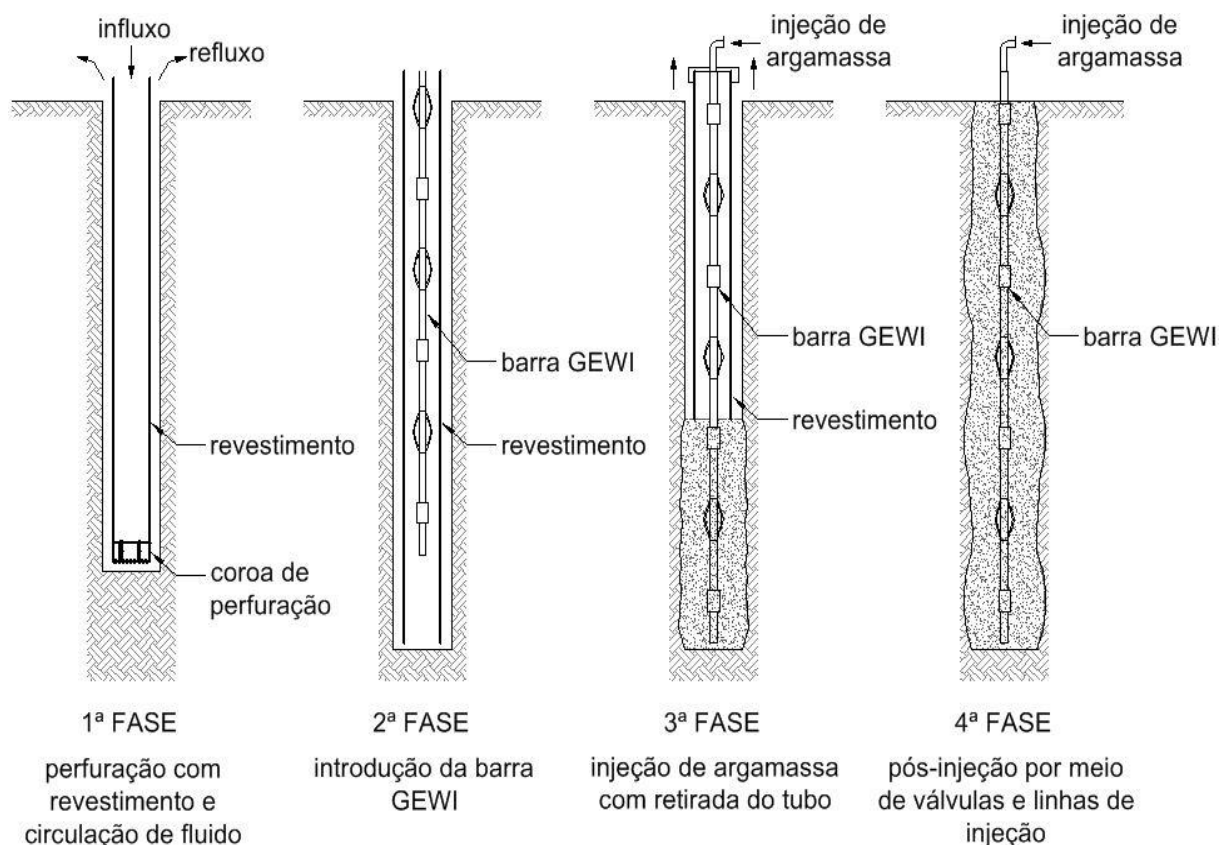


Figura 2.11 – Processo executivo da estaca injetada tipo Gewi.

2.1.4. Efeitos da Injeção

A injeção tem como principal função o acréscimo da reação do solo frente à uma solicitação, sendo que a pressão utilizada neste processo varia conforme o tipo de estaca injetada e o solo em que se está executando-a. Tal valor corresponde a pressão de reação que o terreno exerce quando da aplicação de pressão, ou seja, será baixa no caso de regiões com grandes vazios e/ou da presença de argilas muito moles, enquanto que para solos mais consistentes será exigida maior pressão de injeção (Guimarães Filho, 1984).

Quanto aos resultados esperados, pode-se esperar três comportamentos típicos, conforme Figura 2.12: preenchimento de vazios, deslocamento dos grãos ou fissuração (clacagem). Na primeira situação, os vazios são considerados

suficientemente grandes a ponto de impedirem o fluxo da calda de cimento injetada e, desta maneira, não ocorrem alterações de volume e da estrutura do solo e apenas seus vazios são preenchidos (Sodré, 1996). Quando se trata de solos com granulometria mais distribuída e, conseqüentemente, menores tamanhos de vazios, a calda não consegue fluir através destes, o que faz com que ela comprima o terreno e forme bulbos com formas semelhantes a esferas, fato este que ocorre na segunda ocasião (Meyerhof, 1959). Por fim, o terceiro caso ocorre quando se tenta aumentar o bulbo criado da situação anterior, em que se atinge uma pressão limite que provoca a ruptura hidráulica do solo, processo também conhecido como clacagem. Por meio desta, a injeção percorre um caminho de menor resistência sem que haja necessariamente um acréscimo real da capacidade de carga (Costa Nunes, 1985).

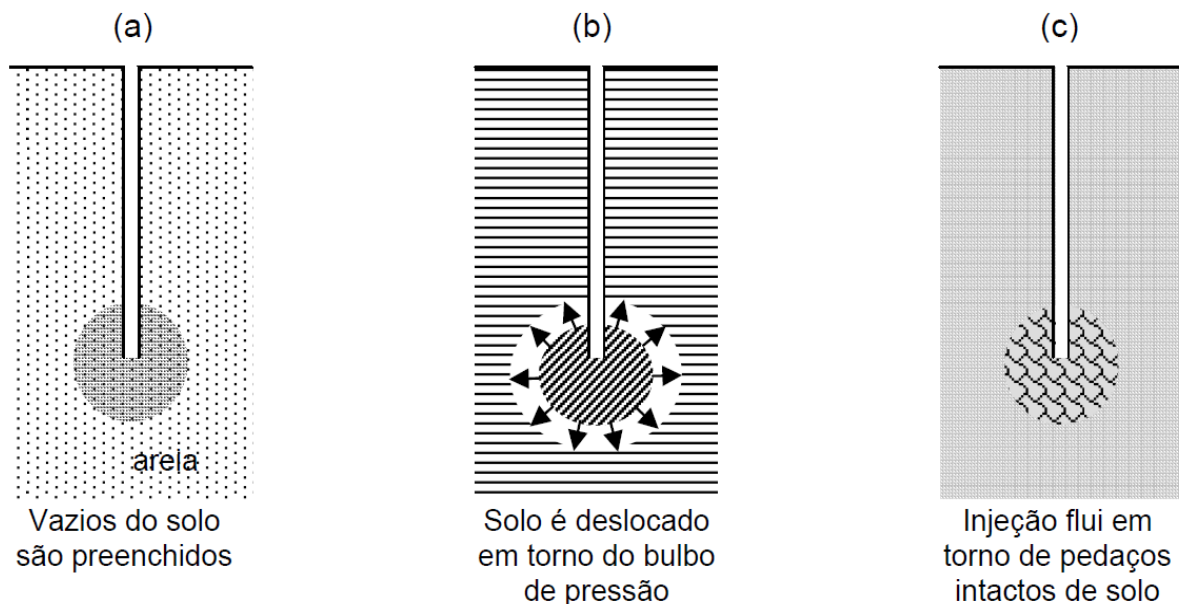


Figura 2.12 – Efeito da injeção nos solos (Sodré, 1996)

Independente do procedimento a ser escolhido para injeção, deve-se garantir que seja retirado maior proveito possível do maciço de modo que se preencha os vazios e se comprima o solo sem que ocorra, obrigatoriamente, a clacagem (Branco, 2006).

A fase de injeção neste tipo de estaca é de extrema importância, uma vez que ela que irá ditar a interação do solo com a estrutura de fundação. Para o caso de microestacas, existem duas técnicas empregadas atualmente: a injeção repetitiva e seletiva (IRS) e a injeção global unitária (IGU).

De acordo com Bustamante (1986), no método IGU, como o próprio nome sugere, a injeção ocorre em âmbito global na estaca e, na maioria dos casos, em uma única etapa. A este grupo pertencem as estacas raiz e microestacas do tipo B citadas anteriormente. A IRS diz respeito a maioria das estacas injetadas, onde a injeção é realizada com auxílio de um obturador duplo para fazer injeções em áreas específicas no interior do tubo de revestimento, podendo-se realizar quantas repetições forem necessárias para se atingir o resultado esperado. Neste método o obturador percorre o sentido ascendente ao longo do tubo e estaciona nas cotas onde se encontram manchetes dotadas de dispositivos que impedem o retorno do material injetado, realizando duas ou mais injeções a ponto de melhorar os parâmetros do solo-estaca.

Quando se iniciou a técnica de ancoragens injetadas em solos, acreditava-se que tal procedimento era possível apenas em solos granulares, mas com o desenvolvimento da técnica de injeção repetitiva e seletiva foi possível verificar sua viabilidade para solos coesivos, apesar das melhorias das condições deste tipo de solo serem razoáveis quando comparadas aos solos granulares. Esta capacidade da injeção de melhorar as propriedades do solo, de acordo com o tipo deste, é conhecida como grau de injetabilidade, e varia de acordo com o tipo de solo e sua compactidade, como mostrado na Tabela 2.4 (Pérez More, 2003).

Tabela 2.4 – Grau de injetabilidade dos solos (Novais Souza, 2001 apud Pérez More, 2003)

Tipo de solo	Compacidade ou consistência	Grau de injetabilidade parcial			Grau de injetabilidade global
		Aumento do diâmetro do bulbo	Aumento da tensão normal	Tratamento do solo	
Areia média e grossa	Fofa	Alto	Baixo	Alto	Alto
Areia média e grossa	Compacta	Baixo	Alto	Médio	Médio
Areia fina	Fofa	Alto	Baixo	Médio	Médio
Areia fina	Compacta	Baixo	Alto	Baixo	Baixo
Argila	Mole a média	Alto	Baixo	Médio	Médio
Argila	Rija e dura	Baixo	Alto	Baixo	Baixo
Silte	Fofa	Alto	Baixo	Médio	Médio
Silte	Compacto	Baixo	Alto	Baixo	Baixo

A aplicação e repetição de fases de injeção tem diferentes funcionalidades a depender do tipo de microestaca, principalmente no que diz respeito à primeira injeção após a confecção da bainha. Para o tipo C, a injeção “pós-grouting” serve para que haja um alargamento do fuste da estaca, enquanto que para o tipo D esta injeção serve para que haja fissuração da bainha, o que causa um enraizamento da calda de cimento no solo (Guimarães Filho, 1984). A Figura 2.13 a seguir apresenta a influência do tipo de injeção nas microestacas do tipo C e D.

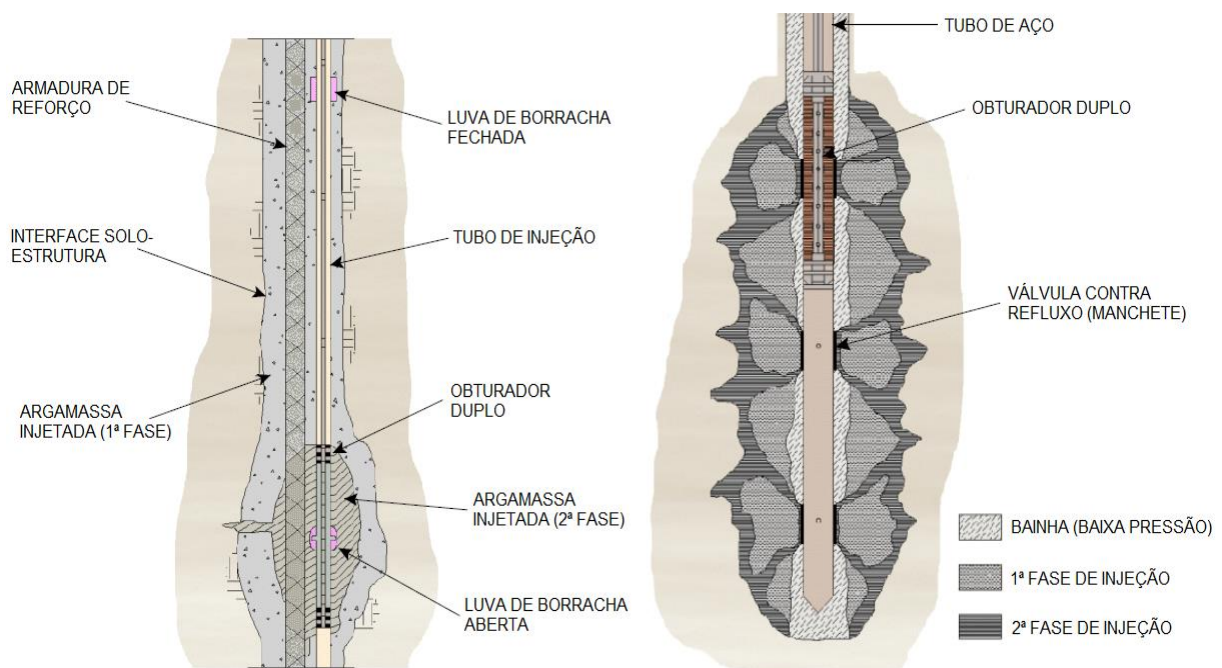


Figura 2.13 – Princípio da injeção posterior nas microestacas (FHWA, 2005).

Quanto ao desenvolvimento das pressões medidas (Figura 2.15), nos casos em que a resistência mecânica da bainha é superior à do maciço ou solo, há um crescimento destas até que haja a ruptura da bainha, seguido por uma queda instantânea até o ponto necessário para que se mantenha a válvula aberta. Outra possível ocorrência para esta situação é quando há uma ligeira perda de pressão após a ruptura da bainha, o que ainda não há justificativa técnica para tal comportamento. Para os casos em que a resistência da bainha é menor que a do solo, observa-se o desenvolvimento das pressões até um valor limite, referente a abertura da válvula manchete (Santos et al, 1985). Independentemente da situação em que ocorrem as injeções, as pressões das fases posteriores são mais elevadas, uma vez que o solo melhora suas propriedades conforme a fase de injeção. Assim, são esperadas pressões de reação do solo maiores conforme a profundidade e o número de fases de injeção aplicadas, como se mostra na Figura 2.14 a seguir (Guimarães Filho, 1984).

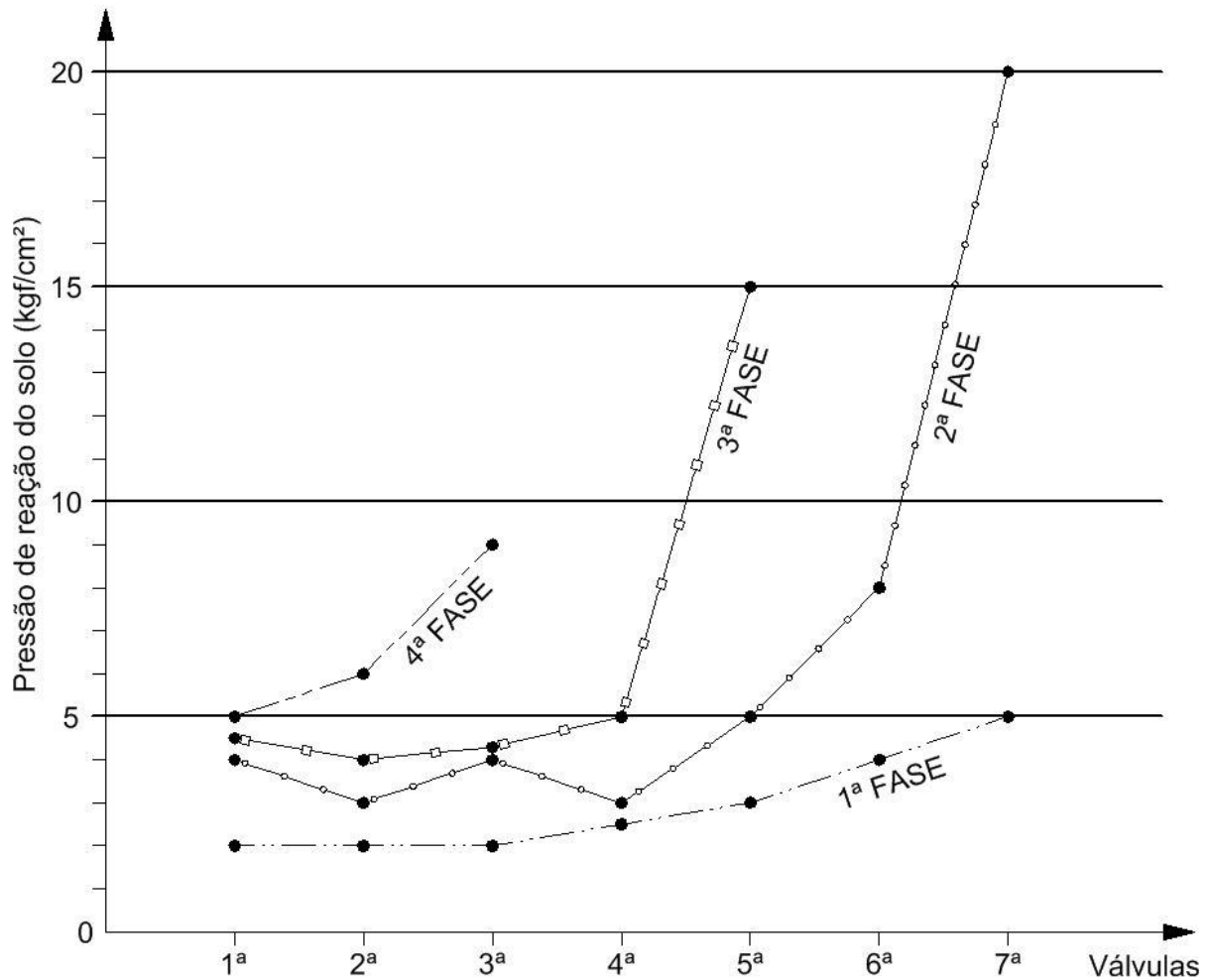


Figura 2.14 – Variação da pressão de reação do solo em função das fases de injeção e válvulas em profundidade (Adaptado de Guimarães Filho, 1984)

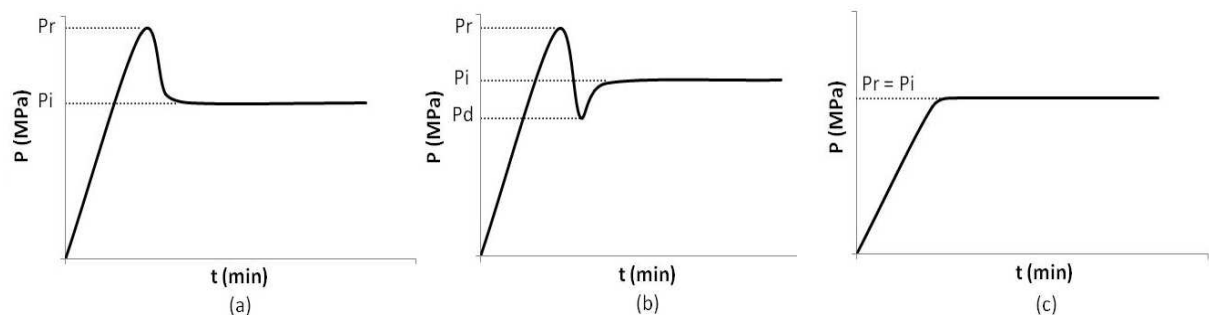


Figura 2.15 – Evolução da pressão ao longo da injeção. Casos (a) e (b) para bainhas mais resistentes que o solo e caso (c) para bainha menos resistente (Adaptado de Santos et al., 1985). Onde: P_r = pressão de ruptura da bainha; P_i = pressão de injeção e P_d = pressão de descompressão.

Bustamante e Doix (1985) apresentaram em seu trabalho os efeitos da injeção em tirantes e microestacas, de modo a obter uma estimativa da melhoria do atrito entre estacas injetadas pelos métodos IGU e IRS e o solo que as circundam. De acordo com os autores, os métodos repetitivos e seletivos são mais eficientes no ganho de resistência tanto para areias quanto para argilas, melhorando as condições

do solo que adere à estaca. Além disso, os autores declaram que a capacidade de carga é determinada pelo volume total de calda injetada, não podendo se afirmar que o mesmo ocorre devido às magnitudes da pressão de injeção. Nas Figuras 2.16 e 2.17 a seguir são apresentadas as evoluções das resistências de acordo com o tipo de injeção para solos arenosos e argilosos, respectivamente.

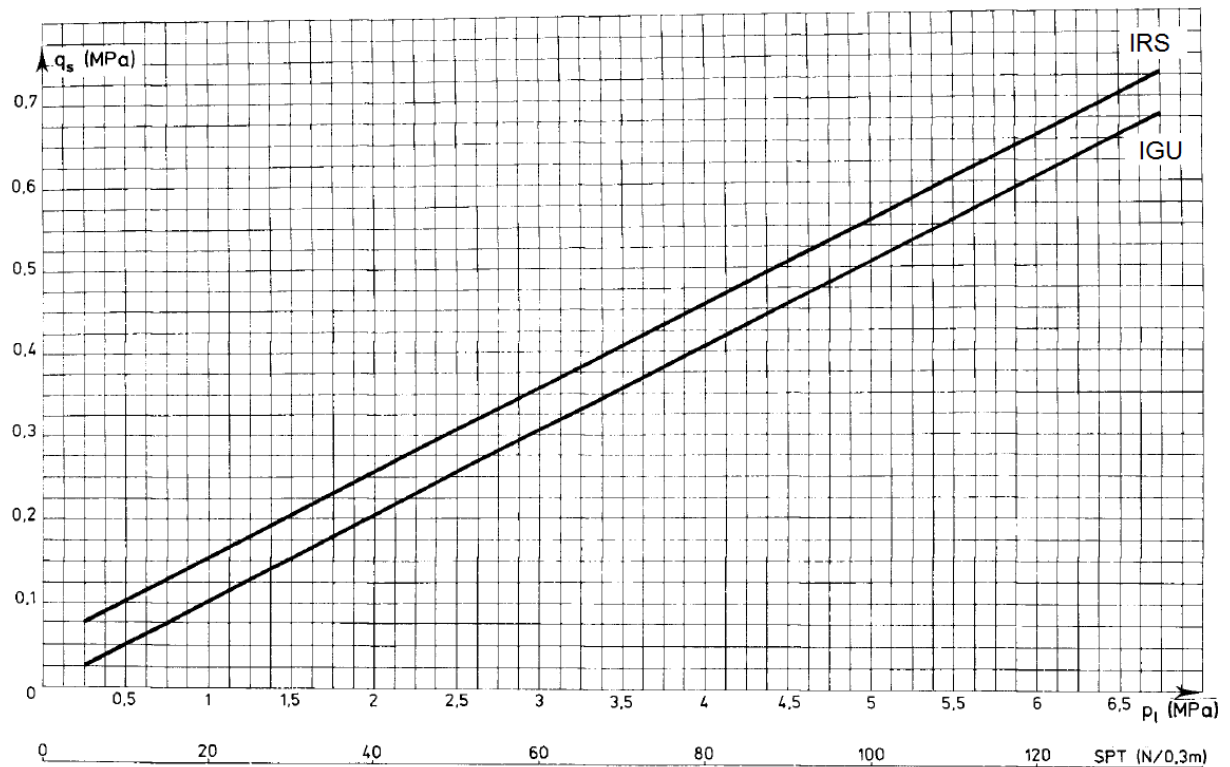


Figura 2.16 – Ganho de atrito lateral de acordo com pressão de injeção para areias e cascalhos (Bustamante e Doix, 1985)

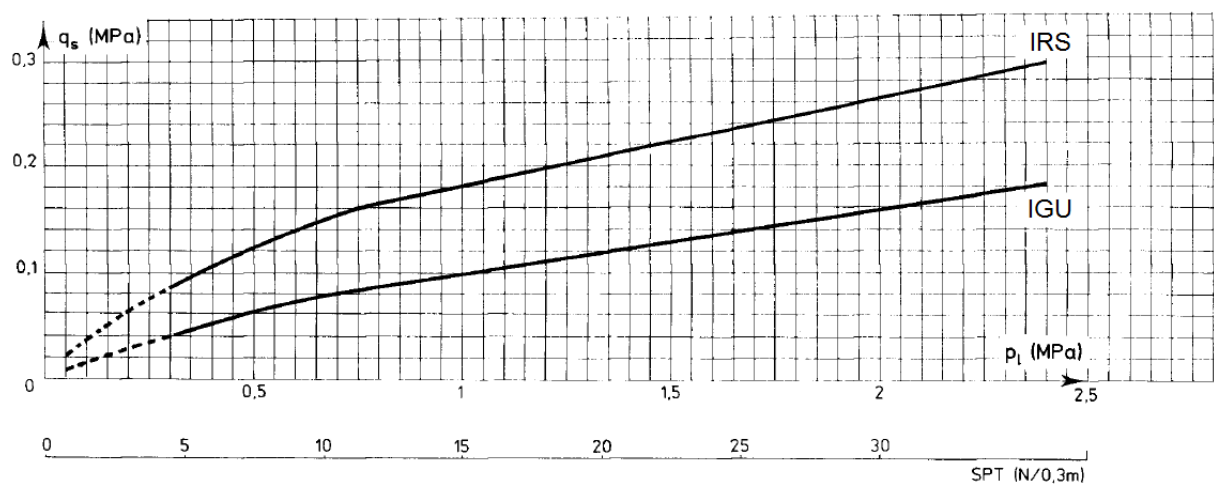


Figura 2.17 – Ganho de atrito lateral de acordo com pressão de injeção para argilas (Bustamante e Doix, 1985)

Fernandes (1990) aborda tal ideia por outro ponto de vista, aplicando uma analogia reológica ao sistema calda-solo e tratando o solo como um material

visco-elástico pelo qual o aumento da capacidade de carga do sistema estaca-solo não advenha necessariamente do aumento dos parâmetros de resistência do solo, mas sim da permanência da própria pressão utilizada na injeção, que se mantém comprimindo radialmente o solo circundante apesar da sua dissipação ao longo do tempo. O autor declara que porcentagens de até 70%, em relação a pressão de injeção no último estágio, são mantidas para tempos muito longos, o que caracteriza a protensão do solo e seu consequente ganho de resistência lateral. A calda de cimento injetada ocupa, inicialmente, um espaço equivalente ao afastamento do solo em torno da estaca e impede o relaxamento do componente elástico do solo, o que não ocorre ao componente viscoso devido à sua natureza, sendo este o principal responsável pela dissipação das pressões.

2.2. Comportamento Geomecânico das Estacas

2.2.1. Capacidade Geotécnica de Estacas

No meio geotécnico, a capacidade de carga é caracterizada pela máxima reação disponibilizada pelo solo para resistir à compressão de um elemento isolado de fundação.

Uma estaca, quando submetida a um carregamento vertical, resistirá a esta solicitação parte pelo fuste, por meio da resistência ao cisalhamento gerada ao longo da profundidade, parte pela ponta, devido as tensões normais aplicadas no nível em que se encontra. A somatória dessas parcelas na ruptura do sistema caracteriza a capacidade de carga da estaca (Q_u):

$$Q_u = Q_L + Q_P \quad [2]$$

Tal termo pode ainda ser escrito em função de parcelas unitárias denominadas q_L e q_P , que são as tensões limites de cisalhamento ao longo do fuste e normal, respectivamente, e correspondem as áreas lateral (A_L) e da seção transversal da ponta da estaca (A_P) (Décourt et al., 2016).

$$Q_u = q_L \cdot A_L + q_P \cdot A_P \quad [3]$$

O valor da capacidade de carga pode ser estimado por meio de processos diretos ou indiretos. No primeiro caso faz-se uso dos ensaios “*in situ*”, como os ensaios de penetração dinâmica (SPT), de penetração de cone (CPT), dilatométrico (DMT) e

pressiométrico (PMT), e os valores de q_L e q_P são usualmente determinados por meio de correlações empíricas e/ou semiempíricas. No caso dos processos indiretos as características de resistência dos solos são obtidas por meio dos ensaios “*in situ*” e/ou de laboratório e a capacidade de carga é dada através de formulações teóricas ou experimentais (Décourt et al., 2016).

Para a obtenção da capacidade de carga é estabelecido um critério de ruptura que atenda tanto o estado limite último da estrutura, que é relacionado ao esgotamento da capacidade resistente de todo elemento estrutural por meio de verificações de ruptura, instabilidade elástica e flambagem do elemento, quanto do estado limite de utilização, que se relaciona com os deslocamentos excessivos do maciço de solo (recalques excessivos) (Branco, 2006).

A prova de carga é a forma mais segura de se obter a capacidade de carga de uma estaca, o comportamento e a evolução dos recalques conforme é carregada a fundação. Basicamente, nestes ensaios é aplicada uma força no topo da estaca, geralmente de compressão, e observadas as medidas de deslocamento na cabeça da estaca, tanto na fase de compressão quanto na de descompressão do elemento estrutural (Silva, 2011).

De acordo com Albuquerque (1996), existem diversos motivos que levam a execução de uma prova de carga, dentre os quais se destacam: a segurança que não ocorrerá ruptura para determinada carga de trabalho, avaliar a integridade estrutural da estaca e determinar a carga de ruptura e o comportamento carga x deslocamento, em especial na área da carga de trabalho.

De acordo com Holeyman (1997), as provas de carga podem ser divididas de acordo com a variação da aceleração da estaca e do comprimento relativo de onda gerado, podendo ser estáticas (baixa deformabilidade) ou dinâmicas, de acordo com a Figura 2.18 e a Tabela 2.5.

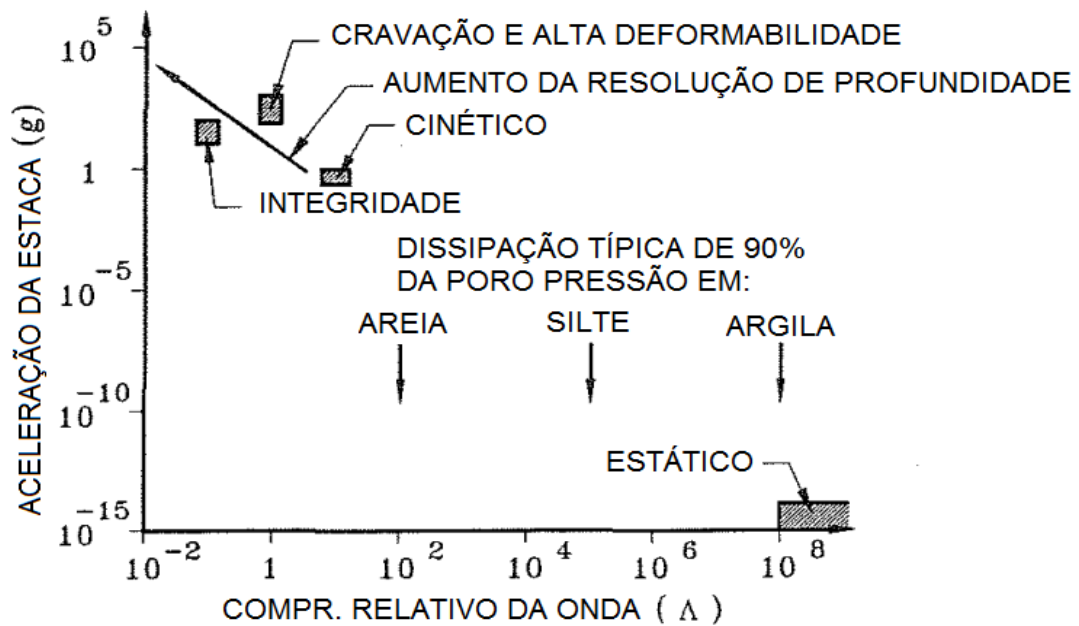


Figura 2.18 – Tipos de ensaios em estacas (Holeyman, 1992)

Tabela 2.5 – Características dos ensaios em estacas (Adaptado de Holeyman, 1992)

Item	Ensaio de Integridade	Ensaio dinâmico alta deformação	Ensaio estático
Massa do martelo (kg)	0,5~5	2.000~10.000	N/A
Deslocamento da cabeça da estaca (μstr)	2~10	500~1.000	1.000
Velocidade pico da estaca (mm/s)	10~40	2.000~4.000	10 ⁻³
Força de pico (kN)	2~20	2.000~10.000	2.000~10.000
Duração da força (ms)	0,5~2	5~20	10 ⁷
Aceleração da estaca (g)	50	500	10 ⁻¹⁴
Deslocamento da estaca (mm)	0,01	10~30	>20
Comprimento relativo de onda λ	0,1	1,0	10 ⁸

As provas de carga do tipo estática e dinâmica serão detalhadas mais à frente deste mesmo capítulo quanto a sua metodologia de execução e considerações sobre suas características.

É de conhecimento geral no meio geotécnico que para se executar uma fundação de uma obra e, conseqüentemente, submetê-la ao ensaio de prova de carga, é necessário estimar o comprimento e diâmetro que será utilizado, de maneira

que seja assegurado que a solicitação a qual será imposta seja totalmente resistida, levando-se em conta os coeficientes de segurança. Desta maneira, faz-se uso dos métodos de previsão da capacidade de carga do sistema estaca-solo, que podem ser divididos em duas vertentes: métodos teóricos e semiempíricos (Albuquerque, 1996).

No primeiro caso, o cálculo é feito utilizando-se fórmulas e parâmetros de resistências provenientes da mecânica dos solos, obtidos por meio de ensaios laboratoriais e/ou de campo. A aplicação desta metodologia, entretanto, é muito complexa uma vez que as estacas são executadas em solos de diferentes camadas, dificilmente se tratando de argilas e areias puras, e o único dado disponível para o projeto de fundação ser, na maioria dos casos, o ensaio de penetração dinâmica (Corrêa, 1988).

Os métodos semiempíricos tratam da questão por meio de formulações empíricas correlacionadas com parâmetros dos ensaios “*in situ*”, em especial o SPT e o CPT, ou do próprio carregamento dinâmico, no caso de estacas cravadas. No Brasil, os métodos semiempíricos mais utilizados são os de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978) (Schulze, 2013).

Quanto às estimativas dinâmicas, os métodos podem ser classificados em três tipos: teóricos, empíricos e equações provenientes da junção das fórmulas teóricas e empíricas. Desta forma, a resistência total é obtida por meio do trabalho realizado para a estaca cravar no solo, acompanhando as leituras de deslocamentos de acordo com a energia aplicada. Em geral, as fórmulas dinâmicas são fundamentadas na teoria de impacto entre corpos rígidos (Lei de Newton), que não descreve com exatidão o evento de cravação de estacas. Nestas formulações, a resistência total durante a penetração (R_u) é formada por uma fração estática (R_s) e uma dinâmica (R_d) (Cintra et al, 2013).

$$R_u = R_s + R_d \quad [4]$$

As metodologias a serem apresentadas neste trabalho serão as fundamentadas no ensaio SPT, único ensaio realizado no campo em que as estacas estudadas foram executadas. No que se refere aos métodos dinâmicos, serão abordados os baseados nos deslocamentos permanentes e elásticos obtidos pelo ensaio de carregamento dinâmico.

2.2.2. Métodos Semiempíricos Fundamentados no Ensaio SPT

2.2.2.1. Método de Aoki e Velloso (1975)

Nesta metodologia os autores se basearam em ensaios de penetração estática do cone de Begemann com luva de atrito (CPT). Desta forma, o cisalhamento lateral de ruptura do solo é obtido pela razão de atrito (α_{AV}) que existe entre a resistência por atrito lateral da luva (f_s) e a resistência de ponta (q_c), razão que possui um determinado valor médio para cada tipo de solo.

Para correlacionar o uso deste método por meio de valores através do ensaio SPT, os autores correlacionaram os ensaios SPT e CPT por meio de uma função linear que passa pela origem, estabelecendo assim um coeficiente empírico K_{AV} que, quando multiplicado pelo resultado do SPT (N_{SPT}), resulta no valor estimado da resistência de ponta do cone. Este coeficiente, da mesma forma que a razão de atrito, apresenta um valor diferente para cada tipo de solo (Amann, 2010).

Desta maneira, a carga de ruptura específica para a resistência lateral é dada pela somatória nos diversos trechos (i) ao longo do fuste da estaca:

$$q_L = \frac{1}{L} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} f_{u(i)} \cdot \Delta Z_{(i)} \quad [5]$$

$$f_{u(i)} = \frac{f_{S(i)}}{F_2} = \frac{q_{C(i)} \cdot \alpha_{AV(i)}}{F_2} = \frac{N_{SPT(i)} \cdot K_{AV(i)} \cdot \alpha_{AV(i)}}{F_2} \quad [6]$$

$$q_P = \frac{q_C}{F_1} = \frac{N_{SPTp} \cdot K_{AVp}}{F_1} \quad [7]$$

Onde:

f_u = resistência ao cisalhamento máximo do solo do fuste

ΔZ_i = comprimento do trecho (i) de estaca considerado

N_{SPTp} = número de golpes do SPT ao nível da ponta

K_{AV} e α_{AV} = coeficientes que variam de acordo com o tipo de solo (Tabela 2.6)

F_1 e F_2 = coeficientes empíricos de escala entre o cone e o tipo de estaca para ponta e fuste, respectivamente (Tabela 2.7)

Os valores de K_{AV} e α_{AV} , conforme já explanados, variam de acordo com cada tipo de solo. No que diz respeito aos valores de F_1 e F_2 , seus valores variam conforme o tipo de estaca a ser executada. Quanto a estes coeficientes, é conferida uma relação de 1 para 2, respectivamente, entre eles com algumas exceções como, por exemplo, a estaca raiz. Corrêa (1988) utilizou em seu trabalho sobre estes tipos de estacas os valores propostos inicialmente por Aoki e Velloso (1975), não obtendo boas correlações, sendo a melhor solução encontrada de $F_1 = 3,0$ e $F_2 = 2,0$. Este caso, em que F_2 é maior que F_1 , pode ser explicado pela estaca raiz trabalhar quase que integralmente pelo atrito lateral, enquanto a ponta apresenta comportamento semelhante à de uma estaca escavada (Amann, 2010).

Tabela 2.6 – Valores de K_{AV} e α_{AV} (Aoki e Velloso, 1975)

Solos	K_{AV} (kN/m²)	α_{AV} (%)
Areia	1000	1,4
Areia siltosa	800	2,0
Areia silto argilosa	700	2,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo siltosa	500	2,8
Silte	400	3,0
Silte arenoso	550	2,2
Silte areno argiloso	450	2,8
Silte argiloso	230	3,4
Silte argilo arenoso	250	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno siltosa	300	2,8
Argila siltosa	220	4,0
Argila silto arenosa	330	3,0

Tabela 2.7 – Valores de F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Cravada de aço	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto	$1 + \frac{D(\text{cm})}{80}$	$2 \cdot \left(1 + \frac{D(\text{cm})}{80}\right)$
Escavadas	3,00	6,00
Escavadas de grande diâmetro	3,50	7,00

2.2.2.2. Método de Décourt e Quaresma (1978)

Este método foi elaborado inicialmente para estacas de concretos cravadas, as quais também foram consideradas como referências para sua formulação. É um método contemporâneo ao de Aoki e Velloso (1975), com devido reconhecimento nacional e internacional por causa de sua precisão com valores encontrados em campo. Apesar da sua aplicação inicial, Décourt (1996) propôs aplicações para outros tipos de estacas por meio dos coeficientes α_{DQ} e β_{DQ} , os quais o autor recomenda que só devem ser usados na inexistência de experiência local.

$$q_L = 10 \cdot \left(\frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \right) \cdot \beta_{DQ} \quad [8]$$

$$q_P = \bar{N}_{SPTp} \cdot K_{DQ} \cdot \alpha_{DQ} \quad [9]$$

Onde:

$\bar{N}_{SPT}$ = número de golpes médio ao longo do fuste da estaca com $3 \leq N_{SPT} \leq 50$ (para valores fora do intervalo, utiliza-se os valores máximos e mínimo)

$\bar{N}_{SPTp}$ = média dos três valores de SPT em torno da ponta (1,0 m acima, na ponta e 1,0 m abaixo)

K_{DQ} = coeficiente empírico do solo da ponta (Tabela 2.8)

α_{DQ} = coeficiente empírico em função do tipo da estaca (Tabela 2.9)

β_{DQ} = coeficiente empírico em função do tipo de solo (Tabela 2.10)

Tabela 2.8 – Parâmetros K_{DQ} (Décourt, 2016)

Tipo de solo	K_{DQ} (kPa) de acordo com o tipo de estaca	
	Deslocamento	Escavada
Argila	120	100
Silte argiloso	200	120
Silte arenoso	250	140
Areia	400	200

Tabela 2.9 – Valores do coeficiente α_{DQ} em função do tipo de estaca e solo (Décourt, 2016)

Tipo de solo	Tipo de estacas				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argila	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 2.10 – Valores do coeficiente β_{DQ} em função do tipo de estaca e solo (Adaptado de Décourt, 2016)

Tipo de solo	Tipo de estacas				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua e Ômega	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argila	0,80	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	0,65	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

2.2.2.3. Método de Lizzi (1982)

Este método foi desenvolvido pelo próprio criador das estacas raiz e, diferente dos demais, ele resulta em uma carga total de ruptura sem separação entre as parcelas de ponta e lateral, uma vez que a estaca atua principalmente pela atuação desta última.

$$Q_u = P \cdot \sum_{i=1}^{i=n} K_{L(i)} \cdot I_{L(i)} \cdot \Delta z_{(i)} \quad [10]$$

Onde:

P = perímetro da seção transversal da estaca

K_L = fator que depende do tipo de solo na camada i (Tabela 2.12)

I_L = fator que depende do diâmetro da estaca (Tabela 2.11)

Δz = comprimento do segmento da estaca

Tabela 2.11 – Valores de l em função do diâmetro da estaca (Adaptado de Lizzi, 1993)

Diâmetro nominal (m)	Valor de l_L
0,10	1,00
0,15	0,90
0,20	0,85
0,25	0,80
0,31	0,74
0,41	0,64

Tabela 2.12 – Valores de K em função da condição do solo (Adaptado de Lizzi, 1993)

Estado do solo	K_L (kPa)
Solo mole	50
Solo fofo	100
Solo medianamente compacto	150
Solos muito rijos, predregulhos, areias	200

2.2.2.4. Método de Bustamante e Doix (1985)

Esta metodologia foi proposta para casos de microestaca injetadas, levando em conta o solo em que se está executando a fundação e o tipo de injeção empregado. A resistência última lateral e de ponta são dados, respectivamente, a partir das equações a seguir:

$$Q_L = \sum_{i=1}^{i=n} \pi \cdot D_{s(i)} \cdot q_{s(i)} \cdot \Delta z_{s(i)} \quad [11]$$

$$Q_P = A_p \cdot k_p \cdot p_l \quad [12]$$

Em que:

D_s = diâmetro médio do bulbo de injeção, dado por

$$D_s = \alpha_{BD} \cdot D_d \quad [13]$$

D_d = diâmetro de perfuração da microestaca

α_{BD} = coeficiente em função do sistema de injeção e tipo de solo (Tabela 2.13)

q_s = resistência lateral unitária máxima ao longo do fuste do bulbo (dada pelas Figuras 2.16 e 2.17 apresentadas anteriormente)

Δz = comprimento do segmento da estaca

A_p = área da ponta, considerando o diâmetro D_s

- k_p = fator de capacidade de carga na ponta (Tabela 2.14)
 p_l = pressão limite do solo

Tabela 2.13 – Valores de α_{BD} em função do tipo de solo e injeção (Bustamante e Doix, 1985)

Solo	Coeficiente α_{BD}	
	IRS	IGU
Seixo	1,8	1,3 – 1,4
Seixo arenoso	1,6 – 1,8	1,2 – 1,4
Areia com seixo	1,5 – 1,6	1,2 – 1,3
Areia grossa	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Areia média	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Areia fina	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Areia siltosa	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Silte	1,4 – 1,6	1,1 – 1,2
Argila	1,8 – 2,0	1,2
Calcário argiloso	1,8	1,1 – 1,2
Rocha alterada ou fragmentada	1,2	1,1

Tabela 2.14 – Valores de k_p em função do tipo de solo (Bustamante e Doix, 1985)

Solo	k_p
Pedregulho	1,2
Argila	1,6
Calcário argiloso	1,8
Rocha alterada ou fragmentada	1,5

2.2.2.5. Método de David Cabral (1986)

Este método foi desenvolvido para estacas raiz com diâmetros inferiores a 45 cm e leva em conta a pressão de ar comprimido (p), aplicada no topo da estaca, menor que 4 kg/cm² (0,4 MPa).

$$Q_L = \sum_{i=1}^{i=n} \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_{SPT(i)} \cdot P \cdot \Delta z_i \quad [14]$$

$$\beta_0 = 1 + 0,11 \cdot p - 0,01 \cdot D \quad [15]$$

$$Q_P = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_P \cdot A_b \quad [16]$$

Onde:

- P = perímetro da seção transversal da estaca em m
 Δz = comprimento do segmento da estaca

p = pressão de injeção, em kg/cm²
 D = diâmetro final da estaca em cm
 β_1 e β_2 = coeficientes dependentes do tipo de solo

$$\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \leq 2,0 \text{ kg/cm}^2 (0,2 \text{ MPa})$$

$$\beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N \leq 50 \text{ kg/cm}^2 (5,0 \text{ MPa})$$

Os valores propostos inicialmente pelo autor para β_1 e β_2 diziam a respeito apenas para solos coesivos e não-coesivos, porém hoje e dia o método já dispõe de valores de acordo com os mais variados tipos de solos (Tabela 2.15).

Tabela 2.15 – Valores de β_1 e β_2 (FUNDESP, 2009)

Tipo de solo	β_1 (kPa)	β_2 (kPa)
Areia	7	3,0
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5	1,0
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1,0

2.2.2.6. Método de Brasfond (1991)

Brasfond (1991) também propôs uma metodologia voltada para a estaca raiz, dada pelas seguintes equações:

$$q_L = \hat{a}_L \cdot \bar{N}_{SPT} \quad [17]$$

$$q_P = \hat{a}_B \cdot \bar{N}_{SPTp} \quad [18]$$

Similar ao método de Dércourt e Quaresma (1978), o valor de SPT considerado na expressão 17 é a média dos valores de SPT ao longo do fuste, e o $\bar{N}_{SPTp}$ a média dos três valores de SPT em torno do nível da ponta, respeitando o valor limite de 40 para ambos os casos.

Quanto ao índice de atrito lateral $\hat{\alpha}_L$, o valor é igual a 6,0 kN/m² para qualquer tipo de solo. Em relação ao fator $\hat{\alpha}_B$ da ponta, os valores empíricos propostos são apresentados na Tabela 2.16 a seguir:

Tabela 2.16 – Valores de $\hat{\alpha}_B$ (Brasfond, 2001)

Tipo de solo	$\hat{\alpha}_B$ (kN/m ²)
Argila siltosa	90
Silte argiloso	100
Argila arenosa	110
Silte arenoso	120
Areia argilosa	130
Areia siltosa	160
Areia	200
Areia com pedregulhos	260

2.2.3. Métodos Dinâmicos Baseados no Deslocamento Permanente

2.2.3.1. Fórmula dos Holandeses (Woltmann)

Esta fórmula, proposta em 1812, despreza todas as perdas provenientes das deformações elásticas e admite o choque como sendo totalmente inelástico, ou seja, tanto o martelo quanto a estaca deslocam-se com a mesma velocidade após o impacto (Rosa, 2000)

$$Q_u = \frac{W^2 \cdot H}{S \cdot (W + W_e)} \quad [19]$$

Onde:

W = massa do martelo (kg)

W_e = massa da estaca (kg)

H = altura de queda do martelo (cm)

S = deslocamento permanente (cm/golpe)

O fator de segurança a se adotar deve ser igual a 10 para martelo de gravidade e 6 para martelo a vapor.

2.2.3.2. Fórmula de Brix

$$Q_u = \frac{W^2 \cdot W_e \cdot H}{S \cdot (W + W_e)^2} \quad [20]$$

Com fator de segurança igual a 5.

2.2.3.3. Fórmula do Engineering News

$$Q_u = \frac{W \cdot H}{S + c_q} \quad [21]$$

Sendo:

c_q = 2,54 cm para martelo de gravidade e 0,0254 cm para martelo à vapor

O fator de segurança a ser adotado deve ser igual a 6.

2.2.3.4. Fórmula de Redtenbacher

$$Q_u = \frac{A \cdot E}{L} \cdot \left[-S + \sqrt{S^2 + \frac{2 \cdot (W \cdot H)}{A \cdot E / L} \cdot \left(\frac{W}{W + W_e} \right)} \right] \quad [22]$$

Em que:

A = área da seção transversal da estaca (cm²)

E = módulo de elasticidade da estaca (kg/cm²)

L = comprimento da estaca (cm)

2.2.4. Métodos Dinâmicos Baseados no Deslocamento Elástico

2.2.4.1. Método de Chellis (1951)

O autor deste método propõe que a resistência mobilizada durante o impacto seja diretamente proporcional à compressão elástica do fuste (C_2), ou seja, a estaca atua como uma mola. Desta maneira, a estaca seria o próprio indicador de resistência mobilizada, sendo os valores de C_2 , obtidos durante e no término da cravação, parâmetros para verificar a resistência que o solo impõe frente à penetração da estaca.

$$Q_u = C_2 \cdot \frac{E \cdot A}{L'} \quad [23]$$

Chellis (1951) sugere em sua formulação o uso de L' , conhecida como a profundidade do centro de resistência à cravação, ao invés de seu comprimento nominal. Isto se dá porque o autor afirma que quando se adota o comprimento total da estaca, despreza-se qualquer contribuição de resistência devido ao atrito lateral.

Velloso (1987) propõe uma expressão aproximada dada pela seguinte equação:

$$Q_u = \frac{C_2 \cdot A \cdot E}{\alpha_r \cdot L} \quad [24]$$

Onde:

α_r = coeficiente que exprime a relação entre parcela de carga da ponta e carga total da estaca, dado da seguinte maneira:

$$\alpha_r = \frac{Q_{pu,calc}}{Q_{u,calc}} + \Psi \cdot \left(1 - \frac{Q_{pu,calc}}{Q_{u,calc}} \right) \quad [25]$$

Ψ = coeficiente em função da forma da distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade.

Velloso (1987) atribui que Ψ apresenta valores em geral de 0,5 a 0,7, mas que podem estar fora desta faixa a depender da distribuição por meio do atrito lateral. Além disso, o autor sugere que a razão $Q_{pu,calc}/Q_{u,calc}$, para casos usuais, assume valores na faixa de 0,25. Desta maneira, assumindo para Ψ o valor médio de 0,6, pode-se assumir a α_r o valor de 0,7.

Rosa (2000) sugeriu uma modificação na fórmula original em que substitui a variável C_2 por um fator de correção Ω e uma constante κ , que correlaciona diretamente o deslocamento elástico K_e , obtendo desta forma a deformação elástica por meio apenas do valor do deslocamento, sem que haja estimativas quanto ao valor de C_3 , usualmente adotado como uma grandeza fixa independente da energia aplicada. O valor de κ varia de acordo com o solo em que a ponta da estaca se encontra, como se mostra na Tabela 2.17.

$$Q_u = \frac{\Omega \cdot \kappa \cdot K_e \cdot A \cdot E}{\alpha_r \cdot L} \quad [26]$$

$$\Omega = 0,03.L + 0,5$$

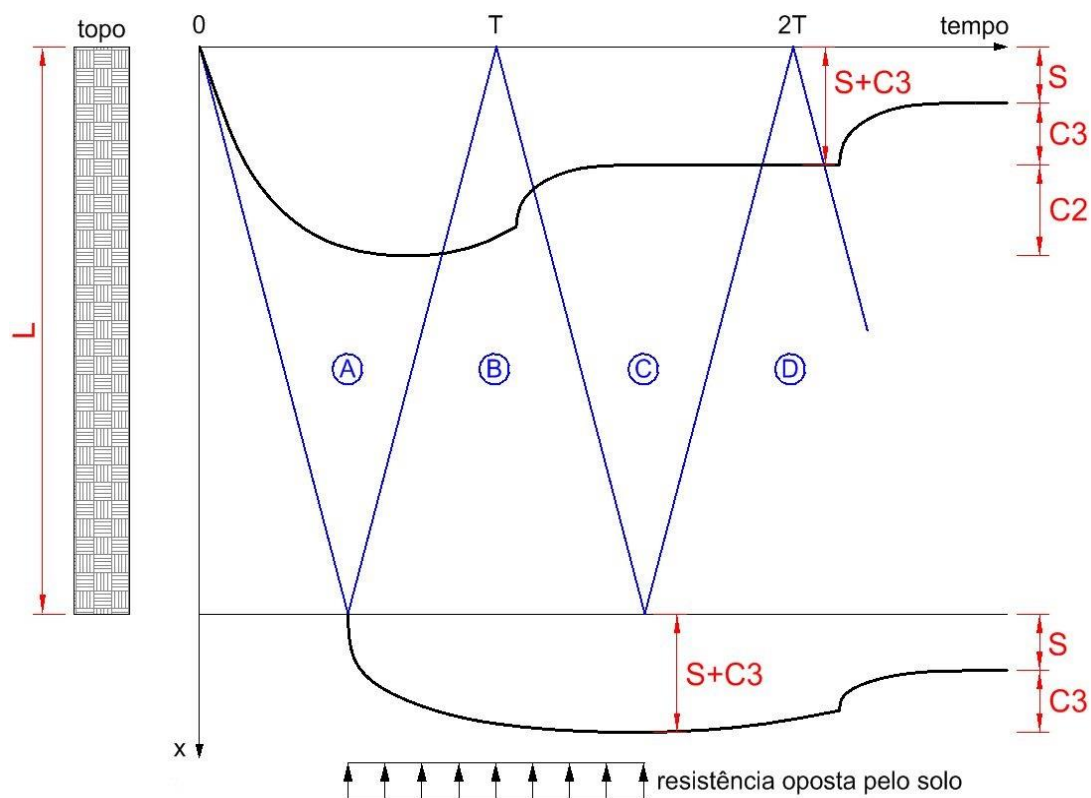
[27]

Tabela 2.17 – Valores de κ (Rosa, 2000)

Tipo de solo em que a ponta está embutida	κ
Areia	0,8
Silte	0,7
Argila	0,7

2.2.4.2. Método de Uto et al. (1985)

Por meio de uma câmera de alta sensibilidade, os autores foram capazes de registrar o deslocamento do topo da estaca no decorrer do intervalo de tempo em que atuava a onda de tensão após o impacto da cravação (Figura 2.19).

**Figura 2.19** – Deslocamento do topo e da base da estaca (Adaptado de Uto et al, 1985)

Algumas hipóteses foram adotadas para que possibilitasse a análise do problema, dentre as quais podem-se destacar:

- i. As ondas de tensão propagam-se unidimensionalmente na estaca;
- ii. A estaca é homogênea com seção transversal constante;
- iii. A resistência lateral oposta pelo solo é desprezível;

- iv. Durante a cravação, a resistência viscosa do solo na ponta é desprezada;
- v. As tensões são geradas continuamente até o tempo de duração do pulso (T);
- vi. O máximo deslocamento do topo ocorre no tempo T após o impacto e permanece constante após 2T;
- vii. O deslocamento da ponta da estaca inicia-se em T/2 e atinge seu máximo em 3T/2;
- viii. A tensão gerada na ponta da estaca é calculada pela média das tensões entre os instantes T/2 e 3T/2.

Por meio destas análises de deslocamentos em função do tempo, tanto do topo quanto da ponta da estaca, os autores resolveram a equação da onda unidimensional para os deslocamentos, propondo a seguinte formulação:

$$Q_u = \frac{A \cdot E \cdot K_e}{e_0 \cdot L} + \frac{\overline{N_{SPT}} \cdot P \cdot L}{e_f} \quad [28]$$

Sendo:

e_f = fator de correção do atrito lateral, igual a 2,5 para estacas de aço ou concreto

e_0 = fator de correção pelo fato do comprimento da onda de impacto não ser igual a 2L, dado pela seguinte equação:

$$e_0 = \sqrt[3]{1,5 \cdot \frac{W}{W_e}} \quad [29]$$

De forma análoga ao método anterior, Rosa (2000) sugeriu modificações também neste método afim de diminuir as dispersões da estimativa de resistência quando comparadas ao método CASE. O autor sugeriu um valor e_{0c} , que seria um fator de correção corrigido, no qual a expressão se mantém a mesma a não ser pela substituição da constante 1,5 de e_0 pelo valor 4. Além disso, o autor também sugeriu um fator de correção denominado Δ , dado por:

$$\Delta = 1,0 - 0,01 \cdot L \quad [30]$$

Com L em metros. Desta forma, a equação original proposta por Uto et al (1985) modificada por Rosa (2000) é a seguinte:

$$Q_u = \frac{\Delta \cdot A \cdot E \cdot K_e}{e_{oc} \cdot L} + \frac{\overline{N_{SPT}} \cdot p \cdot L}{e_f} \quad [31]$$

2.2.5. Interpretação da Curva Carga x Recalque

Atualmente, o tipo de ensaio mais empregado é o de carregamento estático, por utilizar de conceitos e equipamentos mais simples. Segundo Velloso e Lopes (2004), esta é a maneira mais confiável de se obter a curva carga x recalque, onde é possível se observar três trechos distintos da interação solo estaca (Figura 2.20):

- Trecho I: caracteriza a fase elástica, em que a relação de cargas e recalques é constante e a carga se estabiliza com o tempo, ou seja, a velocidade de deslocamento diminui e tende a zero;
- Trecho II: descreve a fase plástica, onde os carregamentos são altos a ponto de parte do recalque ser irreversível;
- Trecho III: define a ruptura do sistema, em que a velocidade de recalque cresce ininterruptamente até que ocorra a ruptura do solo. Este comportamento caracteriza o estado último do conjunto solo-estaca, ou seja, sua capacidade de carga na ruptura.

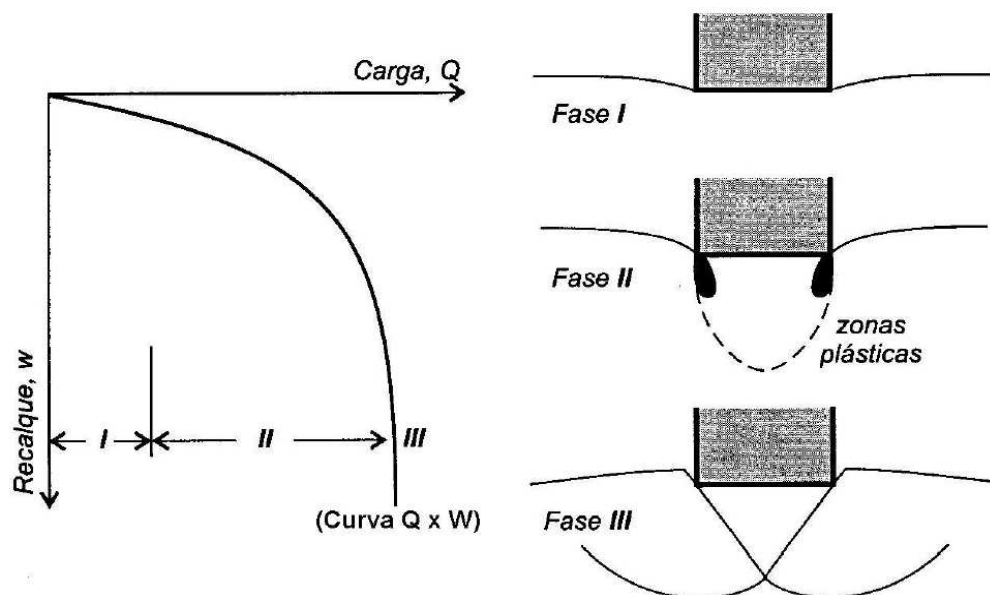


Figura 2.20 – Comportamento típico de curva carga x recalque (Velloso e Lopes, 2004)

Em relação ao trecho III, Cintra et al. (2013) classificam a ruptura descrita como nítida, com mobilização total da resistência da estaca e deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Além desse modo de ruptura, os autores descrevem mais duas possibilidades quanto ao trecho em questão: ruptura física e ruptura nem nítida

nem física. No primeiro caso a curva carga vs recalque é limitada até um certo valor de deslocamento, seja porque este foi adotado previamente ou pelo ensaio atingir os valores limites do sistema de reação e/ou da resistência estrutural da estaca ensaiada. Quanto ao segundo caso, a curva carga vs recalque apresenta desenvolvimento constante dos deslocamentos de acordo com os acréscimos de carga, transformando-se em um segmento linear não vertical, caracterizando a ruptura convencional.

Com o intuito de estimar o comportamento da curva carga vs recalque das estacas e a interação solo-estrutura, alguns autores propuseram métodos para simular tal curva a partir de um determinado conjunto de pontos dados pela ruptura física ou pela paralização do ensaio. Os critérios existentes se baseiam em diversas variáveis envolvidas no ensaio de prova de carga, dentre as quais se destacam:

- Recalque limite: NBR 6122/2010, Davisson (1972), Critérios de 80% e 90% de Hansen (1963);
- Deformabilidade limite: Fuller e Hoy;
- Interseção das fases pseudoelásticas e pseudoplásticas: Butller e Hoy, De Beer;
- Forma matemática da curva: Chin (1970), Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976) e Mazurkiewicz.

Corrêa (1988) destaca que a forma da curva carga vs recalque, juntamente com a parcela resistida pela ponta, é função do seu deslocamento e da resistência do material que está abaixo da mesma, enquanto a curva correspondente ao atrito lateral tem a aparência de uma ruptura generalizada e sua mobilização ocorre com deslocamentos na ordem de milímetros.

De acordo com Bowles (1996), no caso de estacas escavadas em qualquer tipo de solo, deslocamentos da ordem de 5 a 10 mm evidenciam a mobilização total de sua resistência lateral, enquanto o mesmo ocorre com a resistência de ponta apenas para deslocamentos equivalentes a 30% do seu diâmetro.

2.2.5.1. Leis de Cambefort

De um ensaio de carregamento é possível identificar quatro estágios que traduzem o fenômeno de transferência de carga. Ghilardi (2005) sintetizou estas fases nas seguintes:

- i. Começo da transferência de carga por meio do atrito lateral, sem que ainda tenha ocorrido qualquer reação na ponta da estaca. Corresponde à fase pseudo-plástica da mobilização do atrito lateral, sendo o ponto 3 o correspondente de quando o atrito lateral atinge valor máximo no topo da estaca (trecho 0-3);
- ii. Continuação da mobilização do atrito lateral, sem que ainda tenha se esgotado, mas com o início da movimentação na ponta da estaca (início do trecho 3-4);
- iii. Início do esgotamento do atrito lateral no topo da estaca enquanto que a reação de ponta ainda sofre pouca mobilização (final do trecho 3-4);
- iv. Esgotamento do atrito lateral ao longo de todo fuste ao mesmo tempo em que a ponta começa a sofrer mobilização plena de sua resistência por meio de regime pseudo-elástico (trecho 4-5)

Acima da última fase, o atrito lateral já terá se esgotado completamente e os deslocamentos ocorrem por conta da ponta da estaca, até que esta atinja seu valor último e o sistema solo-estaca se rompe (trecho 5-6). Durante a fase de descarregamento da estaca, os processos são os mesmos que ocorrem na fase de carregamento, mas na ordem contrária, valendo-se a equivalência dos trechos 6-7 com 0-3, 7-8 com 3-4 e 8-9 com 4-5. Os trechos comentados são apresentados na Figura 2.21.

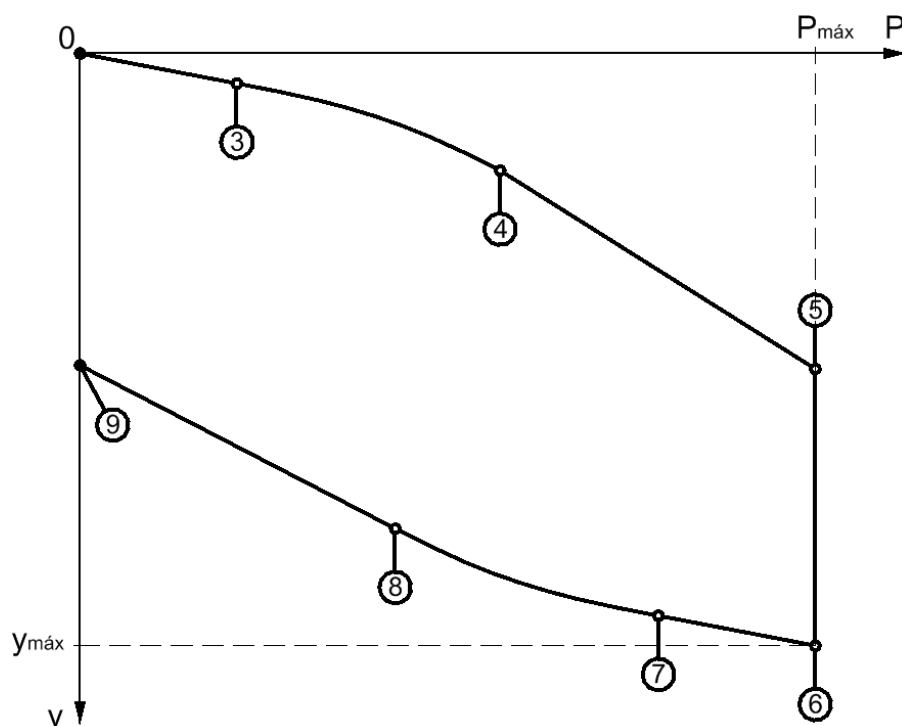


Figura 2.21 – Curva carga-recalque teórica no topo (Adaptado de Massad, 1995)

Cambefort (1964) apresentou suas leis de acordo com o desenvolvimento do atrito lateral e da resistência de ponta de acordo com o deslocamento submetido estas duas parcelas. Na primeira lei proposta (Figura 2.22-a), o autor afirma que há um desenvolvimento linear com coeficiente angular B (parâmetro de Cambefort) do atrito lateral (f) até um dado deslocamento, denominado y_1 , a partir do qual o atrito atinge um valor máximo (f_u) e se mantém constante independente do deslocamento sofrido. A segunda lei (Figura 2.22-b) diz respeito a ponta da estaca e propõe o mesmo comportamento para esta seção, alterando apenas as variáveis para resistência de ponta (q), o parâmetro de Cambefort (R), deslocamento máximo (y_2) e o valor último da resistência de ponta (R_p).

$$f = B \cdot y \text{ (para } y \leq y_1) \text{ e } f = f_u = B \cdot y_1 \text{ (para } y \geq y_1) \quad [32]$$

$$q = R \cdot y \text{ (para } y \leq y_2) \text{ e } q = R_p = R \cdot y_2 \text{ (para } y \geq y_2) \quad [33]$$

De acordo com a experiência, valores de y_1 são da ordem de alguns milímetros, independentemente do tipo, dimensões ou solo no qual a estaca está inserida, enquanto que y_2 pode atingir dezenas de milímetros e é em função das dimensões da ponta (Ghilardi, 1995).

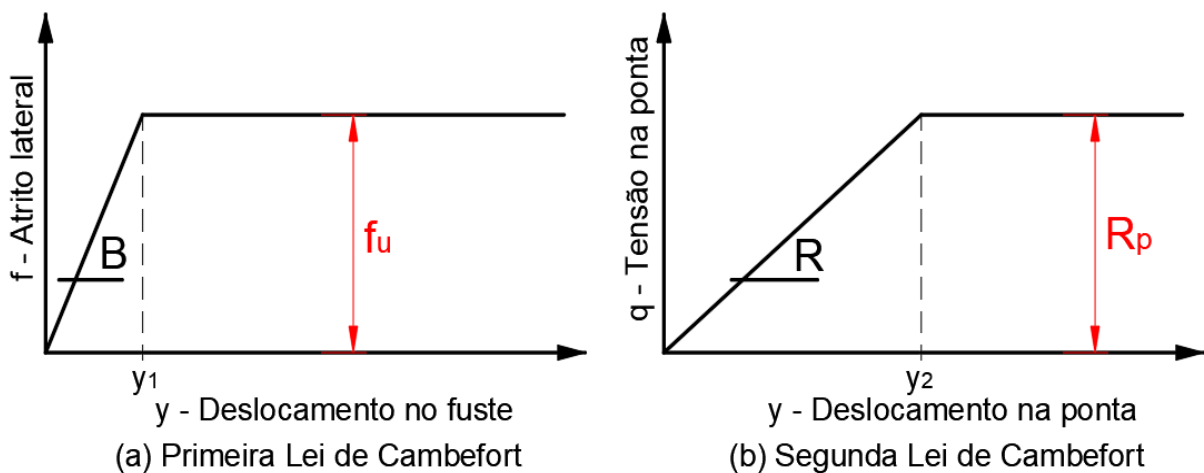


Figura 2.22 – Leis de Cambefort (Adaptado de Massad, 1995)

2.2.5.2. Método das Duas Retas (MDR) (Massad e Lazzo, 1998)

Este método gráfico foi proposto por Massad e Lazzo (1998) e interpreta a curva carga-recalque de estacas rígidas ou curtas, permitindo estimar as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta desenvolvidos. As funções de transferência de carga são adotadas a partir das Leis ou Relações de Cambefort (1964) e do modelo matemático proposto posteriormente por Massad (1992, 1993).

Esta metodologia sugere um ajuste de duas retas à curva carga-recalque da cabeça da estaca: uma correspondente ao trecho pseudoestático (0-3) e outra referente ao trecho de desenvolvimento total da resistência de ponta (4-5).

Para isto, Massad (1992) definiu o parâmetro k , denominado de coeficiente de rigidez relativa solo-estaca, dado pela seguinte equação:

$$k = \frac{A_{lr}}{K_r \cdot y_1} = 4 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 \cdot \frac{B \cdot D}{E} \quad [34]$$

Onde:

A_{lr} = atrito lateral na ruptura

y_1 = deslocamento necessário para esgotar o atrito lateral unitário

K_r = rigidez da estaca como peça estrutural, dado por:

$$K_r = \frac{E \cdot A}{L} \quad [35]$$

E = módulo de elasticidade do material que compõe a estaca

A = área da seção transversal da estaca

L = comprimento da estaca

A partir deste parâmetro, o autor classificou as estacas como curtas ($k \leq 2$), intermediárias ($2 < k < 8$) ou longas ($k \geq 8$). No caso das estacas curtas, ou rígidas, Massad e Lazo (1998) supõem que o trecho 3-4, referente ao avanço da mobilização do atrito lateral ao longo do fuste, seja inexistente, o que faz com que os pontos 3 e 4 da curva se aproximem, tornando o caso melhor analisado pelo Método das Duas Retas. Para o caso de estacas longas, os autores sugerem a utilização do Método da Parábola.

Na Figura 2.23 a seguir, o ponto M corresponde ao início do esgotamento do atrito lateral na cabeça da estaca e é dado pela interseção do prolongamento do trecho (4-5) com a reta dada por $P_0 = 2 \cdot K_r \cdot y_0$, fornecendo assim o valor de $\mu \cdot A_{lr}$, em que μ se refere a taxa de carga residual presente na estaca e de valor igual a 1 para o caso de estacas escavadas.

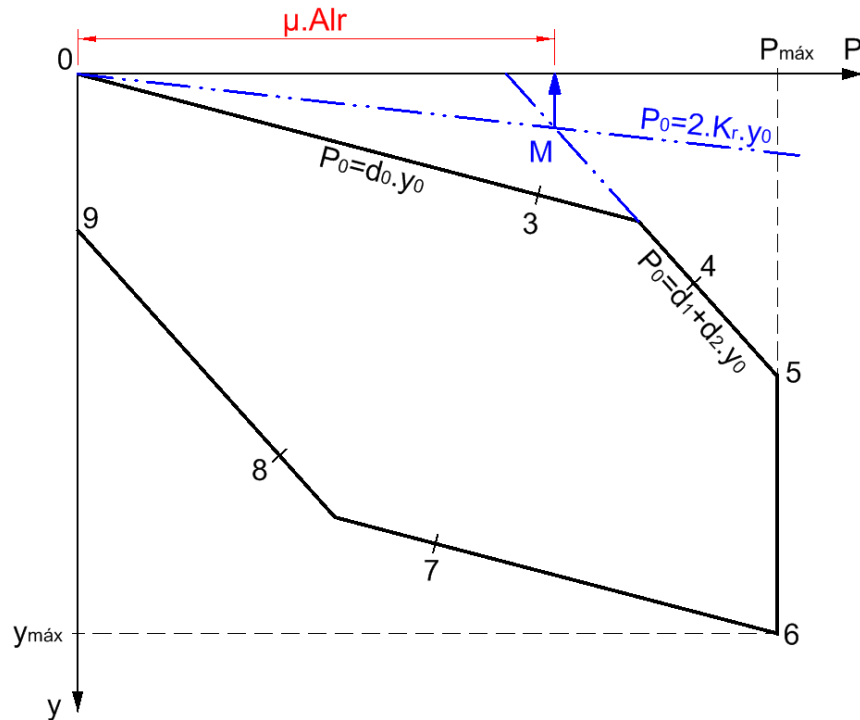


Figura 2.23 – Curva teórica de carga-recalque no topo para estacas rígidas (ou curtas) e construção gráfica para a determinação do atrito lateral na ruptura (A_{lr}) (Adaptado de Massad e Lazo, 1998)

Desta forma, a partir deste gráfico e de K_r , é possível obter o produto $R \cdot A_p$ e, conseqüentemente, o valor de k por meio da utilização do ábaco apresentado na Figura 2.24 a seguir.

$$R \cdot A_p = \frac{1}{\frac{1}{d_2} - \frac{1}{K_r}} \quad [36]$$

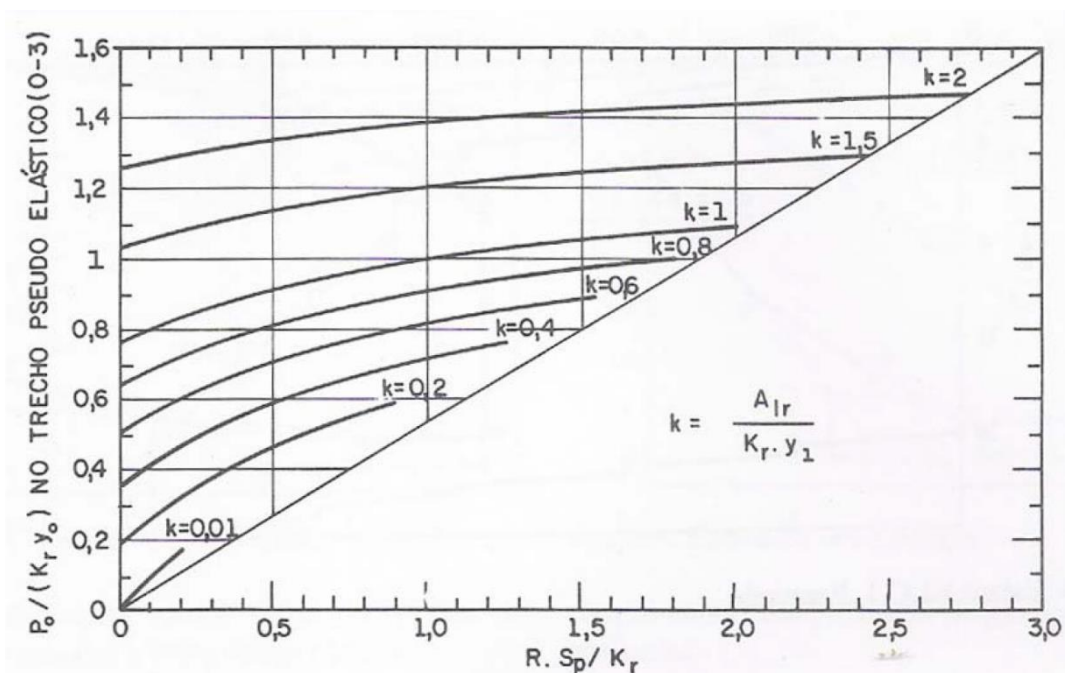


Figura 2.24 – Ábaco para determinação direta de k (Massad e Lazo, 1998)

O valor de k possibilita o cálculo de y_1 através da equação 34 que, por sua vez, permite calcular P_{04} e y_{04} através das expressões a seguir:

$$P_{04} = \mu \cdot A_{lr} + R \cdot A_p \cdot \mu \cdot y_1 \quad [37]$$

$$y_{04} = \mu \cdot y_1 + \frac{\mu \cdot A_{lr}}{2 \cdot K_r} + \frac{R \cdot A_p \cdot \mu \cdot y_1}{K_r} \quad [38]$$

Por fim, para se calcular as coordenadas do ponto 3 basta lembrar que $y_{03} = \mu \cdot y_1$ e encontrar então P_{03} por meio da equação do trecho (0-3).

2.3. Provas de Carga

2.3.1. Prova de Carga Estática Comum e Instrumentada

De acordo com Albuquerque (2001), este ensaio é definido como a aplicação de sucessivos estágios de carga à fundação, de forma controlada, através de um sistema de reação e com simultâneo acompanhamento dos respectivos recalques. De acordo com o autor, este tipo de ensaio é considerado o mais eficiente para a comprovação da performance de uma fundação isolada, sobretudo para o caso de fundação profunda como estacas ou tubulões. Apesar disto, neste método é difícil o estudo estatístico dada a sua pequena abrangência de elementos ensaiados em uma obra, uma vez que o ensaio envolve altos custos e tempo para sua execução.

A NBR 6122/2010 sugere a execução da prova de carga estática a partir de uma determinada quantidade de estacas por obra, levando-se em consideração ainda o tipo de estaca, com a mesma sendo carregada até a ruptura ou até duas vezes o valor da carga de trabalho estimada. A norma ainda estabelece quatro tipos de carregamentos: lento, rápido, misto (lento seguido de rápido) ou cíclico. Os ensaios variam basicamente na forma e no tempo de aplicação que cada estágio de carga é colocado sobre a estaca, sendo o ensaio de carga lenta a que melhor representa o comportamento da fundação de acordo com a etapa do carregamento.

A prova de carga estática lenta consiste nos seguintes processos:

- i. A carga deve ser aplicada em estágios iguais e sucessivos não superiores a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca e mantida até que se atinja a estabilização dos deslocamentos, com tempo mínimo de 30 min;

- ii.* Para cada estágio deve-se ler os deslocamentos após dois, quatro, oito, 15, 30 min, uma, duas, três horas etc, até se alcançar a estabilização;
- iii.* A estabilização dos recalques pode ser considerada atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas seja igual ou menor a 5% do deslocamento total do estágio correspondente;
- iv.* Finalizada a etapa de carregamento, a carga máxima deve ser mantida por no mínimo 12 h antes de se iniciar a fase de descarregamento;
- v.* O descarregamento deve ser realizado em quatro estágios no mínimo, com estabilização dos recalques iguais a fase de carregamento e tempo mínimo de 15 min;
- vi.* As leituras devem ser mantidas até a estabilização mesmo após o descarregamento total da estaca.

Durante a execução da prova de carga estática as cargas aplicadas são conferidas através de manômetros, a partir do qual se obtém a pressão interna ao sistema de acionamento hidráulico. Nos dias de hoje, a fim de se obter medidas mais precisas, é comum utilizar células de carga, que são dispositivos que medem a deformação de um corpo e a transmite como uma saída de tensão (Silva, 2011).

Para a leitura dos deslocamentos do topo ou do bloco do elemento de fundação, no sentido de aplicação da carga, são utilizados pares de extensômetros mecânicos ou deflectômetros por possuírem grande sensibilidade e serem instrumentos mais precisos (Silva, 2011). Outra opção que vem sendo utilizada também é o LVDT (Linear Variable Differential Transformer), transdutor utilizado para medição de deslocamento linear, que é interligado a um sistema de aquisição de dados para leitura dos deslocamentos.

A prova de carga estática pode não ser limitada apenas às medidas de carga e deslocamentos no topo da estaca ensaiada, mas também nas grandezas referentes aos deslocamentos e deformações que se dá ao longo de sua profundidade, possibilitando o estudo da transferência de carga que se tem de acordo com os estágios de carga, além das parcelas de resistências lateral e de ponta que desenvolvem. Os instrumentos mais utilizados são os medidores de deslocamentos em profundidade, denominados como “tell-tales”, e os extensômetros elétricos, ou “strain-gages” (Niyama et al., 2016).

2.3.2. Ensaio de Carregamento Dinâmico

Este ensaio consiste basicamente na instalação de sensores instalados diametralmente opostos ao nível da cabeça da estaca, a qual é submetida a uma energia pré-determinada e se obtém informação de uma estimativa da capacidade de carga. Este ensaio é fundamentado na Teoria de Propagação de Ondas proposta por Smith (1960), que será brevemente explicado mais a frente.

O ensaio de carregamento dinâmico é normatizado no Brasil pela norma NBR 13208/2007, abrangendo a possibilidade de se ensaiar estacas verticais ou inclinadas, seja qual for o processo de execução ou instalação no terreno durante a execução da mesma. Por meio do ensaio dinâmico é possível obter vários parâmetros das estacas, tais como: cargas mobilizadas na interface solo-estaca, eficiência do sistema, tensões de compressão e de tração, integridade estrutural e características dinâmicas do sistema solo-estaca. A NBR 6122/2010 prescreve a execução dos ensaios de carregamento dinâmico em conformidade com a NBR 13208/2007, que diz o seguinte:

“Para assegurar a representatividade dos resultados de ensaios de carregamento dinâmico, recomenda-se a sua realização em pelo menos 5% de estacas da obra e no mínimo de três ensaios, como parâmetros básicos, podendo ser o percentual maior ou menor, de acordo com as condições geológico-geotécnicas e variabilidade dos elementos de fundação (p.10)”.

Esta metodologia é mais recomendada para estacas pré-fabricadas (concreto, aço etc), mas também pode ser executado em estacas moldadas *in loco*, sob a condição de que se adeque um conjunto para aplicação de impactos em sua cabeça e que estes sejam de tal magnitude que provoquem deslocamentos consideráveis para que se mobilizem as resistências. Para garantir tal mobilização, é necessária a execução do ensaio para diferentes alturas de queda do martelo, avaliando o crescimento de sua resistência de acordo com a energia aplicada (Gonçalves et al, 1996).

O ensaio de carregamento dinâmico é usualmente analisado por meio do equipamento PDA (Pile Driving Analyser), que avalia preliminarmente a resistência mobilizada através do método CASE, realizada no momento do ensaio e no próprio canteiro de obra, e por meio do programa CAPWAP posteriormente, que fornece avaliações mais confiáveis, com determinação das resistências de ponta, por atrito lateral e cargas máximas mobilizadas no ensaio (Niyama et al., 2012). Ambos os

métodos se utilizam dos registros de força e velocidade obtidos na cabeça da estaca. Vale ressaltar que este equipamento não é o único disponível no mercado usado na monitoração dinâmica e estimativa da capacidade de carga das estacas, destacando, por exemplo, o IPT-CASE desenvolvido em São Paulo pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) (Silva, 2011).

No caso do ensaio de carregamento dinâmico em microestacas, as mesmas possuem uma seção composta por diferentes materiais que deve ser levada em consideração nas análises feitas pelo PDA, além de não serem uniformes ao longo do seu comprimento, o que faz com que o método CASE, assumindo uma estaca uniforme, não seja adequado para tal análise. Sendo assim, o método iterativo do CAPWAP apresenta uma melhor correlação em comparação com resultados de prova de carga estática, tanto para estacas cravadas quanto para estacas escavadas. Oteo et al (2008) em sua pesquisa estudaram sobre a correlação entre o método CAPWAP e a carga obtida por prova de carga estática em microestacas (dado o pouco número de comparação para este tipo de estacas) e observou que o método dinâmico ainda se mostra conservador quando comparado a real resistência da estaca, apesar do comportamento semelhante da curva carga vs recalque, encontrando valores em torno de 80% da carga de ruptura, como se mostra na Figura 2.25.

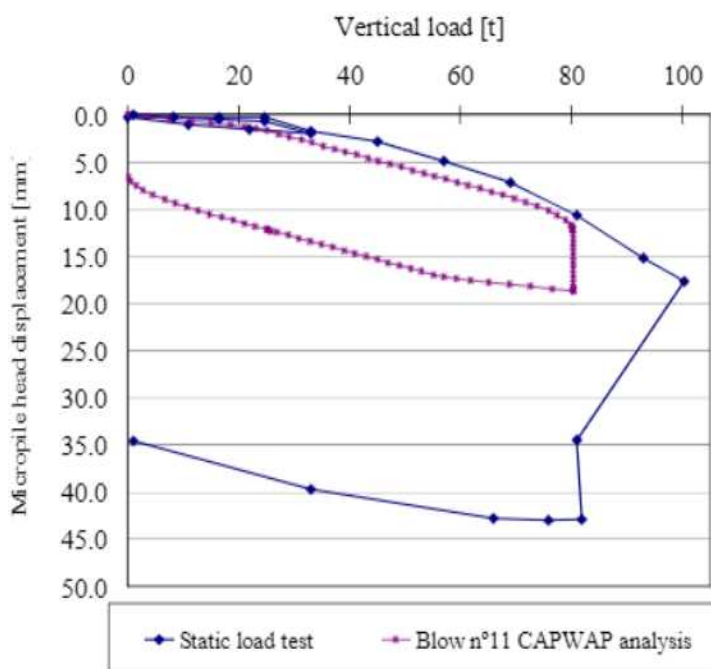


Figura 2.25 – Prova de carga estática e análise CAPWAP em microestaca (Oteo et al, 2008).

2.3.2.1. Método CASE

O método CASE de avaliação trata o problema como uma solução matemática da equação da onda de forma fechada a partir de hipóteses simplificadas, como o comportamento plástico ideal e a uniformidade do solo e da estaca, e de correlações empíricas com resultados de provas de carga estática. Este método admite que todas as reflexões de ondas provenham unicamente da resistência do solo e que o atrito mobilizado é o mesmo tanto para as ondas decrescentes quanto para as ascendentes (Cintra et al, 2013).

O método CASE é fundamentado nas seguintes hipóteses:

- i.* A estaca apresenta comportamento linear-elástico e uma dimensão predominante (comprimento muito maior em relação ao diâmetro);
- ii.* A estaca apresenta módulo elástico e densidade constantes ao longo de toda a profundidade;
- iii.* Os esforços atuando na estaca são unicamente axiais;
- iv.* O solo possui comportamento plástico ideal;
- v.* A estaca não influencia na reflexão das ondas causadas pelo impacto, cabendo esta função apenas à resistência do solo;
- vi.* Não existe movimento relativo entre o solo e a estaca.

Este modelo apresenta limitações quando empregado na análise de estacas cravadas longas e com grande influência do atrito lateral na resistência total, podendo subestimar sua capacidade de carga. Isto ocorre devido a deformação elástica da cabeça da estaca, onde a velocidade torna-se negativa antes que a onda refletida alcance esta região. Quando isto acontece, a cabeça da estaca estará deslocando-se para cima e aliviando uma parcela de resistência lateral. Em casos como este são realizadas correções ao longo da execução, de modo a se obter o real valor de capacidade de carga da estaca (Gonçalves et al, 1996).

Dos resultados da análise CASE, destacam-se os parâmetros referentes a máxima resistência mobilizada ou resistência estática (RMX), deslocamento máximo medido ao nível dos sensores (DMX), altura de queda do martelo (H), deslocamento permanente da estaca (SET), energia máxima transferida que passa do martelo ao

nível dos sensores (EMX), força de compressão máxima ao nível dos sensores (FMX) e a constante de amortecimento CASE (J) (Niyama et al., 2012).

A resistência equivalente estática é obtida através da diferença entre a resistência total (R_U) e o correspondente à sua parcela dinâmica. Os cálculos são fundamentados nas forças (F) e velocidades (v) de partícula no tempo t_1 (início da estaca) e no tempo t_2 (final da estaca) obtidos da leitura obtida de campo de F e v ao longo do tempo (Figura 2.26).

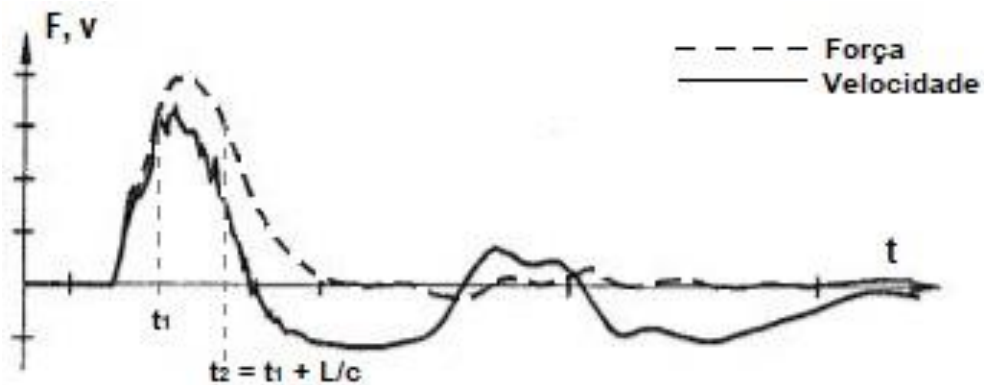


Figura 2.26 – Sinais característicos de força e velocidade do ECD (Adaptado de Holeyman, 1992).

Desta maneira, a máxima resistência mobilizada é dada da seguinte maneira:

$$R_U = \frac{1}{2}(F_{t1} + F_{t2}) + \frac{E \cdot A}{2c}(v_{t1} + v_{t2}) \quad [39]$$

$$RMX = R_s = R_U - J_c(2 \cdot F_{t1} - R_U) \quad [40]$$

Onde J_c é o coeficiente de amortecimento do solo.

2.3.2.2. Método CAPWAP

O método CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) se trata de um programa computacional no qual o sistema estaca-solo é simulado de acordo com o proposto pela Teoria da Propagação de Ondas de Smith (1960) e o perfil geotécnico no qual a estaca se encontra (Cintra et al, 2013).

Este modelo considera as forças de reação do solo como passivas, formadas por elementos elastoplástico e visco-lineares, e as expressa como função somente do movimento da estaca. Desta forma, a representação do solo apresenta, para cada ponto, três incógnitas: a resistência elástica limite, a deformação elástica máxima (quake) e as constantes de amortecimento (damping). A análise é realizada a partir das curvas de velocidade e força, obtidos em campo, da estimativa dos parâmetros

do solo e da simulação do movimento da estaca, tendo como condição de contorno a aceleração medida na seção instrumentada no topo da estaca. O processo dispõe o deslocamento que cada massa em que a estaca foi dividida sofre, bem como as reações do solo, a partir de iteração e comparação entre os valores calculados e medidos (Gonçalves et al, 1996).

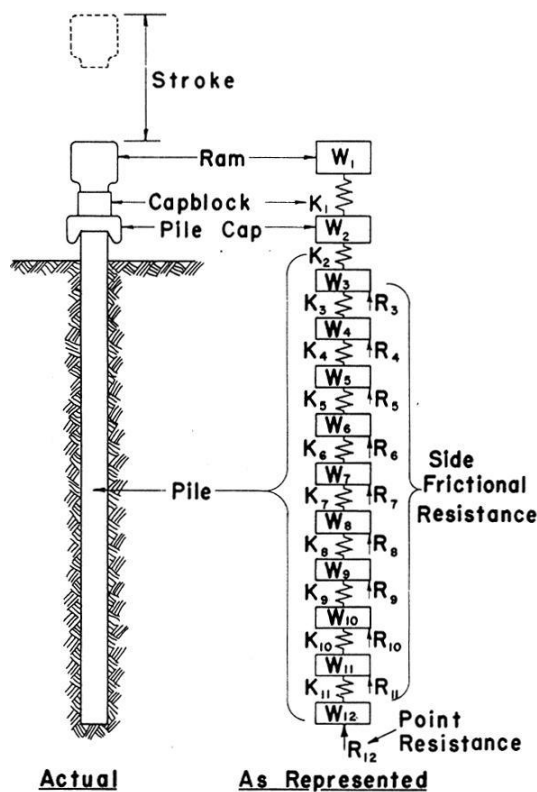


Figura 2.27 – Ilustração do modelo do solo (Smith, 1960)

De acordo com Niyama et al (2012), o CAPWAP é utilizado essencialmente na estimativa da resistência do solo ao longo da profundidade da estaca, determinação da componente dinâmica desta resistência e na aferição das cargas mobilizadas no sistema estaca-solo. Entretanto, diferente da análise CASE, o CAPWAP é realizado, geralmente, para apenas um golpe do martelo no ensaio cuja máxima resistência mobilizada (RMX) seja de maior valor e obtida apresentando boa qualidade no sinal coletado.

Antes de ser analisado pelo software do CAPWAP, é preciso que o sinal obtido de campo seja analisado e ajustado no software utilizado na análise CASE por meio de dois ajustes: um primeiro ajuste na curva de velocidade até que haja concordância com a curva de força no trecho inicial ($t < t_1$), período este que não houve nenhuma reflexão ascendente e, portanto, as curvas devem coincidir (princípio da

proporcionalidade); e um segundo ajuste onde deve-se informar ao software o valor do deslocamento permanente medida no golpe analisado, corrigindo-se as velocidades captadas de maneira que o deslocamento final calculado seja igual ao deslocamento medido.

Após ajuste dos parâmetros, o sinal é então inserido no CAPWAP, que modela a estaca em segmentos de vários comprimentos. O objetivo do software é reproduzir uma curva teórica, por meio de método iterativo, semelhante à curva medida no ensaio realizado em campo (Figura 2.28).

Os resultados típicos da análise CAPWAP, de acordo com Cintra et al (2013), após iteração são:

- Comparação entre a força avaliada e a força estimada na seção instrumentada;
- Curvas de força e velocidade obtidas pelo PDA em campo;
- Curvas carga vs recalque na cabeça e na ponta da estaca;
- Transferência de carga por atrito lateral e diagramas de esforços normais ao longo da estaca.

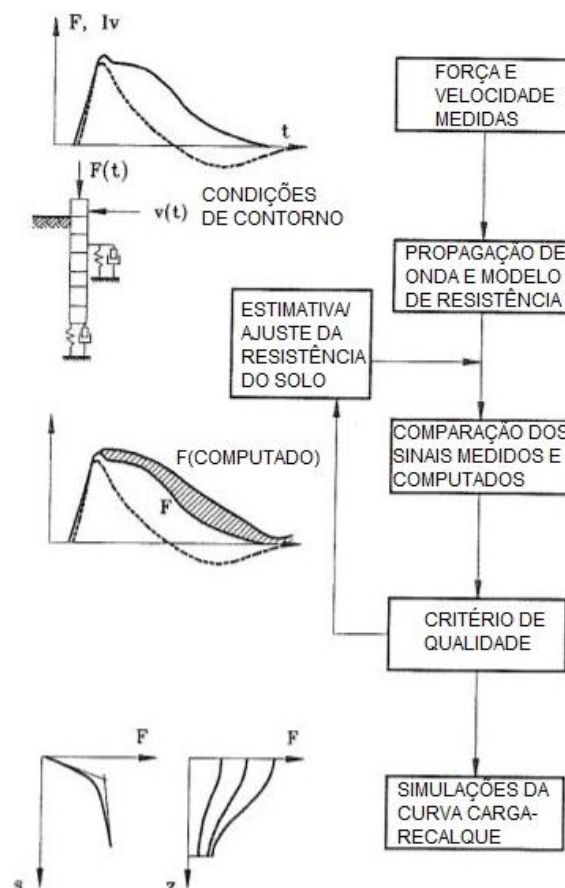


Figura 2.28 – Fluxograma sobre a análise CAPWAP (Holeyman, 1992)

3. MATERIAL E MÉTODOS

3.1. Local dos Ensaios

A área onde foram executadas as estacas e as provas de carga está situada na Zona Industrial de Guarulhos-SP, em terreno pertencente ao grupo Pepsico, localizado na esquina entre Rua Panambi e Rua Ouro Verde de Goiás (Latitude $23^{\circ}28'15''\text{S}$ e Longitude $46^{\circ}28'47''\text{W}$) (Figura 3.1). A área destina-se a construção de um galpão triplo que servirá de depósito para o grupo de mesmo nome.

A geologia local de Guarulhos é dividida em duas unidades geológicas, sendo elas as rochas sedimentares de idade Cenozoica da Bacia de São Paulo e o seu embasamento. A região em questão diz respeito à primeira alternativa, sendo sedimentos quaternários e terciários, tais como argila, areias e cascalhos oriundos da Formação São Paulo e da Formação Caçapava.

O terreno local é constituído por variações de camadas de vários tipos de argilas e areia fina a média. O perfil do subsolo inicia com uma camada de argila arenosa, argila orgânica e areia, todas com aproximadamente 3 m, seguidas por uma argila siltosa até o impenetrável, que é atingido por volta dos 20 m. Algumas faixas de outros solos podem ser encontradas, mas apresentam espessuras menores que 1 m. O nível da água foi identificado entre as profundidades de 4 e 5 m. O perfil do subsolo pode ser visto pelas sondagens de simples reconhecimento presentes nas Figuras 3.2, 3.3 e 3.4.



Figura 3.1 – Localização do canteiro de obras (Google Maps).

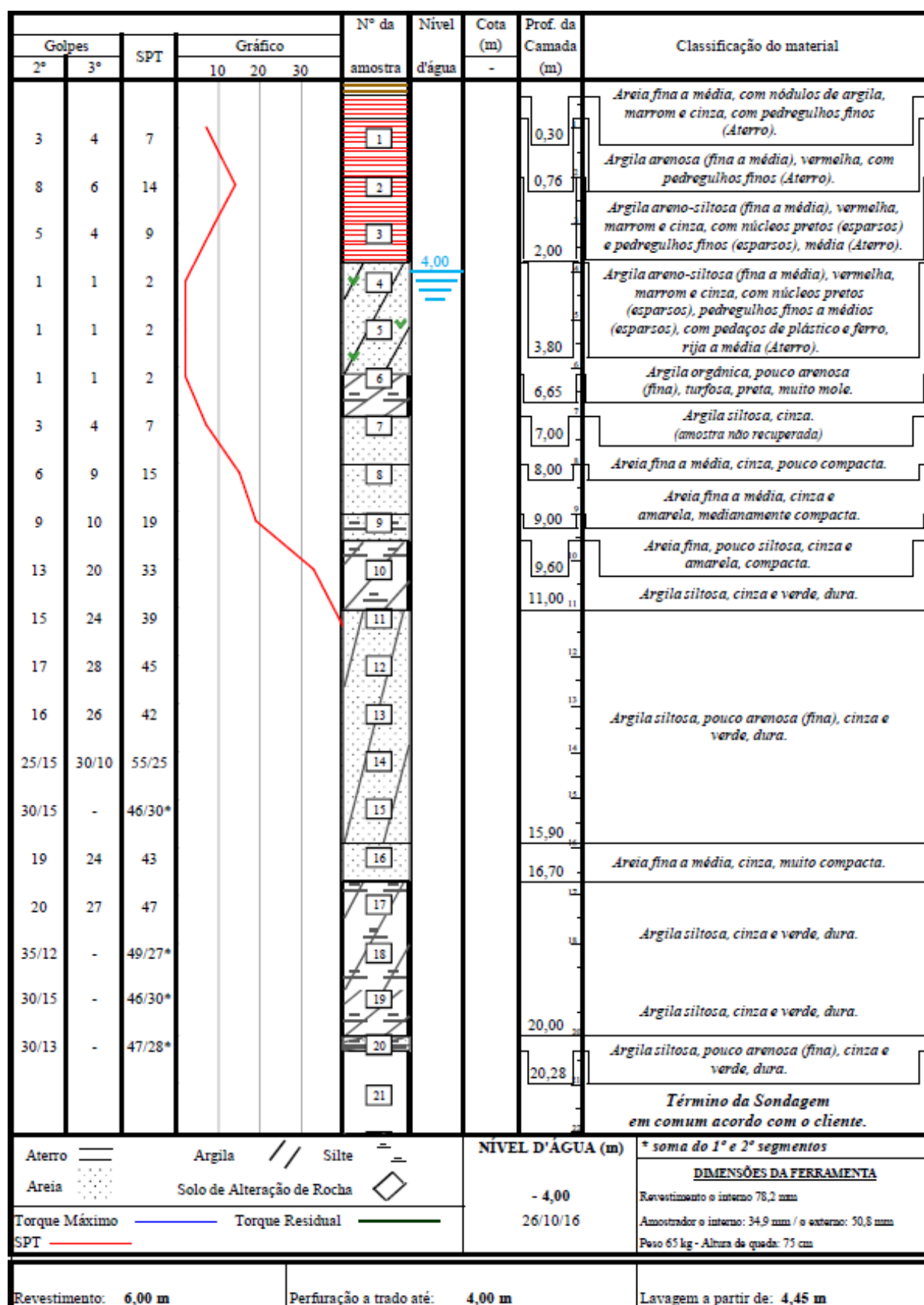


Figura 3.2 – Sondagem de simples reconhecimento SP-01A.

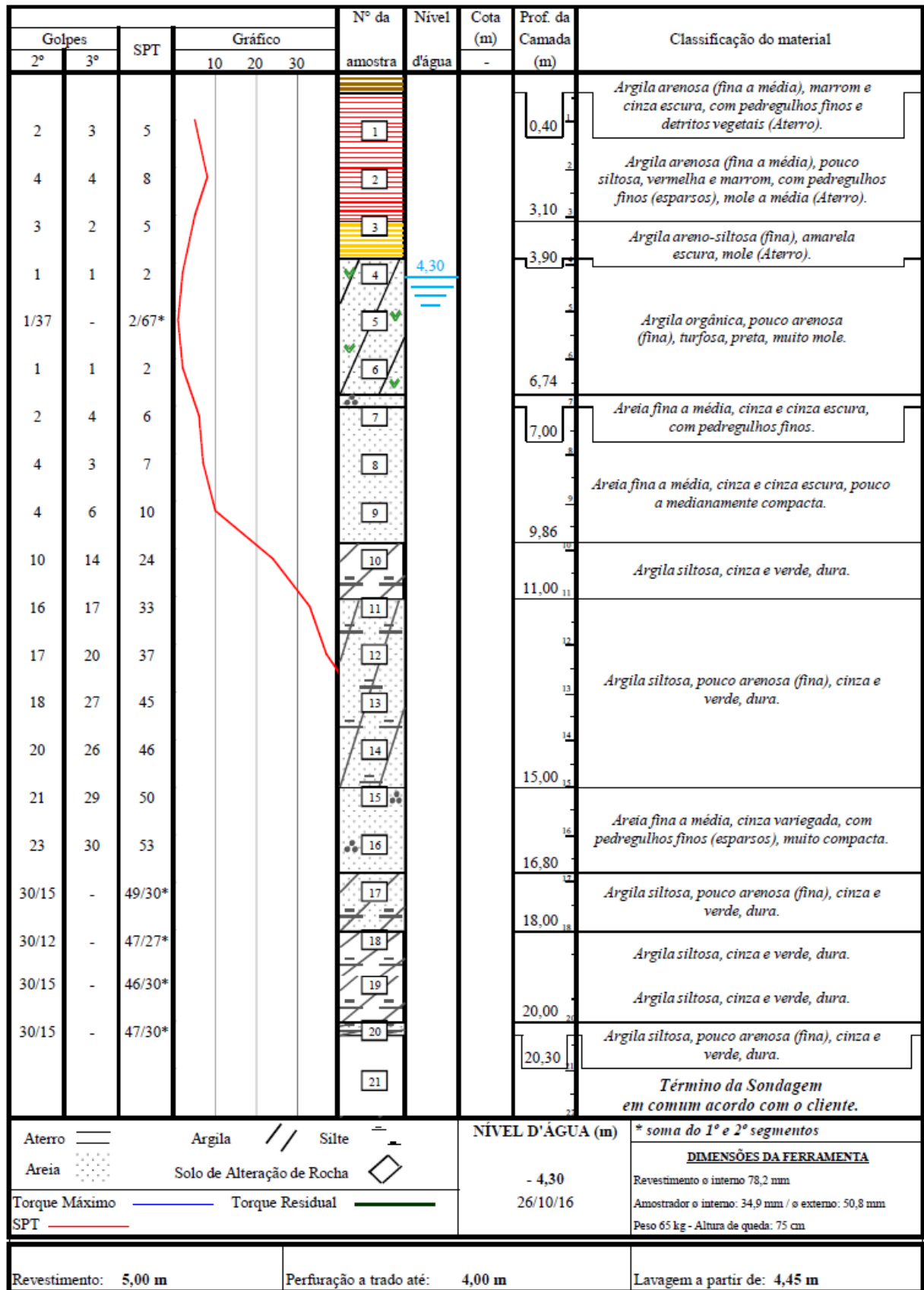


Figura 3.3 – Sondagem de simples reconhecimento SP-02A.

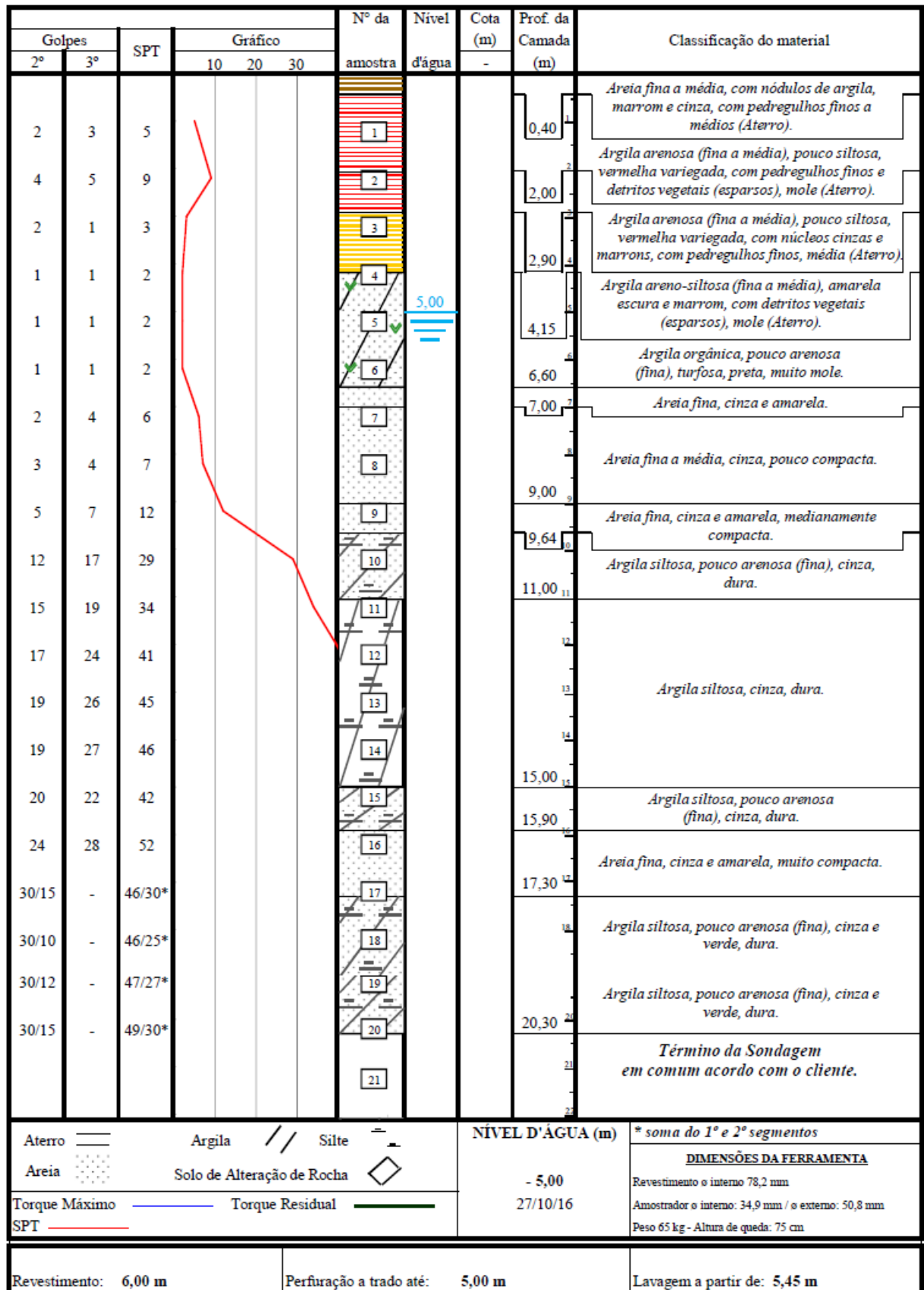


Figura 3.4 – Sondagem de simples reconhecimento SP-03A.

Na Figura 3.5 são apresentados os valores de NSPT e o coeficiente de variação apresentados ao longo da profundidade para os três furos executados.

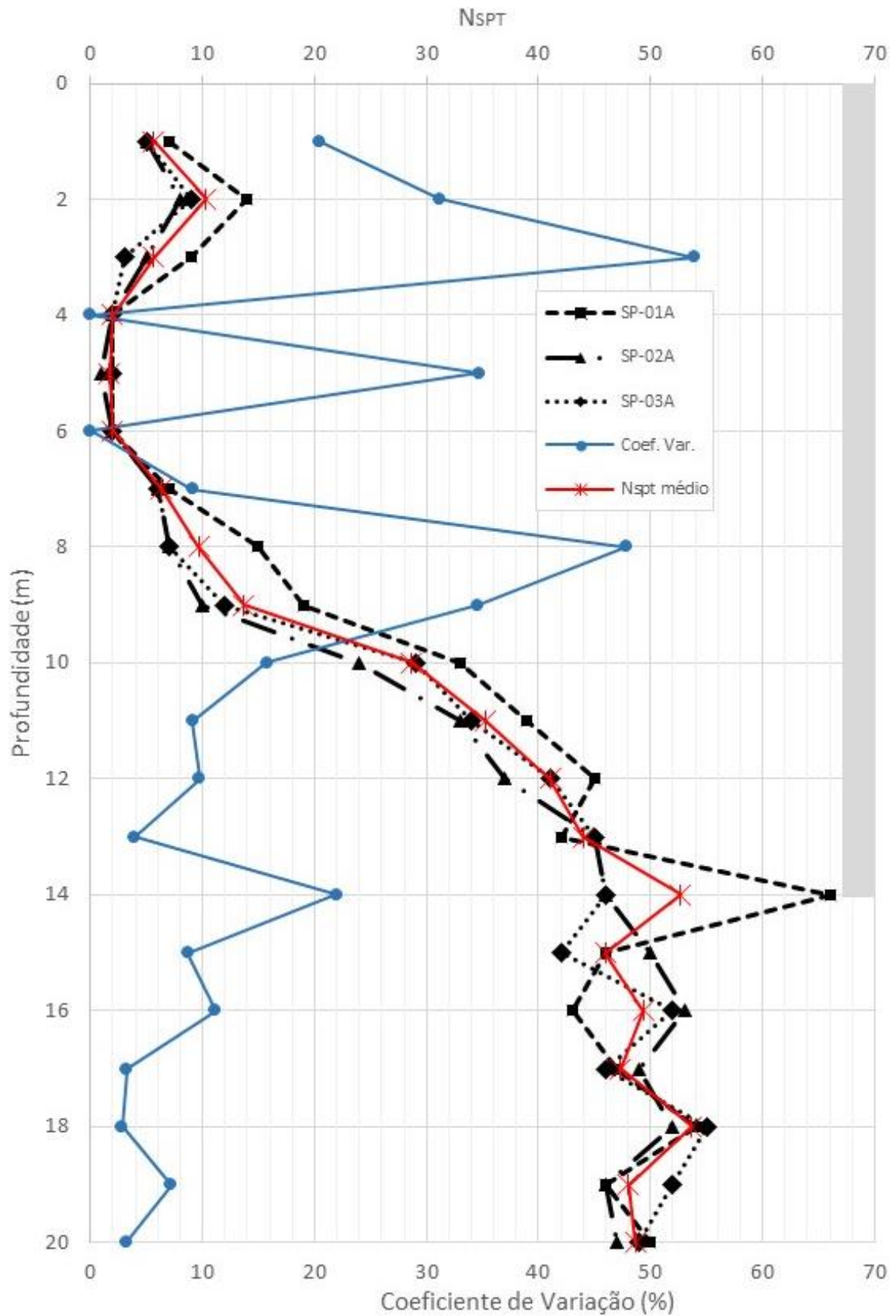


Figura 3.5 – Variação N_{SPT} de cada sondagem.

A distribuição dos conjuntos de estacas e a distribuição destas dentro de cada conjunto são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 3.6 e 3.7 a seguir.

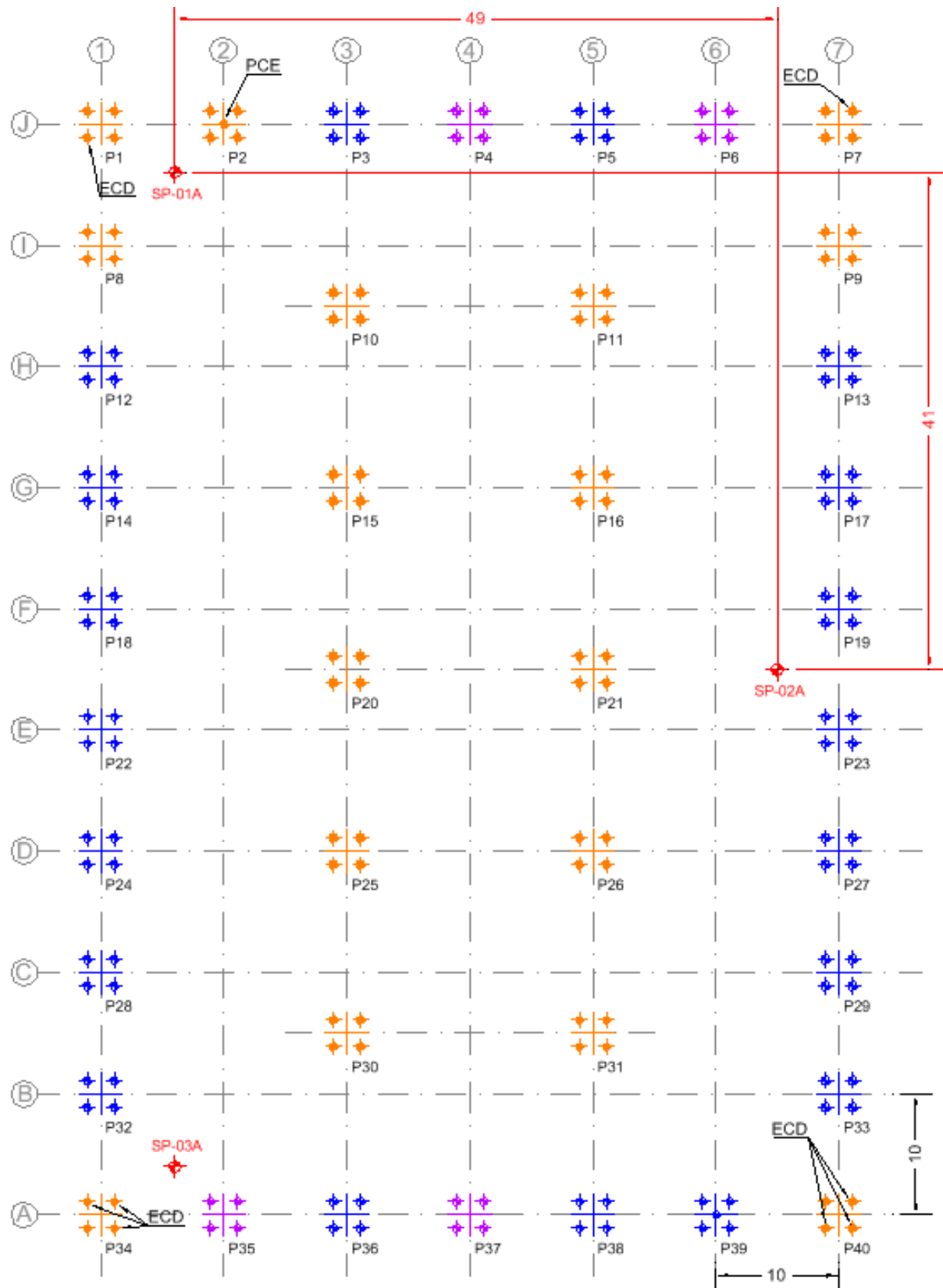


Figura 3.6 – Localização das sondagens, estacas, prova de carga estática (PCE) e ensaio carregamento dinâmico (ECD) no canteiro de obras.

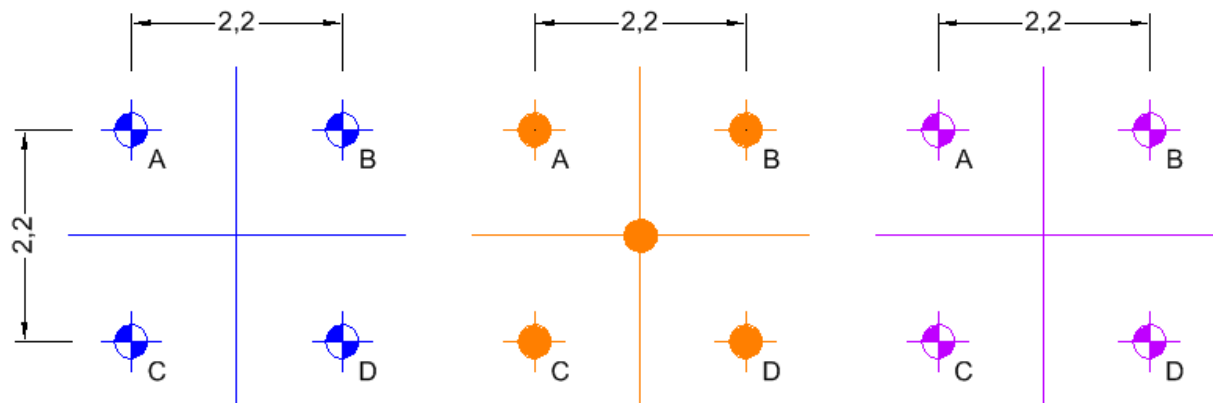


Figura 3.7 – Disposição de grupos de estacas.

-  69 MICROESTACAS DE 8" - L= 14m UTEIS
-  77 MICROESTACAS DE 10" - L= 12m UTEIS
-  16 MICROESTACAS DE 10" - L= 14m UTEIS
-  03 SONDAgens A PERCUSSÃO SIMPLES

3.2. Estacas e Sistema de Reação

3.2.1. Estacas

As provas de carga foram realizadas em estacas moldadas *in loco* com comprimento de 14,2 m e diâmetro final em torno de 0,30 m. O processo executivo realizado das estacas foi semelhante ao tipo D (Página 34) sugerido pela FHWA (2005), podendo ser resumido pelas etapas descritas a seguir:

- i. Perfuração por roto-percussão com tubo de revestimento manchetado (Figura 3.8 - a) e circulação de água. O tubo de revestimento possui função estrutural e é composto por trechos de aço N-80 com diâmetro interno de 8" (200 mm) e comprimento de 2,5 m cada, com roscas em suas extremidades para conexão entre os tubos. O primeiro trecho possui ainda coroa para perfuração em solo, e para camadas mais resistentes utiliza-se cabeça de perfuração (Figura 3.8 - b) com percolação de água com posterior continuação da descida do revestimento;

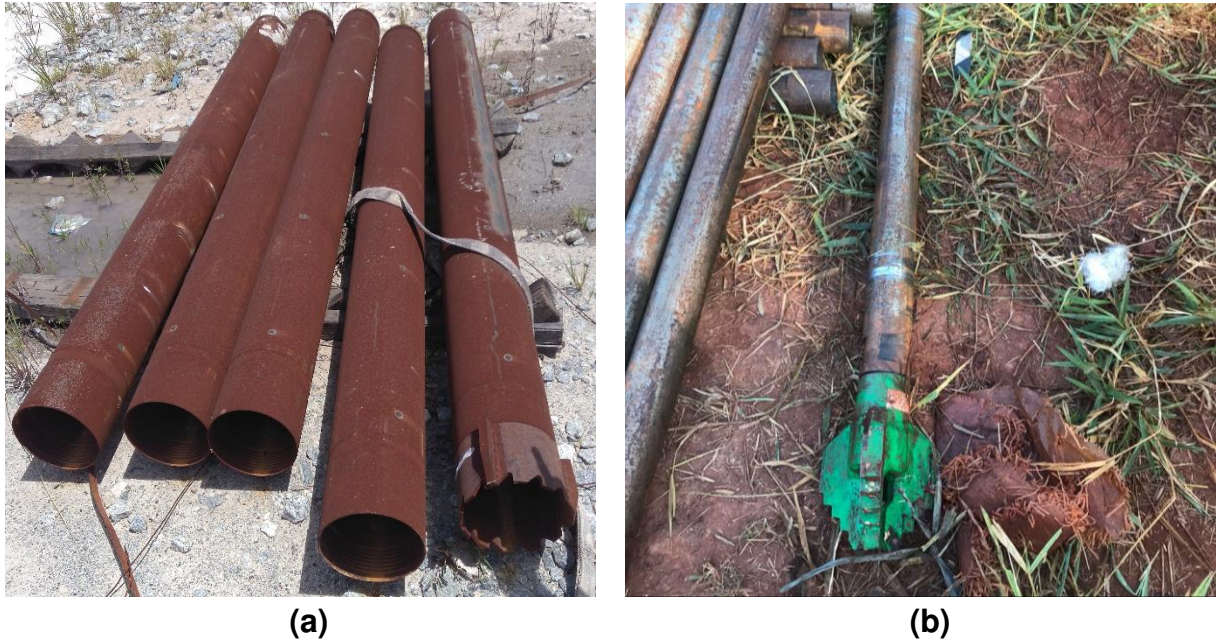


Figura 3.8 – Tubo de revestimento manchettato e cabeça de perfuração, respectivamente.

- ii.* Atingida a cota desejada, é inserido um obturador simples ao fundo da escavação dando início a primeira etapa de injeção, que tem função tanto de lavar o material excedente quanto de injetar, a baixa pressão, calda de cimento no espaço entre a face externa do tubo de revestimento e o solo;
- iii.* Passadas, no mínimo, 12 h da primeira fase de injeção inicia-se a segunda fase, em que é inserido um obturador duplo (Figura 3.9) que deve ser posicionado nas profundidades em que se encontram as válvulas manchetes, aplicando-se em seguida a injeção de nata de cimento com altas pressões (entre 1 e 2 MPa). Este é um processo que pode ser repetido várias vezes, mas no caso das estacas desta pesquisa, optou-se por fazer no máximo duas etapas de injeção. As injeções foram feitas de baixo para cima e abrangeram todas as válvulas por volta de 2 metros de profundidade até a mais profunda;



Figura 3.9 – Descida do obturador duplo.

- iv. Terminada a segunda fase de injeção, o interior do tubo-manchete é preenchido com calda de cimento e o excedente além da cota de arrasamento é então retirado.

Na Figura 3.10 a seguir é sintetizado todo o processo executivo da microestaca.

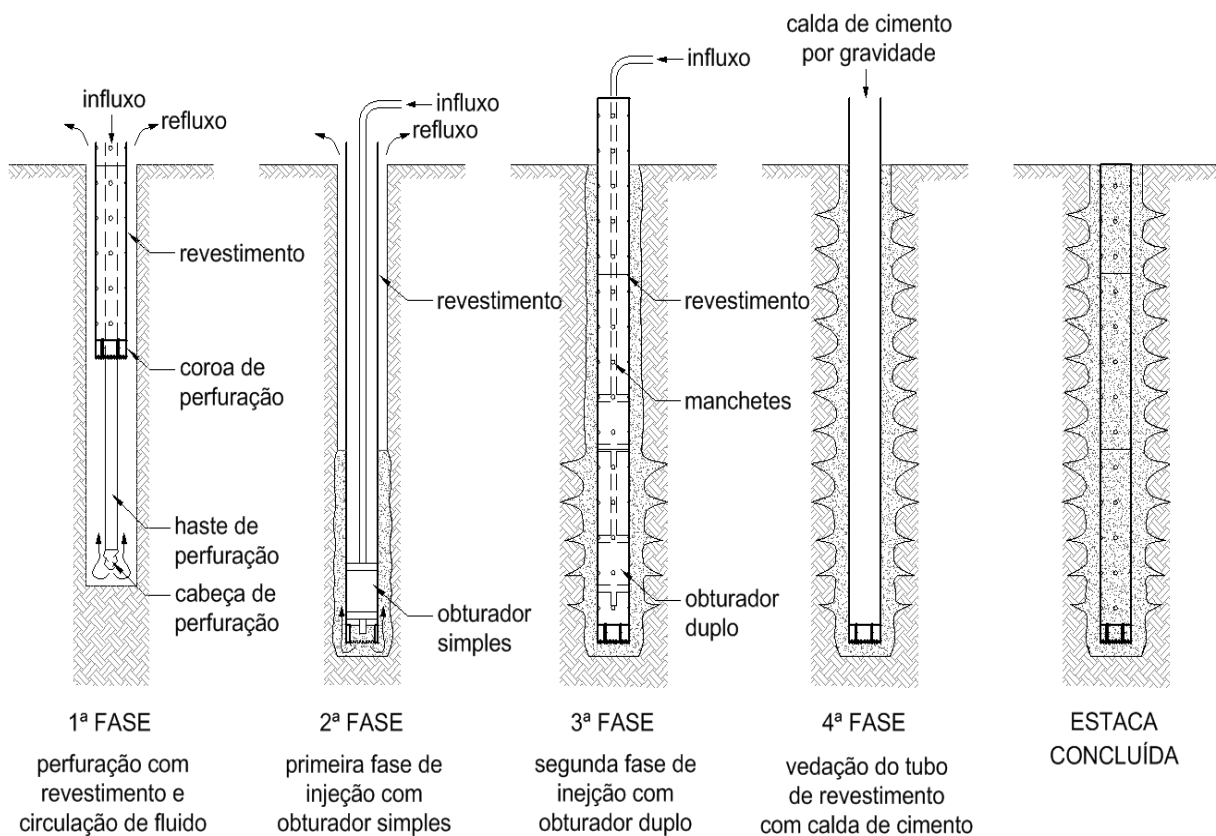


Figura 3.10 – Processo executivo da microestaca injetada.

As manchetes instaladas no tubo de revestimento são dispostas em grupos de quatro, distribuídos diametralmente e com espaçamento de 0,5 m entre elas. Tal peça é composta por um corpo de alumínio, um eixo e borracha obturadora que se abre com pressão de injeção de 20 bar e se fecha automaticamente após a retirada da pressão, impossibilitando o retorno do material injetado (Figura 3.11). Quanto ao material injetado, utiliza-se calda de cimento com fator A/C de 0,5.

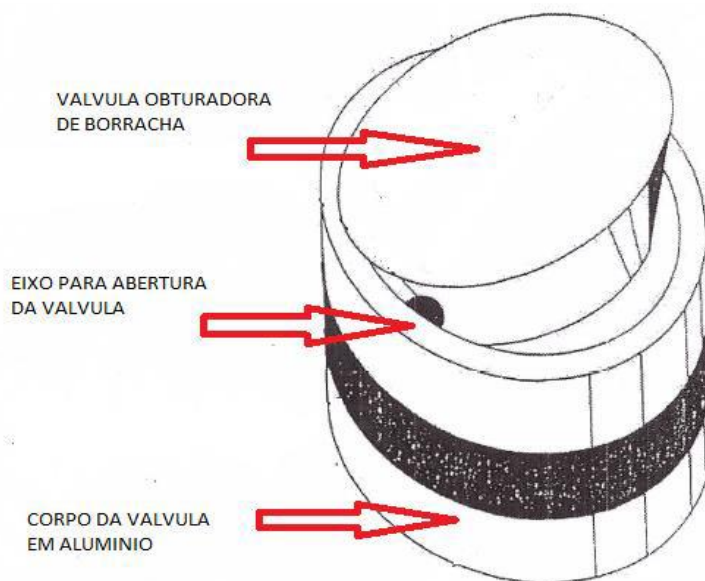


Figura 3.11 – Esquema da válvula-manchete instalada.

Este procedimento garante a microestaca uma seção irregular, com diâmetro final que pode variar a depender das condições de campo e de execução. Os valores de áreas e dimensões são apresentados na Tabela 3.1 a seguir:

Tabela 3.1 – Características dos materiais usadas em projeto.

Características	Valores
Diâmetro externo da camisa metálica (cm)	21,91
Diâmetro interno da camisa metálica (cm)	20,27
Área do tubo (cm ²)	54,33
Área da calda de cimento	602,10
Diâmetro da perfuração (cm)	28,91
Área total da seção (cm ²)	656,43
Cobrimento lateral do tubo (bainha) (cm)	3,50
Porcentagem de aço (%)	9,0
Limite de escoamento do aço (MPa)	676
Módulo de elasticidade estimado pela Eq. 1 (GPa)	29,27

Os comprimentos, o tempo entre execução e ensaios, o consumo de cimento na bainha e as fases de injeção posteriores de cada estaca divergiram, em sua maioria, conforme é apresentado na Tabela 3.2. A fase de injeção nas válvulas-manchete obedeceu ao mínimo de 12 horas entre uma fase e outra.

Tabela 3.2 – Comprimentos efetivos, intervalo entre execução e ensaio e injeções posteriores.

Estaca	L (m)	Consumo de cimento na bainha (kg)	Consumo de cimento na manchete (kg)	Injeções posteriores
P2-E	14,20	600	0	Sem injeção
P7-B*	14,00	-	-	-
P1-C*	14,00	-	-	-
P34-A	14,70	650	2100	1 fase
P34-B	14,80	600	2500	2 fases
P34-D	14,70	600	0	Sem injeção
P40-B	14,00	500	2100	2 fases
P40-C	14,00	500	1250	1 fase
P40-D	14,00	600	0	Sem injeção

* Estacas sem boletim de injeção disponível para análise

3.2.2. Sistema de Reação

Neste projeto o sistema de reação foi composto por vigas de reação, sistema de atirantamento constituído por monobarras, chapas e estacas de reação, conforme segue:

- i. Quatro microestacas injetadas de reação, aproveitadas posteriormente na obra, executadas com os mesmos comprimento, diâmetro e processo executivo da estaca ensaiada;
- ii. Quatro vigas de reação, sendo três com comprimento total de 3 m e outra com 3,75 m. Todas as vigas eram compostas de perfil duplo “I”, sendo estes perfis compostos de mesa com largura e espessura de 30 cm e 1,25 cm, respectivamente, e alma com altura e espessura de 28,5 cm e 1,75 cm, nesta ordem;
- iii. O sistema de atirantamento foi composto por tirantes monobarra INCO 45D, com diâmetro nominal de 44 mm, diâmetro efetivo de 41 mm, limite de escoamento de 897 kN, carga máxima de ensaio de 807 kN e módulo de elasticidade de 206 GPa. Destaca-se que as monobarras foram inseridas em todo o comprimento das estacas de reação.

3.3. Instrumentação

Para a instrumentação foram utilizadas barras de aço CA-50, com diâmetro de 12,5 mm e 0,6 m de comprimento, em que foram instalados extensômetros elétricos (strain-gauges). Estas barras foram unidas, à medida que iam sendo colocadas no interior da camisa metálica, a barras de mesmo material com comprimentos variados de maneira que se obedecesse às distâncias entre instrumentações pré-estabelecidas. Esta união se dava por meio de sistema de rosca nas pontas das barras, com acoplamento de luvas de mesmo material. Para garantir a excentricidade das instrumentações nas estacas, utilizou-se centralizadores de aço na cota mais profunda e no meio do conjunto de barras de aço instrumentadas.

Os extensômetros elétricos utilizados são ideais para instrumentação em aço (KFGS-2-120-D16-11 – Kyowa Electronic Instruments). Para a colagem nas barras, que foram previamente lixadas, utilizou-se adesivo a base de cianocrilato, que foram fixados e ligados em ponte completa. Para proteção da instrumentação contra umidade e choques mecânicos utilizou-se resina especial para isolamento elétrico (3M – Scotchcast).

No total foram utilizadas quatro barras instrumentadas ao longo da profundidade da estaca. Esperava-se que a instrumentação fosse iniciada na cabeça da estaca, que seria a seção de referência, mas devido a problemas durante a instalação a primeira barra instrumentada ficou localizada a 1,5 m abaixo do nível do terreno. Desta maneira, as outras três barras ficaram localizadas nas profundidades de 5,0 m, 8,5 m e 12,0 m, com a instrumentação mais profunda a 2,2 m acima da ponta da estaca (14,2 m). A Figura 3.12 mostra a distribuição dos extensômetros ao longo do perfil do subsolo.

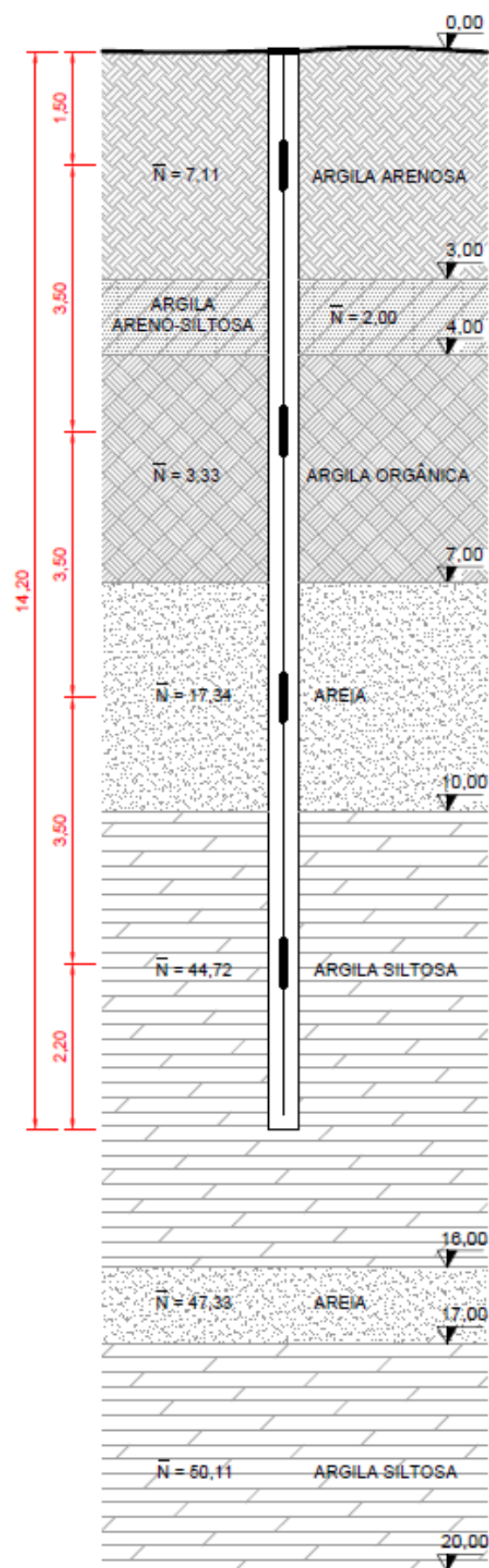


Figura 3.12 – Posição dos instrumentos na estaca.

3.4. Prova de Carga Estática Lenta e Ensaio de Carregamento Dinâmico

A prova de carga estática na estaca instrumentada foi realizada com o objetivo de se obter a capacidade geotécnica do sistema estaca-solo, o comportamento carga vs deslocamento e a transferência de carga ao longo da profundidade. Este ensaio foi realizado apenas em uma estaca, a central referente ao P2 (Figura 29). Os ensaios dinâmicos foram realizados em oito estacas, que estão situadas nos vértices do retângulo dado do projeto (Figura 30). Desta maneira, ensaiou-se as seguintes estacas: P7-B, P1-C, P34-A, P34-B, P34-D, P40-B, P40-C, P40-D.

3.4.1. Prova de Carga Estática Lenta

A prova de carga estática foi realizada de acordo com o especificado na norma NBR 12131/2006. Os carregamentos realizados no ensaio foram feitos em estágios sucessivos com incremento de 180 kN, estimado pelo método Lizzi (1982), até que se atingisse a carga referente à ruptura geotécnica do conjunto estaca-solo. O descarregamento foi realizado também em estágios sucessivos de 450 kN.

A fim de não se alterar o conjunto solo-bainha em volta do topo da estaca, optou-se por não escavar esta área até o nível da primeira instrumentação (seção de referência). Além disso, não foi executado um bloco de coroamento, sendo instalado no lugar deste uma “cabeceira” (Figura 3.13) para receber uma chapa metálica e garantir sua horizontalidade para o apoio do macaco hidráulico. O ensaio foi realizando estimando-se uma resistência em torno de 1800 kN. O sistema de reação e hidráulico de acionamento foram dimensionados para aplicar carga de, no máximo, 1,5 vezes a carga estimada.



Figura 3.13 – Montagem na cabeça da estaca.

Foram utilizados na prova de carga estática os seguintes equipamentos:

- i.* Oito transdutores de deslocamento (LVDT) com 150 mm de curso e 0,01 mm de precisão. Destes, quatro foram instalados com ponta na chapa metálica, a fim de se obter a leitura dos recalques, e outros quatro instalados com a ponta na viga de reação, de maneira a monitorar sua movimentação no decorrer do ensaio;
- ii.* Uma bomba hidráulica elétrica com válvula de regulação de pressão e manômetro analógico de 700 bar e resolução de 10 bar e outro de leitura digital de pressão de capacidade de 1000 bar e resolução de 1 bar;
- iii.* Dois atuadores hidráulicos de até 2000 kN cada, usados simultaneamente;
- iv.* Duas células de carga de 2000 kN cada e precisão de 10 kN, utilizadas simultaneamente.

O esquema da prova de carga é apresentado através da planta (Figura 3.14), vista frontal (Figura 3.15), vista lateral (Figura 3.16) e imagem do sistema já em campo (Figura 3.17).

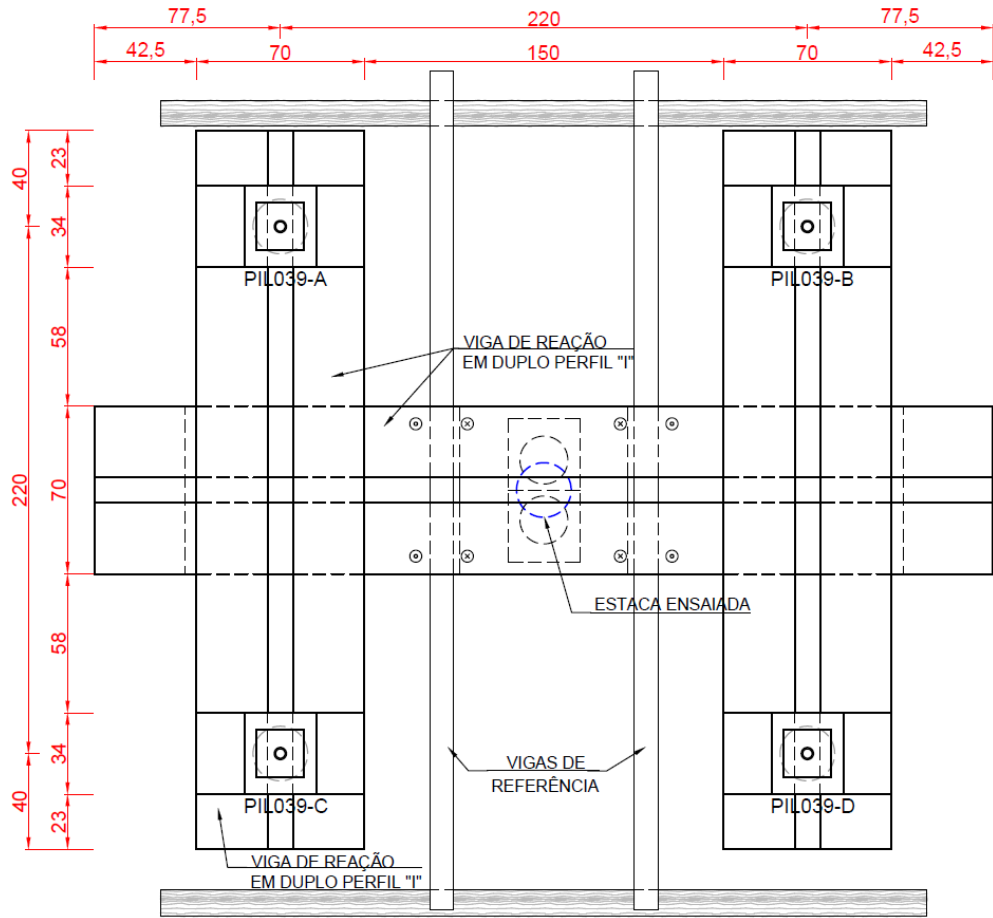


Figura 3.14 – Planta do sistema montado para execução da prova de carga.

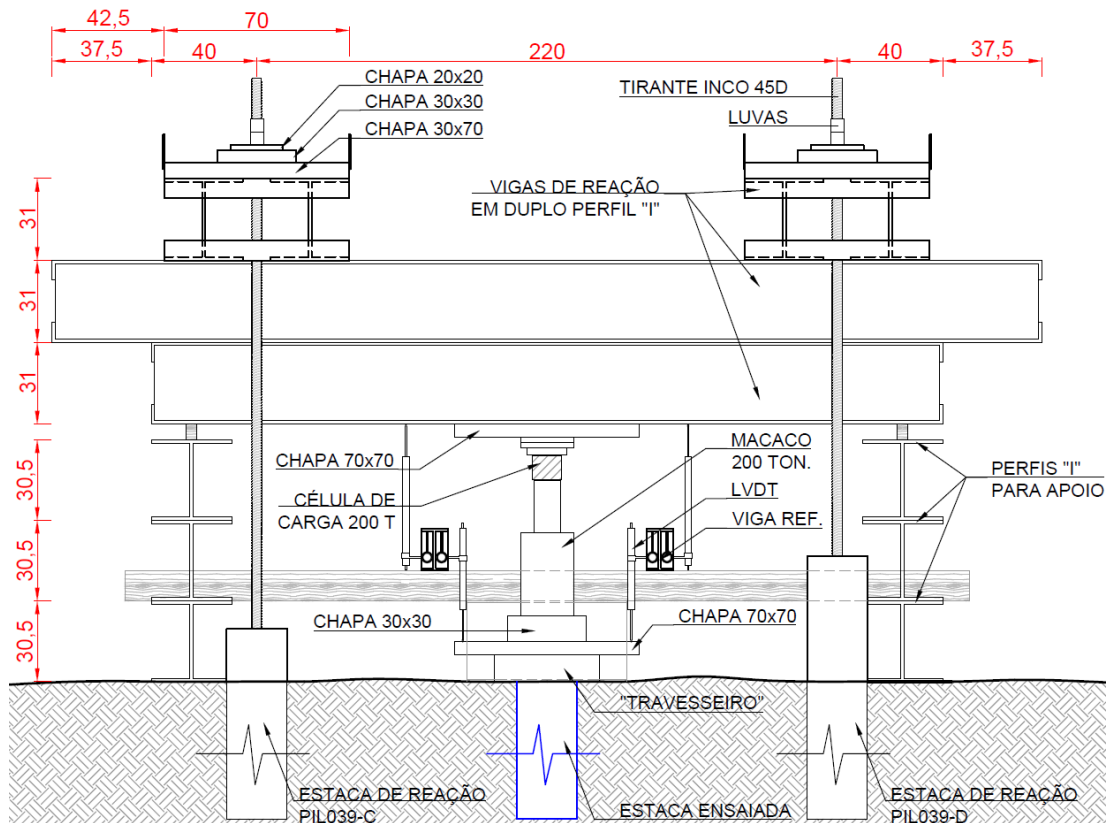


Figura 3.15 – Vista frontal do sistema montado para execução da prova de carga.

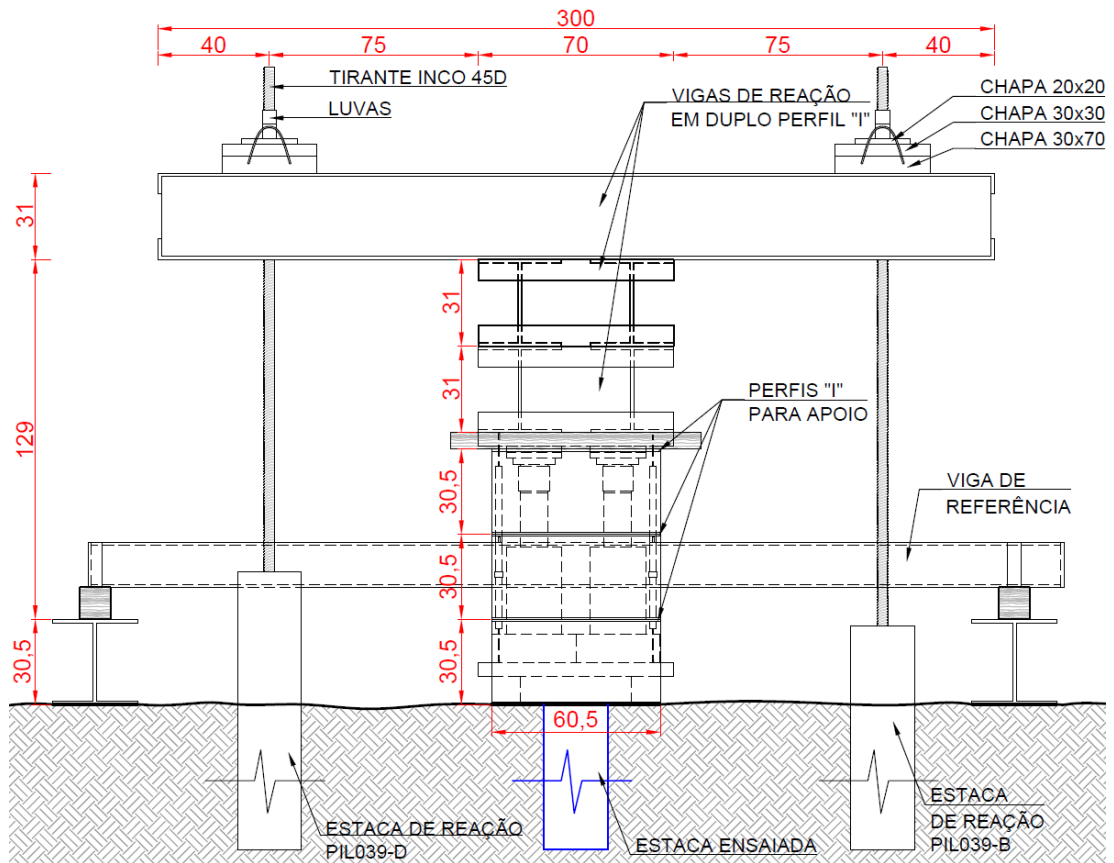


Figura 3.16 – Vista lateral do sistema montado para execução da prova de carga.



Figura 3.17 – Montagem em campo da prova de carga.

3.4.2. Ensaio de Carregamento Dinâmico

Este ensaio foi realizado com o objetivo de analisar a integridade das estacas realizadas e verificar sua capacidade de carga por meio das análises CASE e CAPWAP.

Para aquisição e análise dos sinais obtidos durante os golpes na cabeça da estaca, usou-se um conjunto de instrumentos e equipamentos. Os instrumentos empregados foram transdutores de força, ou de deformação específica, e acelerômetros, para leituras das medidas de força e aceleração, respectivamente, em uma seção localizada por volta de três diâmetros abaixo do topo da estaca.

A fixação destes instrumentos na seção referida foi realizada aos pares, em pontos diametralmente opostos, de modo a se compensar eventuais efeitos de flexão e excentricidade. A superfície das camisas metálicas das estacas que seriam ensaiadas foi preparada para garantir o contato integral dos instrumentos com a estaca, que foram fixados diretamente nesta superfície, conforme Figura 3.18.



Figura 3.18 – Transdutor de força e acelerômetro instalado no topo da estaca.

Para a realização do golpe na cabeça da estaca, utilizou-se uma “cabeceira” em seu topo, a fim de centralizar e distribuir de maneira mais uniforme possível o golpe na estaca, um martelo com massa de 3.000 kg, um direcionador metálico para garantir

o percurso retilíneo do martelo ao longo da altura de queda, um macaco hidráulico e um guindaste.

O sistema de aquisição e análise de dados era formado por Analisador de Cravação de Estacas (Pile Driving Analyzer – PDA), um gravador de fita magnética e um osciloscópio utilizados, respectivamente, para aquisição e análise, armazenamento e visualização.

O levantamento e instalação de todo conjunto no topo das estacas foram realizados por um guindaste que, durante a execução, elevava o martelo até a altura desejada. Atingido este nível, o mesmo foi fixado no curso metálico por meio do macaco hidráulico, e o guindaste então folgava as cordas de aço que mantinham o martelo. O macaco então era acionado, liberando o martelo, que atingia a cabeceira no topo da estaca, gerando o sinal na estaca e transmitindo para o sistema de aquisição (Figura 3.19). Os golpes começaram com 20 cm de altura de queda, e a esta eram acrescidas mais 20 cm até que a resistência total fosse mobilizada (energia crescente).

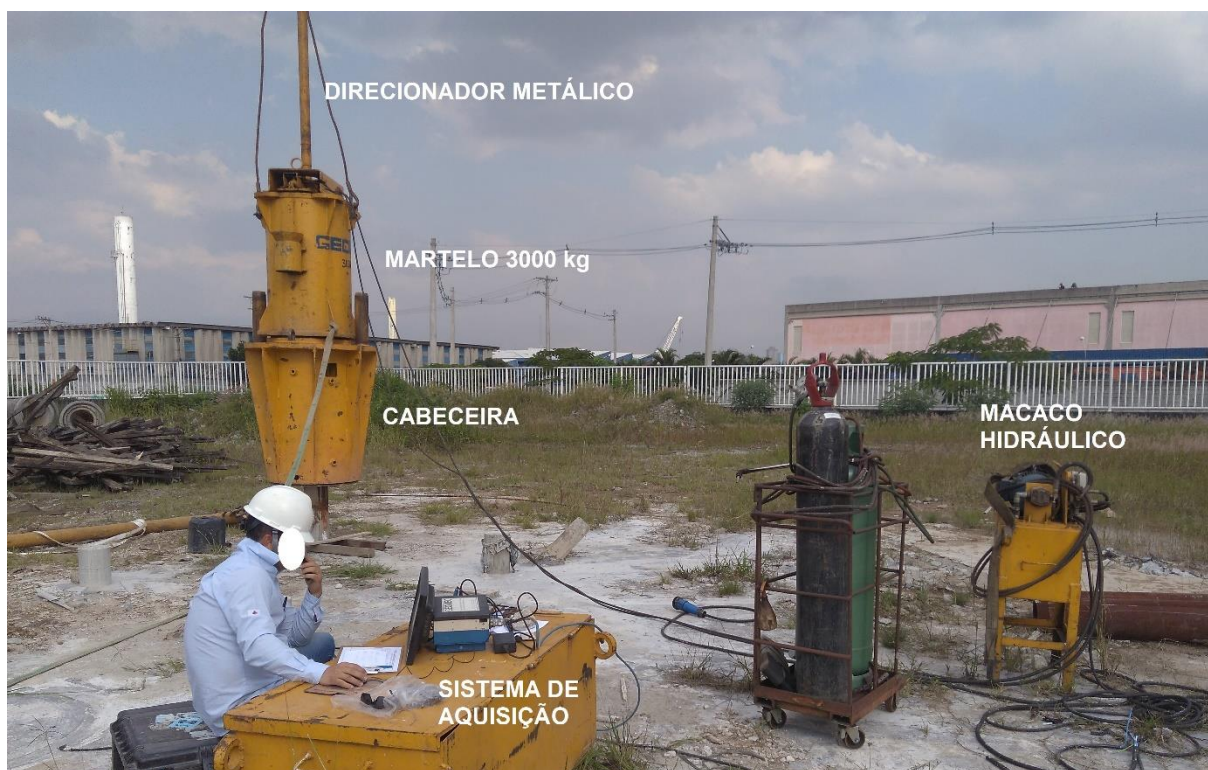


Figura 3.19 – Montagem em campo da prova de carga.

4. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios e aqueles referentes ao emprego das fórmulas de previsão de capacidade de carga e interpretação de curva carga vs recalque, sendo eles:

- i. Ensaio de carregamento dinâmico, por meio das análises CASE e CAPWAP, realizadas nas estacas P7-B, P1-C, PI34-A, P34-B, P34-D, P40-B, P40-C e P40-D;
- ii. Prova de carga estática realizada na estaca central do conjunto referente a PIL030, dos quais foram avaliadas a previsão da capacidade de carga e a transferência de carga.

4.1. Ensaio de Carregamento Dinâmico e Prova de Carga Estática

Na Tabela 4.1 a seguir são apresentados os valores de resistências encontrados pelas análises CASE e CAPWAP. As diferenças apresentadas para as cargas de ruptura última (Q_u) e para o fator de amortecimento (J) se dão devido ao ajuste deste durante a análise CAPWAP, não sendo empregado este valor reajustado numa reavaliação pelo método CASE. Por isso, adota-se nesta pesquisa os valores de carga de ruptura obtidos pelo CAPWAP referentes ao golpe de maior energia mobilizada.

Tabela 4.1 – Resultados obtidos no ensaio de carregamento dinâmico

Análise	Estaca	Q_{lu} (kN)	Q_{pu} (kN)	Q_u (kN)	Q_{pu} %	J
CASE	P7-B	-	-	1830	-	0,30
	P1-C	-	-	1880	-	0,70
	P34-A	-	-	2320	-	0,00
	P34-B	-	-	2220	-	0,00
	P34-D	-	-	2070	-	0,50
	P40-B	-	-	2010	-	0,70
	P40-C	-	-	1230	-	0,80
	P40-D	-	-	1450	-	0,50
CAPWAP	P7-B	1438	392	1830	21,4	0,34
	P1-C	1557	287	1844	15,6	0,68
	P34-A	2003	331	2334	14,2	0,00
	P34-B	2112	149	2261	6,6	0,00
	P34-D	1845	227	2072	11,0	0,46
	P40-B	1652	355	2007	17,7	0,74
	P40-C	1104	129	1233	10,5	0,79
	P40-D	1224	225	1450	15,5	0,49

A seguir são apresentados os valores de deslocamentos obtidos para cada estágio de carga durante a prova de carga estática, juntamente com a relação entre as cargas e os recalques (Tabela 4.2), seguida pela respectiva curva carga vs recalque (Figura 4.1) e a comparação desta curva com as obtidas pela análise CASE (Figura 4.2). Por fim, apresenta-se na Tabela 4.3 os valores médios obtidos das cargas na ruptura total, lateral e de ponta, obtidos pela análise CAPWAP e pela PCE instrumentada.

Tabela 4.2 – Valores de recalque por carga para prova de carga estática

Carga (kN)	Recalque (mm)	Q/δ (kN/mm)
0	0,00	0,0
180	1,14	157,9
360	2,46	146,3
540	3,83	140,0
720	6,08	118,4
900	8,31	108,3
1080	11,83	91,3
1260	14,46	87,1
1410	17,52	80,5
1440	108,06	13,3
900	106,39	8,5
450	103,76	4,4

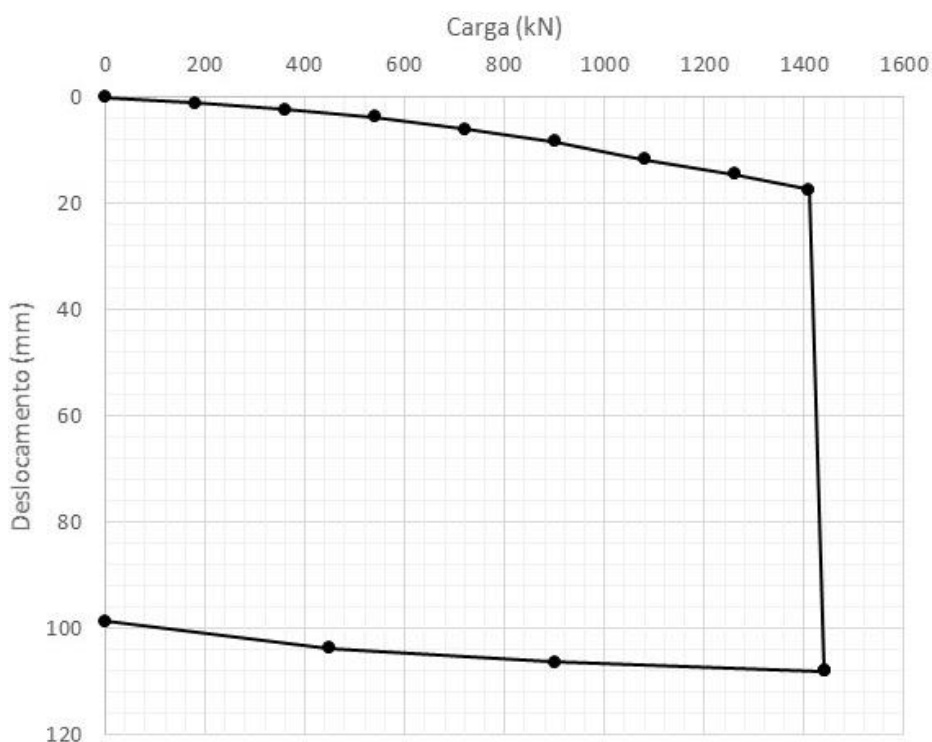


Figura 4.1 – Curva Carga vs Recalque da prova de carga estática.

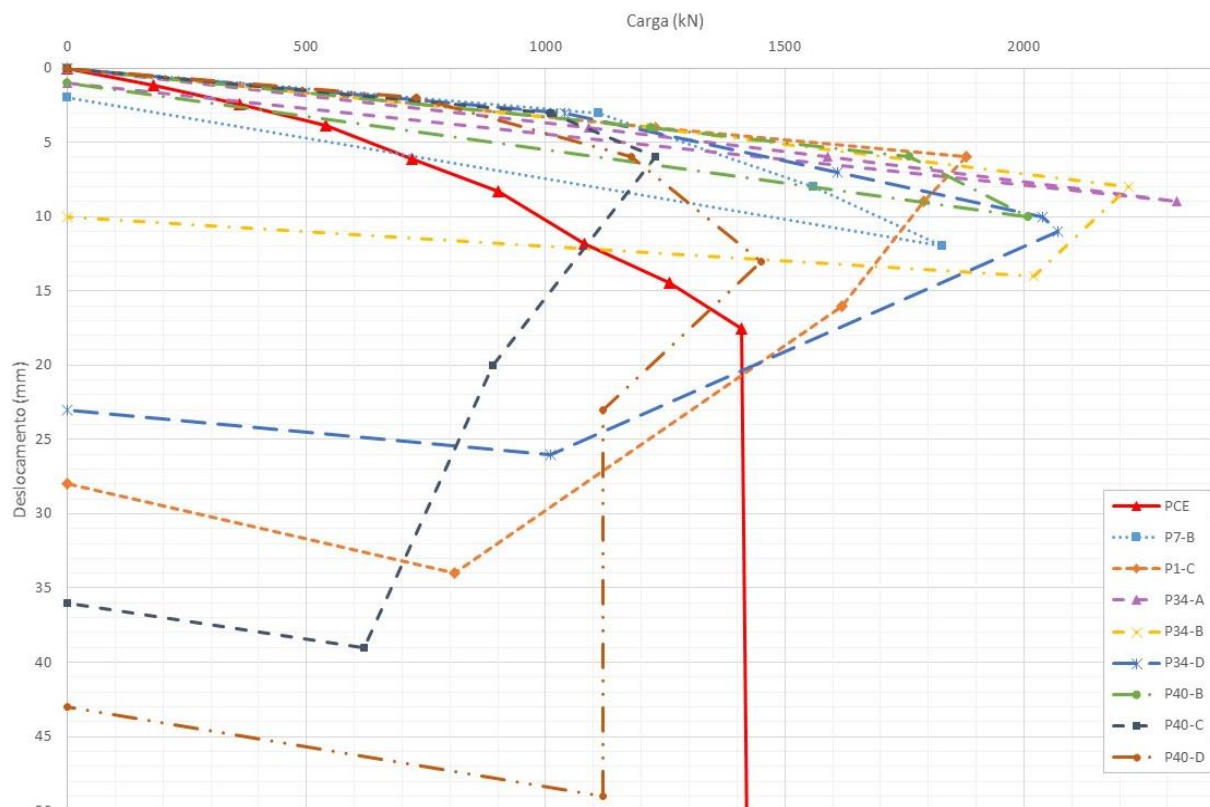


Figura 4.2 – Comparação das curvas carga vs deslocamento via PCE e ECD pela análise CASE.

Tabela 4.3 – Valores de carga total, lateral e de ponta obtidos pelos ensaios em campo.

Carga	PCE (kN)	ECD* (sem injeção) (kN)	ECD* (1 fase) (kN)	ECD* (2 fases) (kN)
Lateral	1228	1534	1554	1882
Ponta	212	226	230	252
Total	1440	1760	1784	2134

*Valores médios obtidos da Tabela 4.1 pelo método CAPWAP.

4.1.1. Estimativa da Capacidade de Carga

A seguir são apresentados os resultados para capacidade de carga para os métodos semiempíricos e dinâmicos, descritos na Revisão de Literatura deste trabalho. O diâmetro utilizado nas estimativas foi o referente ao medido em campo de 289 mm e as comparações são feitas em relação a PCE e a média dos ECDs.

4.1.1.1. Métodos semiempíricos

- Método de Aoki e Velloso (1975)

A seguir são apresentados os parâmetros de cálculo para o perfil de subsolo estudado (Tabela 4.4) e os resultados obtidos para a capacidade de carga total, lateral e de ponta estimado pelo método, bem como sua comparação com a prova de carga

estática e o ensaio de carregamento dinâmico (Tabela 4.5). Os parâmetros F_1 e F_2 empregados foram os sugeridos por Corrêa (1988), referentes à estacas escavadas.

Tabela 4.4 – Valores de α_{AV} , K_{AV} , F_1 e F_2 utilizados no cálculo pelo método.

Camada	Solo	K_{AV} (kN/m ²)	α_{AV} (%)	F_1	F_2
0→3 m	Argila arenosa	350	2,4	3,0	2,0
3→4 m	Argila areno-siltosa	300	2,8	3,0	2,0
4→7 m	Argila	200	6,0	3,0	2,0
7→10 m	Areia	1000	1,4	3,0	2,0
10→14,2 m	Argila siltosa	220	4,0	3,0	2,0

Tabela 4.5 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método AV e comparação com PCE e ECD.

Carga	AV (kN)	AV/PCE	AV/ECD (sem injeção)	AV/ECD (1 fase)	AV/ECD (2 fases)
Lateral	1351	1,10	0,88	0,87	0,72
Ponta	229	1,08	1,01	1,00	0,91
Total	1580	1,10	0,90	0,89	0,74

De acordo com os resultados obtidos por meio desta metodologia, encontra-se valores de F_1 e F_2 de 3,2 e 2,2, respectivamente, de tal modo que a relação $Q_{u,calc}/Q_{u,PCE} = 1$ seja verdadeira.

- Método de Décourt e Quaresma (1978, 2016)

Nas Tabela 4.6 e Tabela 4.7 a seguir são apresentados, respectivamente, os parâmetros de cálculo adotados e as cargas obtidas pela fórmula, bem como sua comparação com os valores obtidos por meio dos ensaios de campo. Os fatores utilizados nos cálculos foram os referentes à estaca raiz.

Tabela 4.6 – Valores médios de N_{SPT} e de K , α_{DQ} e β_{DQ} utilizados no cálculo pelo método.

$\bar{N}_{SPT}$	$\bar{N}_{SPTp}$	K (kPa)	α_{DQ}	β_{DQ}
18,52	47,56	100	0,60	1,50

Tabela 4.7 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método DQ e comparação com PCE e ECD.

Carga	DQ (kN)	DQ/PCE	DQ/ECD (sem injeção)	DQ/ECD (1 fase)	DQ/ECD (2 fases)
Lateral	1388	1,13	0,90	0,89	0,74
Ponta	187	0,88	0,83	0,81	0,74
Total	1575	1,09	0,90	0,88	0,74

De forma análoga, os valores de α_{DQ} e β_{DQ} que satisfariam a relação $Q_{u,calc}/Q_{u,PCE} = 1$ seriam 0,68 e 1,33, respectivamente.

- Método de Lizzi (1982)

Na Tabela 4.8 estão dispostos os parâmetros utilizados no método em questão. Como o mesmo não faz distinção entre a carga total e suas parcelas, na Tabela 4.9 consta a comparação do valor encontrado com os obtidos por meio da PCE e do ECD.

Tabela 4.8 – Valores de K e I utilizados no cálculo pelo método.

Camada	Compacidade	K (kN/m ²)	I
0→7 m	Mole	50	0,7609
7→8 m	Pouco compacta	125	0,7609
8→10 m	Medianamente compacta	150	0,7609
10→14,2 m	Dura	200	0,7609

Tabela 4.9 – Carga total obtida pelo método LZ e comparação com PCE e ECD.

Carga	LZ (kN)	LZ/PCE	LZ/ECD (sem injeção)	LZ/ECD (1 fase)	LZ/ECD (2 fases)
Total	1116	0,78	0,63	0,63	0,53

- Método de Bustamante e Doix (1985)

Abaixo estão apresentados os parâmetros de cálculo pelo método referido na Tabela 4.10 e as comparações com os ensaios de campo na Tabela 4.11.

Tabela 4.10 – Valores médios de N_{SPT} , q_s , D_d , α e D_s utilizados no cálculo pelo método.

Camada	Solo	$\bar{N}_{SPT}$	q_s (MPa)	D_d (m)	α	D_s (m)
0→3 m	Argila arenosa	7,22	0,06	0,2891	1,675	0,4842
3→4 m	Argila areno-siltosa	2,00	0,02	0,2891	1,675	0,4842
4→7 m	Argila	3,33	0,03	0,2891	1,900	0,5493
7→10 m	Areia	17,33	0,09	0,2891	1,450	0,4192
10→14,2 m	Argila siltosa	43,25	0,21	0,2891	1,700	0,4915

Tabela 4.11 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método BD e comparação com PCE e ECD.

Carga	BD (kN)	BD/PCE	BD/ECD (sem injeção)	BD/ECD (1 fase)	BD/ECD (2 fases)
Lateral	2177	1,77	1,42	1,40	1,16
Ponta	935	4,41	4,14	4,06	3,71
Total	3112	2,16	1,77	1,74	1,46

- Método de David Cabral (1986)

Para o cálculo da capacidade de carga por este método utilizou-se a pressão aplicada na confecção na bainha de 300 kPa, o que resultou em um valor do parâmetro β_0 de 1,04. A verificação $\beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_{SPTp} \leq 5$ MPa foi satisfeita, com resultado do produto igual a 4,95 MPa, ressaltando que o valor de N_{SPTp} utilizado foi a média dada pelo N_{SPT} da ponta, 1 m acima e 1 m abaixo da ponta, encontrando um valor de 48. A seguir são apresentados os valores de parâmetros adotados no cálculo da capacidade de carga (Tabela 4.12) e as comparações com os métodos de campo (Tabela 4.13).

Tabela 4.12 – Valores médios de N_{SPT} , β_1 e verificação utilizados no cálculo pelo método.

Camada	Solo	β_1 ($\cdot 10^3$ Pa)	$\bar{N}_{SPT}$	$\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot \bar{N}_{SPT}$
0→3 m	Argila arenosa	5,0	7,22	0,4
3→4 m	Argila areno-siltosa	4,5	2,00	0,1
4→7 m	Argila	5,0	3,33	0,2
7→10 m	Areia	7,0	17,33	1,3
10→14,2 m	Argila siltosa	4,0	43,25	1,8

Tabela 4.13 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método DC e comparação com PCE e ECD.

Carga	DC (kN)	DC/PCE	DC/ECD (sem injeção)	DC/ECD (1 fase)	DC/ECD (2 fases)
Lateral	1189	0,97	0,78	0,77	0,63
Ponta	325	1,53	1,44	1,41	1,29
Total	1514	1,05	0,86	0,85	0,71

- Método de Brasfond (1991)

As variáveis utilizadas no cálculo por meio desta metodologia estão apresentadas na Tabela 4.14, com suas devidas comparações aos ensaios na Tabela 4.15. Utilizou-se para o N_{SPTp} o valor da média dos três valores na ponta, destacando sua limitação ao valor de 40.

Tabela 4.14 – Valores médios de N_{SPT} , $\hat{\alpha}_L$ e $\hat{\alpha}_B$ utilizados no cálculo pelo método.

$\bar{N}_{SPT}$	$\bar{N}_{SPTp}$	$\hat{\alpha}_L$ (kPa)	$\hat{\alpha}_B$ (kPa)
17,21	40,00	6	90

Tabela 4.15 – Cargas total, lateral e de ponta obtidas pelo método Bf e comparação com PCE e ECD.

Carga	Bf (kN)	Bf/PCE	Bf/ECD (sem injeção)	Bf/ECD (1 fase)	Bf/ECD (2 fases)
Lateral	1332	1,08	0,87	0,86	0,71
Ponta	236	1,11	1,04	1,03	0,94
Total	1568	1,09	0,89	0,88	0,73

Os valores de $\hat{\alpha}_L$ e $\hat{\alpha}_B$ que satisfazem os reais valores da PCE são, respectivamente, 5,53 e 81 kN/m².

4.1.1.2. Métodos baseados no deslocamento permanente

A seguir são apresentados na Tabela 4.16 os métodos fundamentados no deslocamento permanente obtido durante o ensaio de carregamento dinâmico. Como os comprimentos das estacas variavam, foi levado em consideração nos cálculos que sua massa também variava. A massa do martelo utilizada em campo foi de 3000 kg. Para o cálculo da massa das estacas, foram utilizados valores típicos de massa específica para a argamassa e o aço, com valores de 2100 e 7800 kg/m³, respectivamente. Valores comuns também foram empregados para o módulo de elasticidade, dado em 210 GPa para o aço e 13 GPa para a argamassa. As comparações dos métodos com os valores obtidos em campo são apresentadas na Tabela 4.17, sendo que as equivalências com os ensaios dinâmicos foram realizadas a partir da média de resistência mobilizada, para cada estaca, pela análise CAPWAP da Tabela 4.1.

Tabela 4.16 – Capacidades de carga baseadas no deslocamento permanente da estaca.

Estaca	P (kg)	Deloc. perm. (cm)	H (cm)	Métodos*			
				HI	Bx	EN	Rtb
P7-B**	2362	-	60	-	-	-	-
P1-C	2362	1,8	100	932	411	691	929
P34-A**	2481	-	60	-	-	-	-
P34-B	2497	1,0	70	1146	521	593	1135
P34-D	2481	2,0	110	903	409	727	900
P40-B**	2362	-	60	-	-	-	-
P40-C	2362	1,4	60	719	317	457	716
P40-D	2362	1,5	90	1007	444	668	1002
Médias				942	420	627	936

*Métodos dos Holandeses (HI), Brix (Bx), Engineering News (EN) e Redtenbacher (Rtb).

**Estacas não ensaiadas além da resistência máxima atingida, não apresentando nega.

Tabela 4.17 – Comparação dos métodos baseados no deslocamento permanente com o obtido da PCE e do ECD.

Estaca	$Q_{U,calc}/Q_{U,PCE}$				$Q_{U,calc}/Q_{U,ECD}$			
	HI	Bx	EN	Rtb	HI	Bx	EN	Rtb
P7-B	-	-	-	-	-	-	-	-
P1-C	0,65	0,29	0,48	0,64	0,50	0,22	0,37	0,50
P34-A	-	-	-	-	-	-	-	-
P34-B	0,80	0,36	0,41	0,79	0,51	0,23	0,26	0,51
P34-D	0,63	0,28	0,50	0,62	0,44	0,20	0,35	0,43
P40-B	-	-	-	-	-	-	-	-
P40-C	0,50	0,22	0,32	0,50	0,58	0,26	0,37	0,58
P40-D	0,70	0,31	0,46	0,70	0,69	0,31	0,46	0,69
Médias	0,65	0,29	0,44	0,65	0,55	0,24	0,36	0,54

4.1.1.3. Métodos baseados no deslocamento elástico

A seguir na Tabela 4.18 são apresentadas as estimativas obtidas via deslocamento elástico obtido na análise CAPWAP.

Tabela 4.18 – Valores de carga de ruptura obtidos pelo deslocamento elástico

Estaca	Métodos (kN)				Média (kN)	Variação (%)
	Chellis-Velloso	Chellis-Velloso Modificado	Uto et al.	Uto et al. Modificado		
P7-B	1764	1262	1432	1012	1368	23,1
P1-C	980	757	989	737	866	15,9
P34-A	1307	984	1199	869	1090	18,3
P34-B	1298	980	1197	868	1086	18,1
P34-D	1307	984	1199	869	1090	18,3
P40-B	1568	1136	1321	943	1242	21,5
P40-C	196	252	547	462	364	45,8
P40-D	1568	1136	1321	943	1242	21,5

Obs.: valores de deslocamento elástico utilizados são referentes ao golpe de maior resistência mobilizada.

4.1.1.4. Comparação entre as estimativas de capacidade de carga e a prova de carga estática

A seguir na Tabela 4.19 são feitas comparações entre as estimativas realizadas pelos métodos semiempíricos e pelo deslocamento permanente com os obtidos pela prova de carga estática. Nas Figuras 4.3, 4.4 e 4.5 em seguida são apresentados os

gráficos de barra para comparação dos métodos com a resistência total, lateral e de ponta, respectivamente.

Tabela 4.19 – Comparação dos métodos analisados com a prova de carga estática.

Métodos	$Q_{lu,calc}$ (kN)	$Q_{pu,calc}$ (kN)	$Q_{u,calc}$ (kN)	$\frac{Q_{IU,calc}}{Q_{IU,PCE}}$	$\frac{Q_{pU,calc}}{Q_{pU,PCE}}$	$\frac{Q_{U,calc}}{Q_{U,PCE}}$
Lizzi	-	-	1116	-	-	0,78
David Cabral	1189	325	1514	0,97	1,53	1,05
Brasfond	1332	236	1568	1,08	1,11	1,09
Décourt e Quaresma	1388	187	1575	1,13	0,88	1,09
Aoki e Velloso	1351	229	1580	1,10	1,08	1,10
Bustamante e Doix	2177	935	3112	1,77	4,41	2,16
Brix	-	-	420	-	-	0,29
Engineering News	-	-	627	-	-	0,44
Holandeses	-	-	942	-	-	0,65
Redtenbacher	-	-	936	-	-	0,65
Chellis-Velloso	-	-	1249	-	-	0,87
Uto et al.	-	-	1151	-	-	0,80
Chellis-Velloso modif.	-	-	937	-	-	0,65
Uto et al. modif.	-	-	838	-	-	0,58

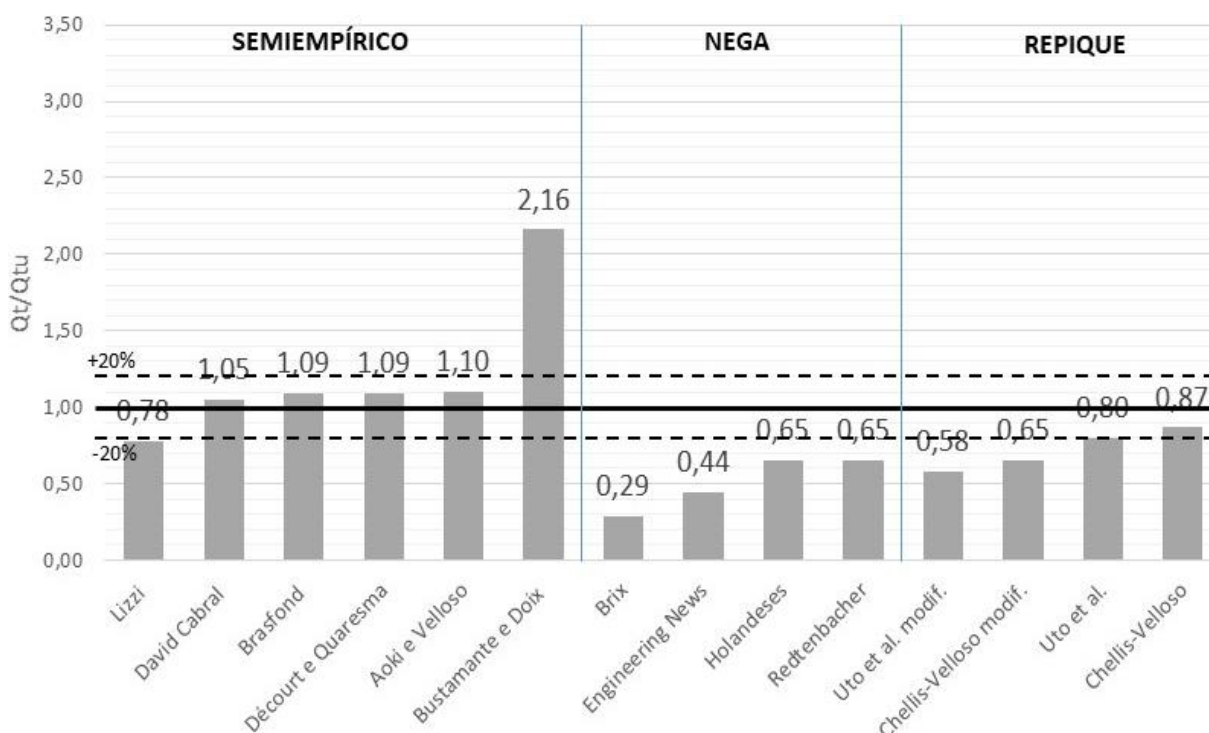


Figura 4.3 – Gráfico comparativo entre estimativas de carga total com a obtida na PCE.

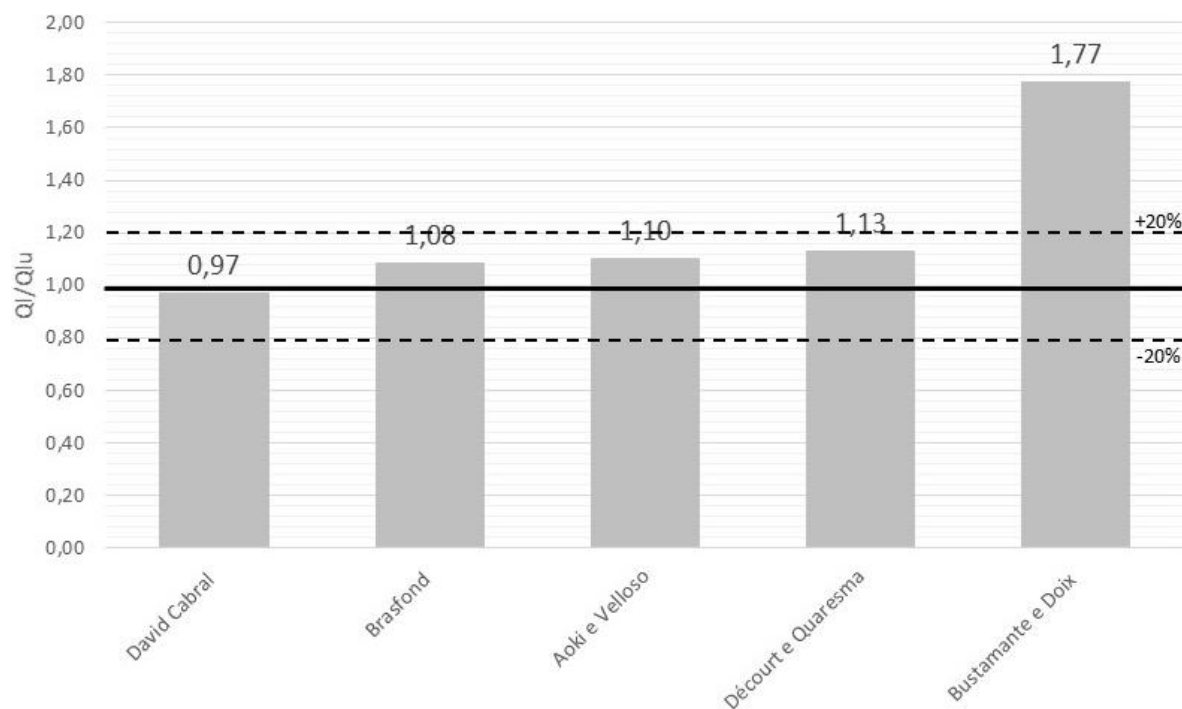


Figura 4.4 – Gráfico comparativo entre estimativas de carga lateral com a obtida na PCE.

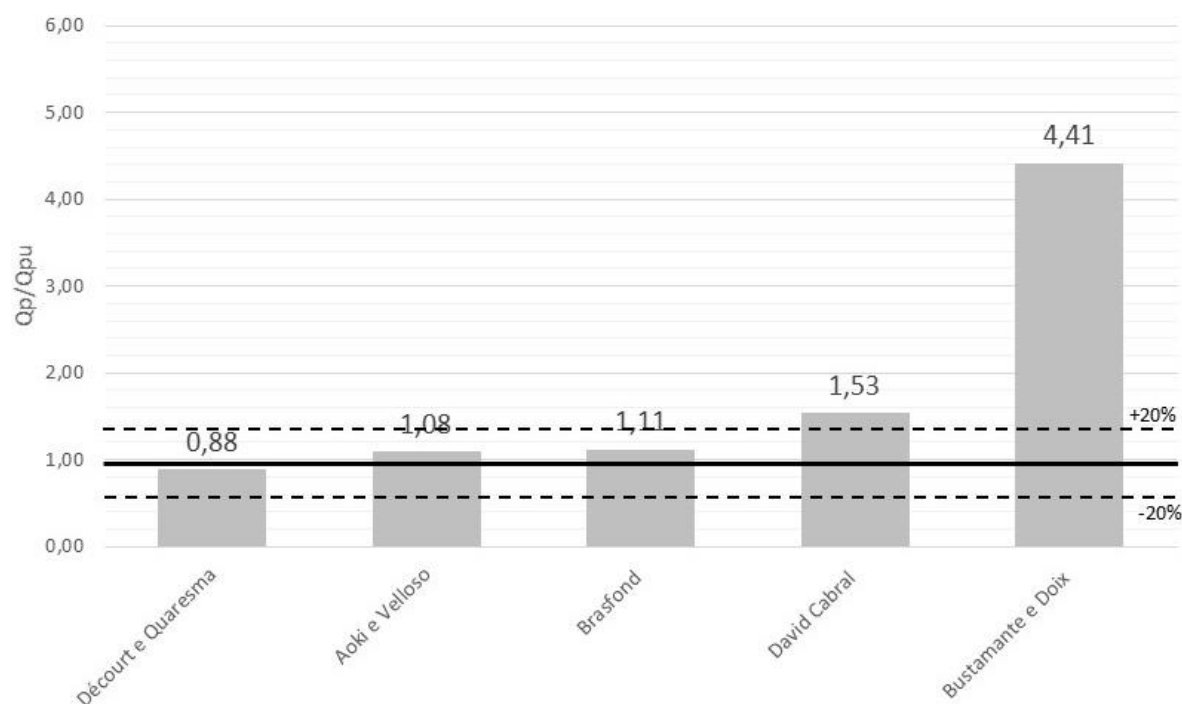


Figura 4.5 – Gráfico comparativo entre estimativas de carga de ponta com a obtida na PCE.

4.1.2. Estimativa da Capacidade de Carga pelos SPTs próximos

Neste item serão apresentadas as estimativas da capacidade de carga levando-se em consideração para o cálculo a sondagem mais próxima em relação às estacas ensaiadas, as quais serão utilizadas também na comparação. Dito isto, observa-se da 3.6 que as estimativas obtidas por meio do SP-01A serão comparadas

com a PCE e o ECD da estaca P1-C, enquanto que as avaliações adquiridas via SP-03A serão confrontadas individualmente apenas pelo ECD executado nas estacas P34-A, P34-B e P34-D. O método de Lizzi não foi reavaliado por não haver diferença de consistência entre os pontos de sondagens e sua média.

- Método de Aoki e Velloso (1975)

Nas Tabelas 4.20 e 4.22 são apresentados os parâmetros adotados para a estimativa por meio do SP-01A e as comparações com os resultados obtidos em campo, respectivamente. Da mesma forma são apresentados os mesmos dados nas Tabelas 4.21 e 4.23 para o furo SP-03A.

Tabela 4.20 – Valores de α_{AV} , K_{AV} , F_1 e F_2 utilizados no cálculo pelo método utilizando SP-01A.

Camada	Solo	K_{AV} (kN/m ²)	α_{AV} (%)	F_1	F_2
0→1 m	Argila arenosa	350	2,4	3,0	2,0
1→4 m	Argila areno-siltosa	300	2,8	3,0	2,0
4→7 m	Argila orgânica	200	6,0	3,0	2,0
7→10 m	Areia	1000	1,4	3,0	2,0
10→14,2 m	Argila siltosa	220	4,0	3,0	2,0

Tabela 4.21 – Valores de α_{AV} , K_{AV} , F_1 e F_2 utilizados no cálculo pelo método utilizando SP-03A.

Camada	Solo	K_{AV} (kN/m ²)	α_{AV} (%)	F_1	F_2
0→3 m	Argila arenosa	350	2,4	3,0	2,0
3→4 m	Argila areno-siltosa	300	2,8	3,0	2,0
4→7 m	Argila orgânica	200	6,0	3,0	2,0
7→10 m	Areia	1000	1,4	3,0	2,0
10→14,0 m	Argila siltosa	220	4,0	3,0	2,0

Tabela 4.22 – Cargas obtidas pelo método AV para SP-01A e comparação com PCE e ECD.

Carga	AV (kN)	AV/PCE	A&V/ECD _{P01-C}
Lateral	1559	1,27	1,00
Ponta	247	1,17	0,86
Total	1806	1,25	0,98

Tabela 4.23 – Cargas obtidas pelo método AV para SP-03A e comparação com ECD.

Carga	AV (kN)	A&V/ECD _{P34-A}	A&V/ECD _{P34-B}	A&V/ECD _{P34-D}
Lateral	1096	0,55	0,52	0,59
Ponta	213	0,64	1,43	0,94
Total	1309	0,56	0,58	0,63

A Figura 4.6 a seguir retrata a relação entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pela sondagem mais próxima em comparação com as cargas medidas em campo de cada estaca.

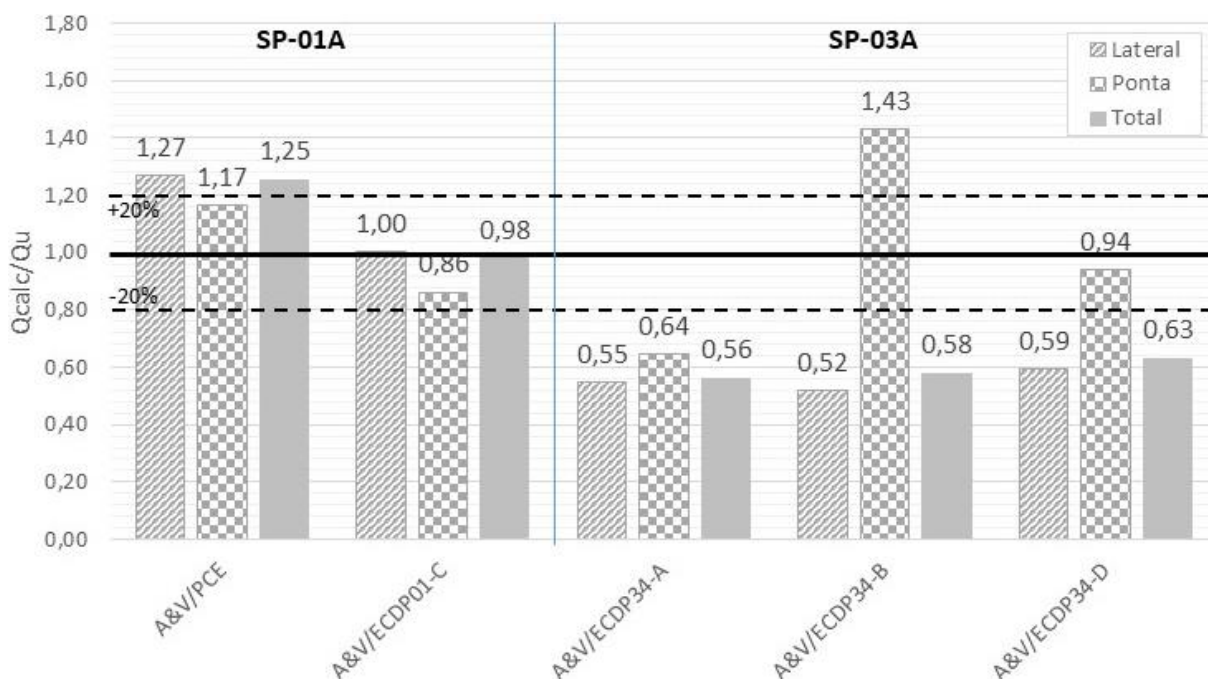


Figura 4.6 – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método Aoki-Velloso com as cargas medidas em campo.

- Método de Décourt e Quaresma (1978, 2016)

Na Tabela 4.24 são apresentados os parâmetros utilizados no cálculo por esta metodologia, enquanto que nas Tabelas 4.25 e 4.26 e na 4.7 são demonstrados os valores comparativos entre as estimativas e os valores reais para cargas lateral, de ponta e total. Os valores de α_{DQ} e β_{DQ} utilizados são referentes à estacas do tipo raiz.

Tabela 4.24 – Valores médios de N_{SPT} e de K , α_{DQ} e β_{DQ} utilizados no cálculo para cada sondagem.

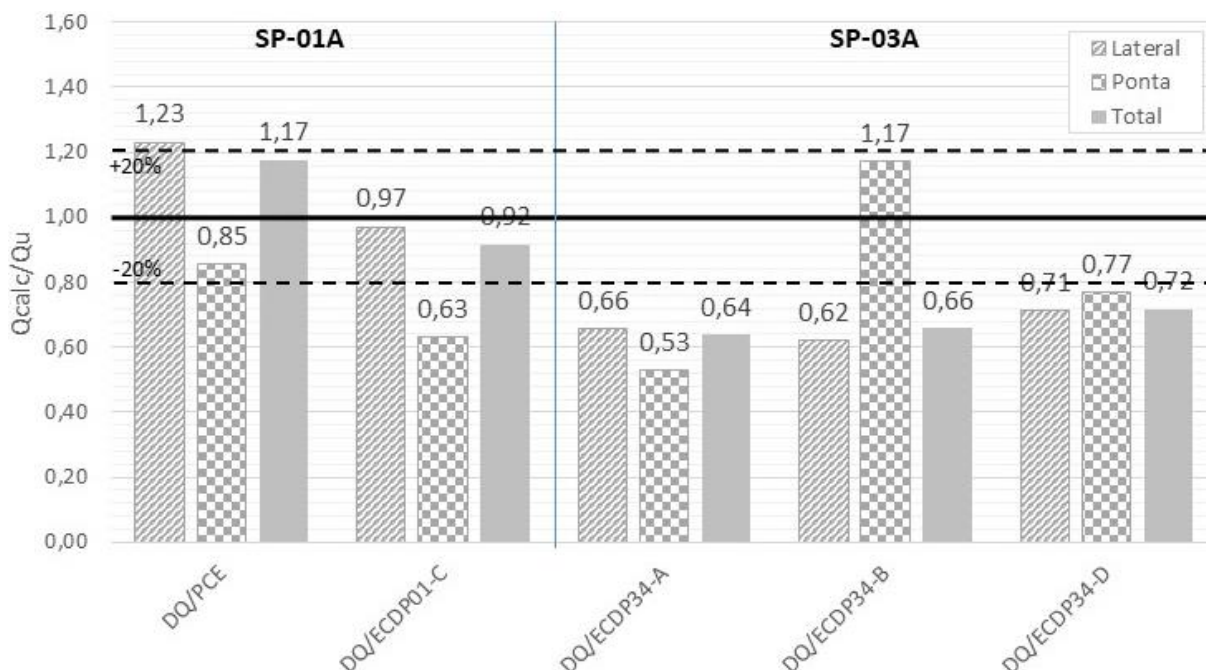
Sondagem	$\bar{N}_{SPT}$	$\bar{N}_{SPTp}$	K (kPa)	α_{DQ}	β_{DQ}
SP-01A	20,43	46,00	100	0,60	1,50
SP-03A	17,36	44,33	100	0,60	1,50

Tabela 4.25 – Cargas obtidas pelo método DQ para SP-01A e comparação com PCE e ECD.

Carga	DQ (kN)	DQ/PCE	DQ/ECD _{P01-C}
Lateral	1511	1,23	0,97
Ponta	181	0,85	0,63
Total	1692	1,17	0,92

Tabela 4.26 – Cargas obtidas pelo método DQ para SP-03A e comparação com ECD.

Carga	DQ (kN)	DQ/ECD _{P34-A}	DQ/ECD _{P34-B}	DQ/ECD _{P34-D}
Lateral	2625	0,66	0,62	0,71
Ponta	291	0,53	1,17	0,77
Total	2916	0,64	0,66	0,72

**Figura 4.7** – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método Décourt-Quaresma com as cargas medidas em campo.

- Método de Bustamante e Doix (1985)

Nas Tabelas 4.27 e 4.28 são apresentados os parâmetros de cálculo adotados, nas Tabelas 4.29 e 4.30 e na Figura 4.8 são mostradas as relações com os valores reais. Os valores de q_s para cálculo foram obtidos por meio da curva de injeção IGU das Figuras 2.16 e 2.17.

Tabela 4.27 – Valores médios de N_{SPT} , q_s , D_d , α e D_s utilizados no cálculo pelo método para SP-01A.

Camada	Solo	$\bar{N}_{SPT}$	q_s (MPa)	D_d (m)	α	D_s (m)
0→1 m	Argila arenosa	7,00	0,06	0,2891	1,675	0,4842
1→4 m	Argila areno-siltosa	8,33	0,07	0,2891	1,675	0,4842
4→7 m	Argila orgânica	3,67	0,03	0,2891	1,900	0,5493
7→10 m	Areia	22,33	0,14	0,2891	1,450	0,4192
10→14,2 m	Argila siltosa	48,00	0,23	0,2891	1,700	0,4915

Tabela 4.28 – Valores médios de N_{SPT} , q_s , D_d , α e D_s utilizados no cálculo pelo método para SP-03A.

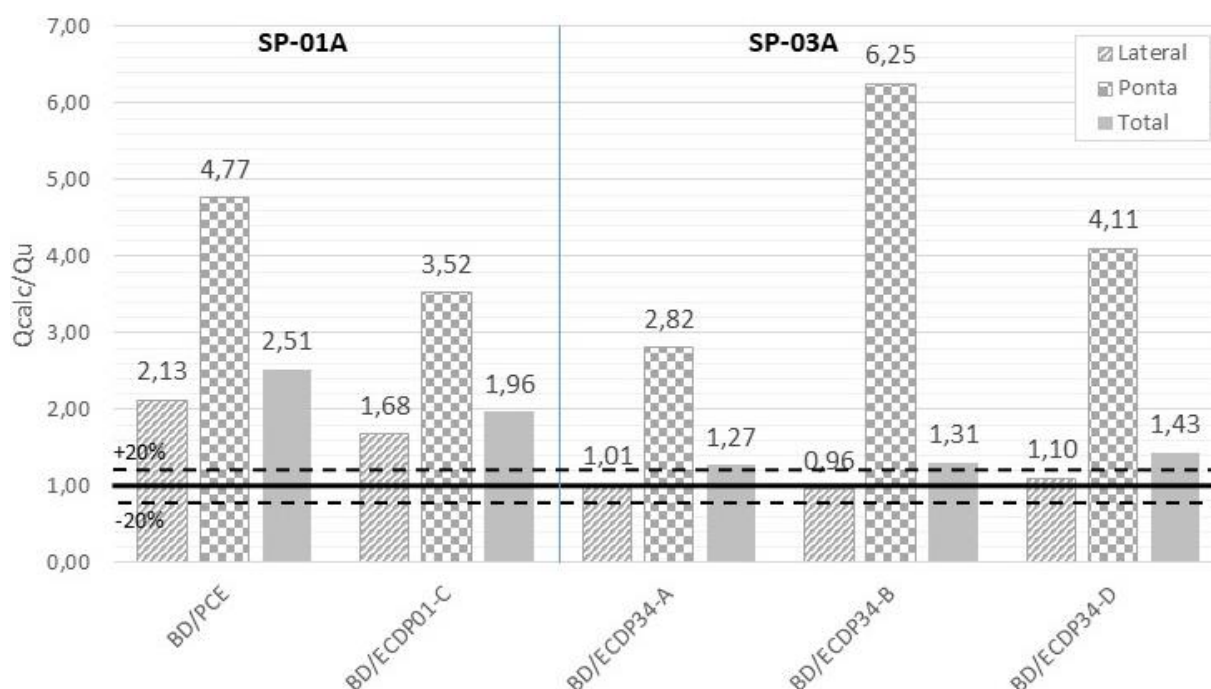
Camada	Solo	$\bar{N}_{SPT}$	q_s (MPa)	D_d (m)	α	D_s (m)
0→3 m	Argila arenosa	5,67	0,05	0,2891	1,675	0,4842
3→4 m	Argila areno-siltosa	2,00	0,02	0,2891	1,675	0,4842
4→7 m	Argila orgânica	3,33	0,03	0,2891	1,900	0,5493
7→10 m	Areia	16,00	0,08	0,2891	1,450	0,4192
10→14,0 m	Argila siltosa	41,50	0,21	0,2891	1,700	0,4915

Tabela 4.29 – Cargas obtidas pelo método BD para SP-01A e comparação com ECD.

Carga	BD (kN)	BD/PCE	BD/ ECD _{P01-C}
Lateral	2611	2,13	1,68
Ponta	1011	4,77	3,52
Total	3621	2,51	1,96

Tabela 4.30 – Cargas obtidas pelo método BD para SP-03A e comparação com ECD.

Carga	DQ (kN)	DQ/ECD _{P34-A}	DQ/ECD _{P34-B}	DQ/ECD _{P34-D}
Lateral	3405	2027	1,01	0,96
Ponta	932	932	2,82	6,25
Total	4337	2959	1,27	1,31

**Figura 4.8** – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método Bustamante-Doix com as cargas medidas em campo.

- Método de David Cabral (1986)

Nas Tabelas 4.31 e 4.32 estão exibidos os parâmetros adotados para cálculo por meio deste método, levando em consideração que foi encontrado para β_0 resultado de 1,04 e as verificações do método foram atendidas para ambos os casos. As Tabelas 4.33 e 4.34 e na Figura 4.9 apresentam as relações entre previsões e ensaiados.

Tabela 4.31 – Valores médios de N_{SPT} , β_1 e verificação utilizados no cálculo pelo método para SP-01A.

Camada	Solo	β_1 ($\cdot 10^3$ Pa)	$\bar{N}_{SPT}$	$\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot \bar{N}_{SPT}$
0→1 m	Argila arenosa	5,0	7,00	0,4
1→4 m	Argila areno-siltosa	4,5	8,33	0,4
4→7 m	Argila orgânica	5,0	3,67	0,2
7→10 m	Areia	7,0	22,33	1,6
10→14,2 m	Argila siltosa	4,0	48,00	2,0

Tabela 4.32 – Valores médios de N_{SPT} , β_1 e verificação utilizados no cálculo pelo método para SP-03A.

Camada	Solo	β_1 ($\cdot 10^3$ Pa)	$\bar{N}_{SPT}$	$\beta_0 \cdot \beta_1 \cdot \bar{N}_{SPT}$
0→3 m	Argila arenosa	5,0	5,67	0,3
3→4 m	Argila areno-siltosa	4,5	2,00	0,1
4→7 m	Argila orgânica	5,0	3,33	0,2
7→10 m	Areia	7,0	16,00	1,2
10→14,0 m	Argila siltosa	4,0	41,50	1,7

Tabela 4.33 – Cargas obtidas pelo método DC para SP-01A e comparação com ECD.

Carga	DC (kN)	DC/PCE	DC/ ECD _{P01-C}
Lateral	1397	1,14	0,90
Ponta	351	1,65	1,22
Total	1748	1,21	0,95

Tabela 4.34 – Cargas obtidas pelo método DC para SP-03A e comparação com ECD.

Carga	DC (kN)	DC/ECD _{P34-A}	DC/ECD _{P34-B}	DC/ECD _{P34-D}
Lateral	1082	0,54	0,51	0,59
Ponta	303	0,92	2,03	1,33
Total	1384	0,59	0,61	0,67

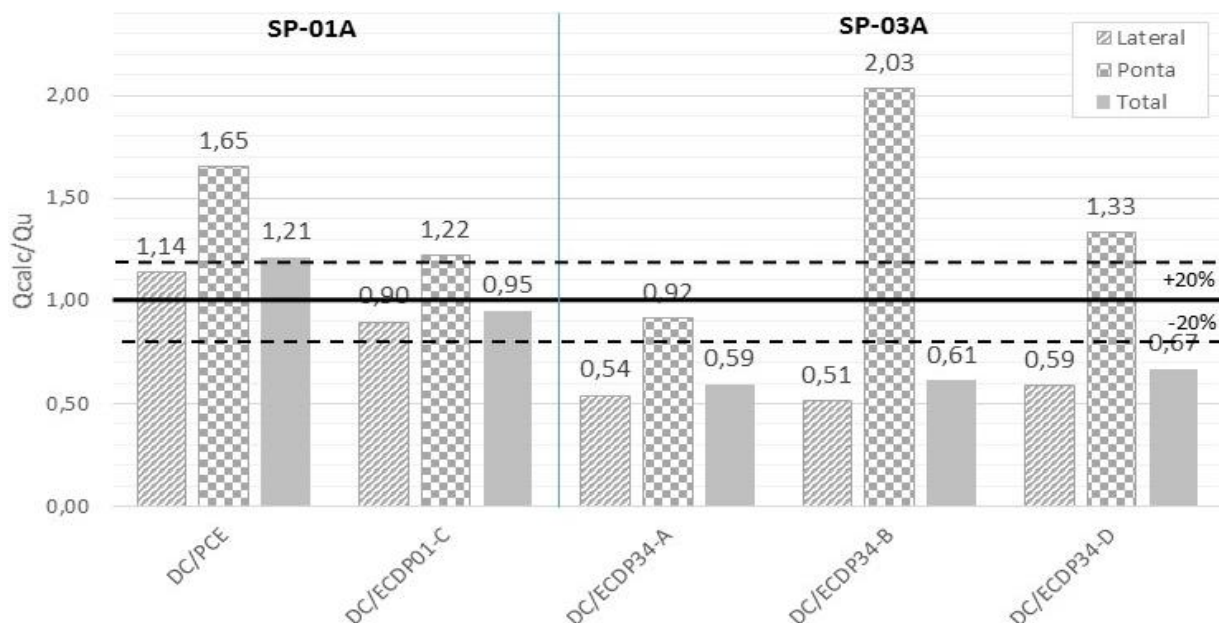


Figura 4.9 – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método David Cabral com as cargas medidas em campo.

- Método Brasfond (1991)

Na Tabela 4.35 são apresentadas as variáveis utilizadas no cálculo das estimativas de acordo com a sondagem mais próxima. As Tabelas 4.36 e 4.37 e a Figura 4.10 apresentam as respectivas correlações com os resultados obtidos de campo.

Tabela 4.35 – Valores médios de NSPT, $\hat{\alpha}_L$ e $\hat{\alpha}_B$ utilizados no cálculo pelo método nas sondagens.

Sondagem	$\bar{N}_{SPT}$	$\bar{N}_{SPTp}$	$\hat{\alpha}_L$ (kPa)	$\hat{\alpha}_B$ (kPa)
SP-01A	19,21	40,00	6	90
SP-03A	16,50	40,00	6	90

Tabela 4.36 – Cargas obtidas pelo método Bf para SP-01A e comparação com ECD.

Carga	Bf (kN)	Bf/PCE	Bf/ ECD _{P01-C}
Lateral	1487	1,21	0,92
Ponta	236	1,11	0,90
Total	1723	1,20	0,92

Tabela 4.37 – Cargas obtidas pelo método Bf para SP-03A e comparação com ECD.

Carga	Bf (kN)	Bf/ECD _{P34-A}	Bf/ECD _{P34-B}	Bf/ECD _{P34-D}
Lateral	1277	0,64	0,60	0,69
Ponta	236	0,71	1,59	1,04
Total	1513	0,65	0,67	0,73

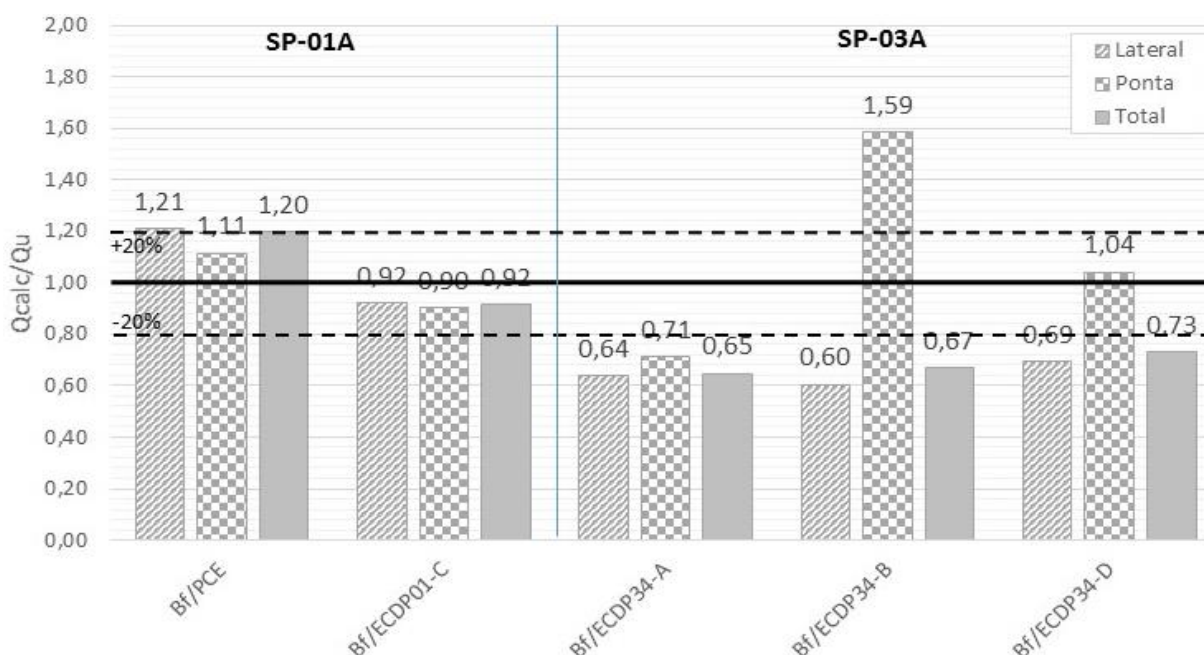


Figura 4.10 – Gráfico comparativo entre as cargas lateral, de ponta e total estimadas pelo método Brasfond com as cargas medidas em campo.

4.1.3. Transferência de Carga

4.1.3.1. Prova de carga estática instrumentada (Lei de Hooke)

Nesta seção estão apresentados os dados obtidos por meio da instrumentação da prova de carga estática, tais como:

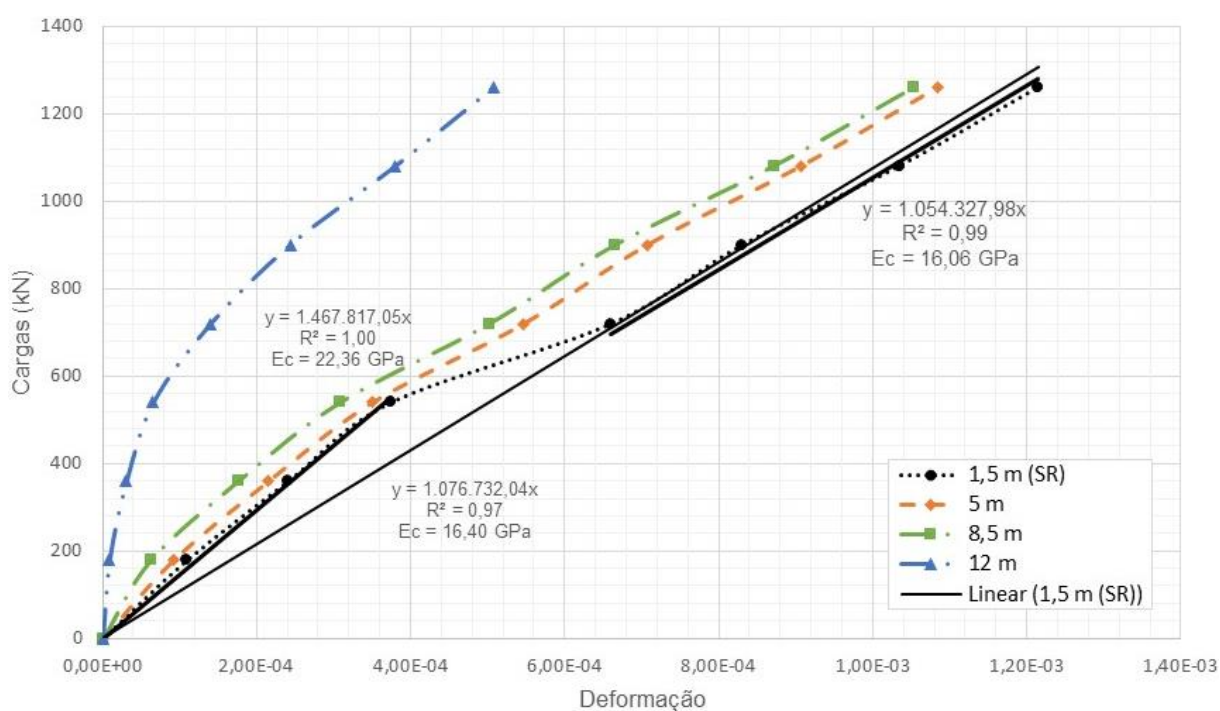
- i. Módulo de elasticidade médio de 16,40 GPa obtido na seção de referência (Tabela 4.38 e Figura 4.11);
- ii. Curvas de transferência de carga (Tabela 4.39 e Figura 4.12);
- iii. Distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade (Figura 4.13).

Tabela 4.38 – Valores de carga, tensão e deformação na seção de referência por estágio da PCE.

Carga (kN)	Tensão (kPa)	Deformação
0	0	0
180	2742	0,000110
360	5484	0,000241
540	8226	0,000375
720	10968	0,000660
900	13711	0,000831
1080	16453	0,001034
1260	19195	0,001215
1440	21937	0,001216

Tabela 4.39 – Valores de carga transferida para cada nível e estágio na PCE por Hooke.

Carga no estágio (kN)	Carga transferida (kN)					Carga na ponta (% da carga total)
	1,5m	5,0m	8,5m	12m	14,2m	
0	0	0	0	0	0	0,0%
180	105	89	60	8	0	0,0%
360	232	207	169	30	0	0,0%
540	361	337	297	63	0	0,0%
720	636	526	483	135	0	0,0%
900	800	681	641	235	0	0,0%
1080	996	873	839	366	69	6,4%
1260	1170	1044	1015	490	160	12,7%
1440	1171	1058	1014	490	161	11,2%

**Figura 4.11** – Gráfico Carga vs Deformação obtido pela instrumentação mais superficial.

Na Figura 4.12 a seguir, como a instrumentação mais profunda estava locada a 12 m da superfície, optou-se por dar continuidade a perda de carga de acordo com o comportamento observado entre as instrumentações de 8,5 e 12 m. Quanto a distribuição do atrito lateral dado na Figura 4.13, foi desconsiderado o primeiro trecho de 1,5 m referente a seção de referência.

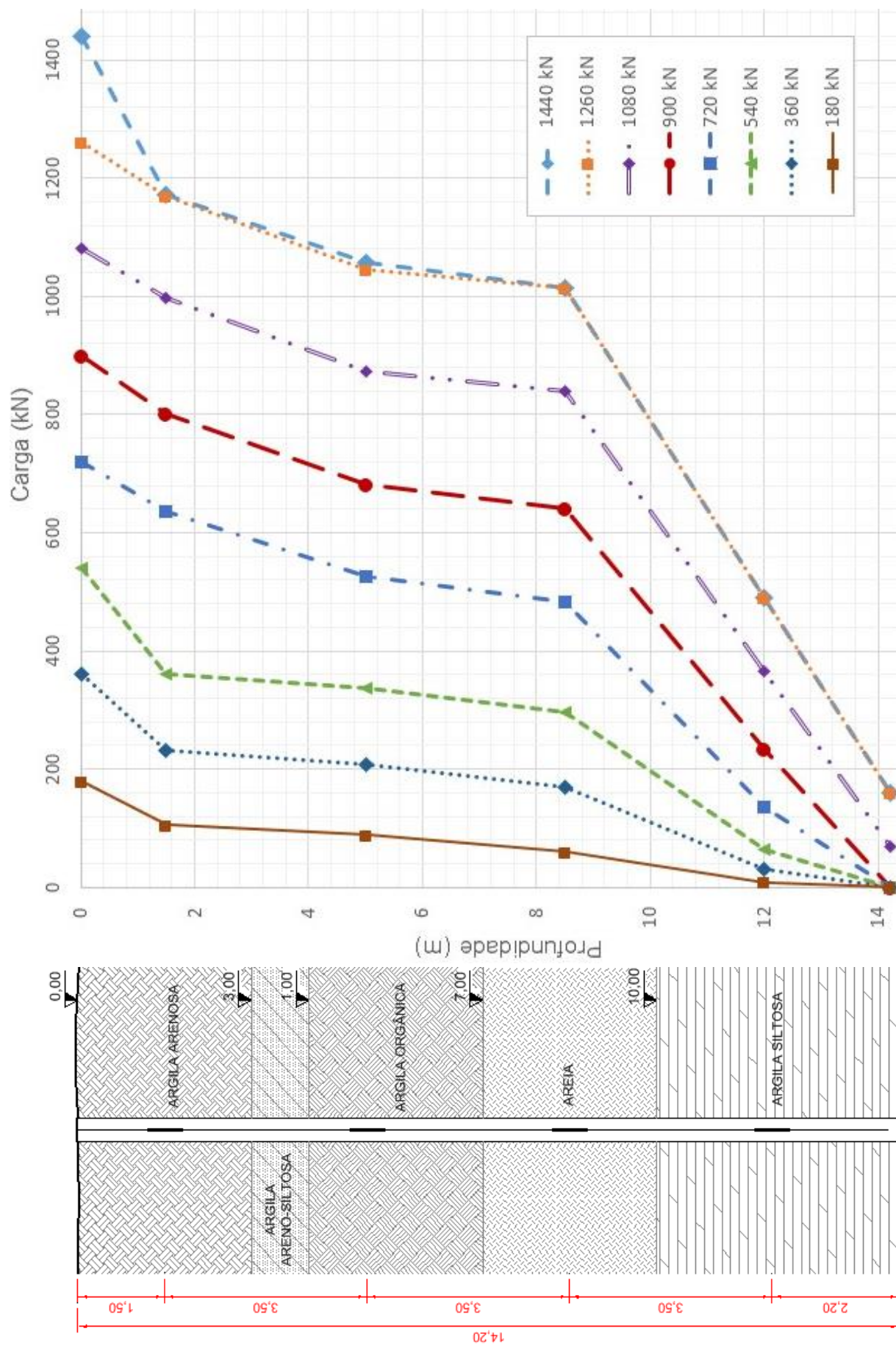


Figura 4.12 – Transferência de carga em profundidade para cada estágio.



Figura 4.13 – Distribuição do atrito lateral ao longo do fuste.

4.1.3.2. Prova de carga estática instrumentada (Fellenius, 1989)

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos por meio da instrumentação da prova de carga estática conforme Fellenius (1989):

- i. Módulo de elasticidade tangente de 17,1 GPa e secante de 17,6 GPa obtido na instrumentação mais próxima à superfície (Tabela 4.38 e Figura 4.14);
- ii. Curvas de transferência de carga (Figura 4.15);
- iii. Distribuição do atrito lateral ao longo da profundidade (Figura 4.16).

Tabela 4.40 – Valores de carga transferida para cada nível e estágio na PCE por Fellenius (1989).

Carga no estágio (kN)	Carga transferida (kN)					Carga na ponta (% da carga total)
	1,5m	5,0m	8,5m	12m	14,2m	
0	0	0	0	0	0	0,0%
180	129	109	74	10	0	0,0%
360	282	253	207	36	0	0,0%
540	437	409	360	78	0	0,0%
720	720	632	582	165	0	0,0%
900	900	812	766	286	0	0,0%
1080	1080	1032	993	443	98	9,0%
1260	1260	1224	1191	589	211	16,7%
1440	1364	1240	1191	590	212	14,7%

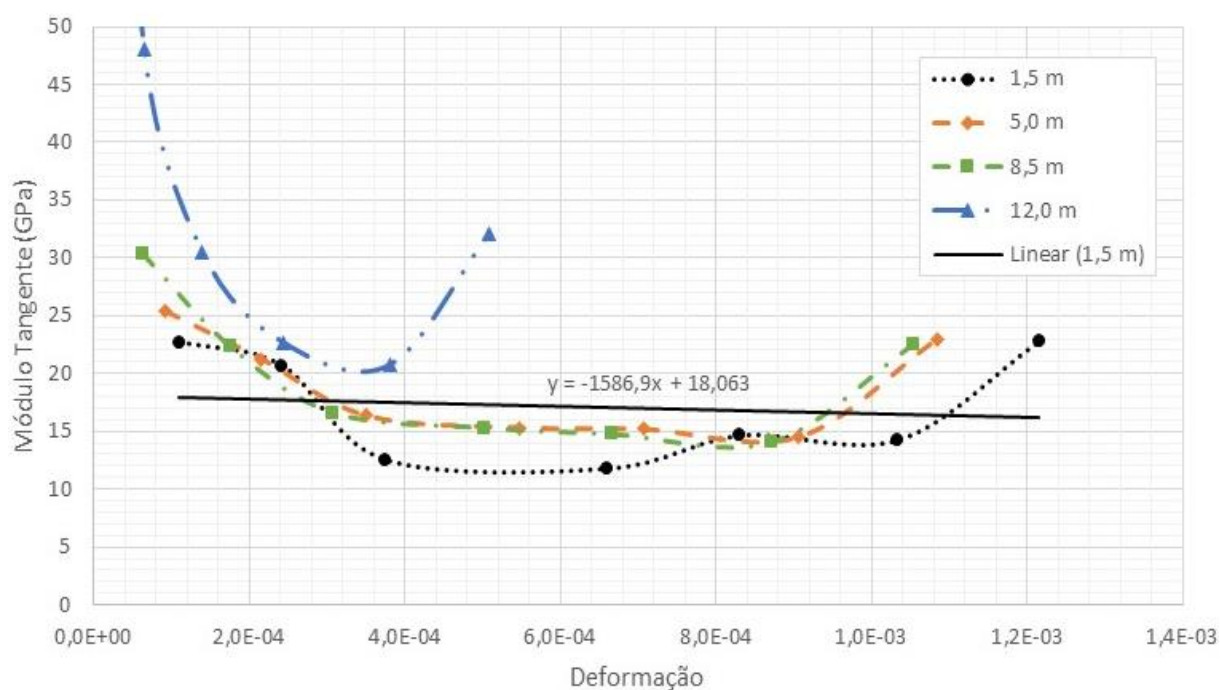


Figura 4.14 – Módulo tangente em função da deformação específica.

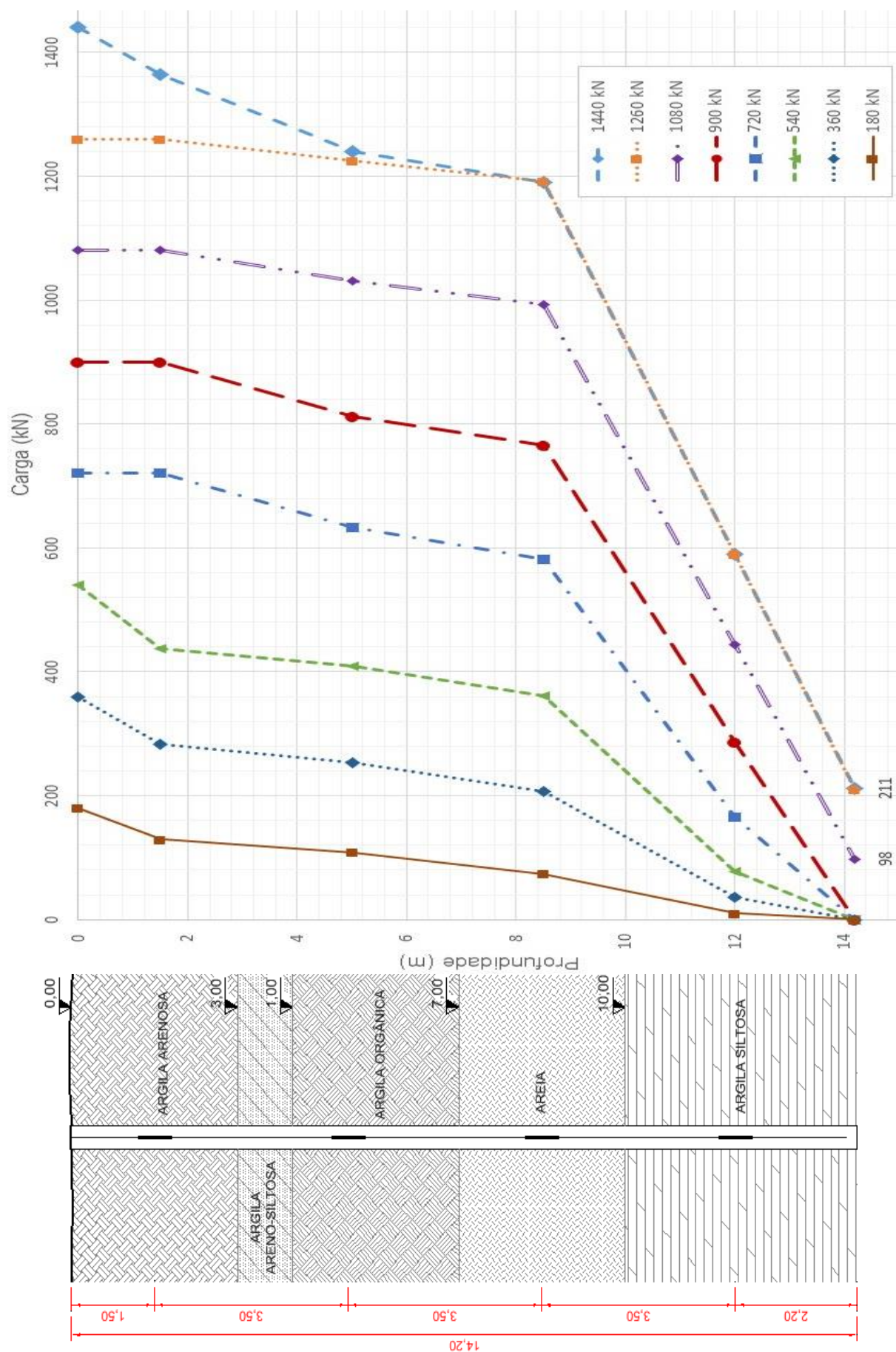


Figura 4.15 – Transferência de carga em profundidade para cada estágio.

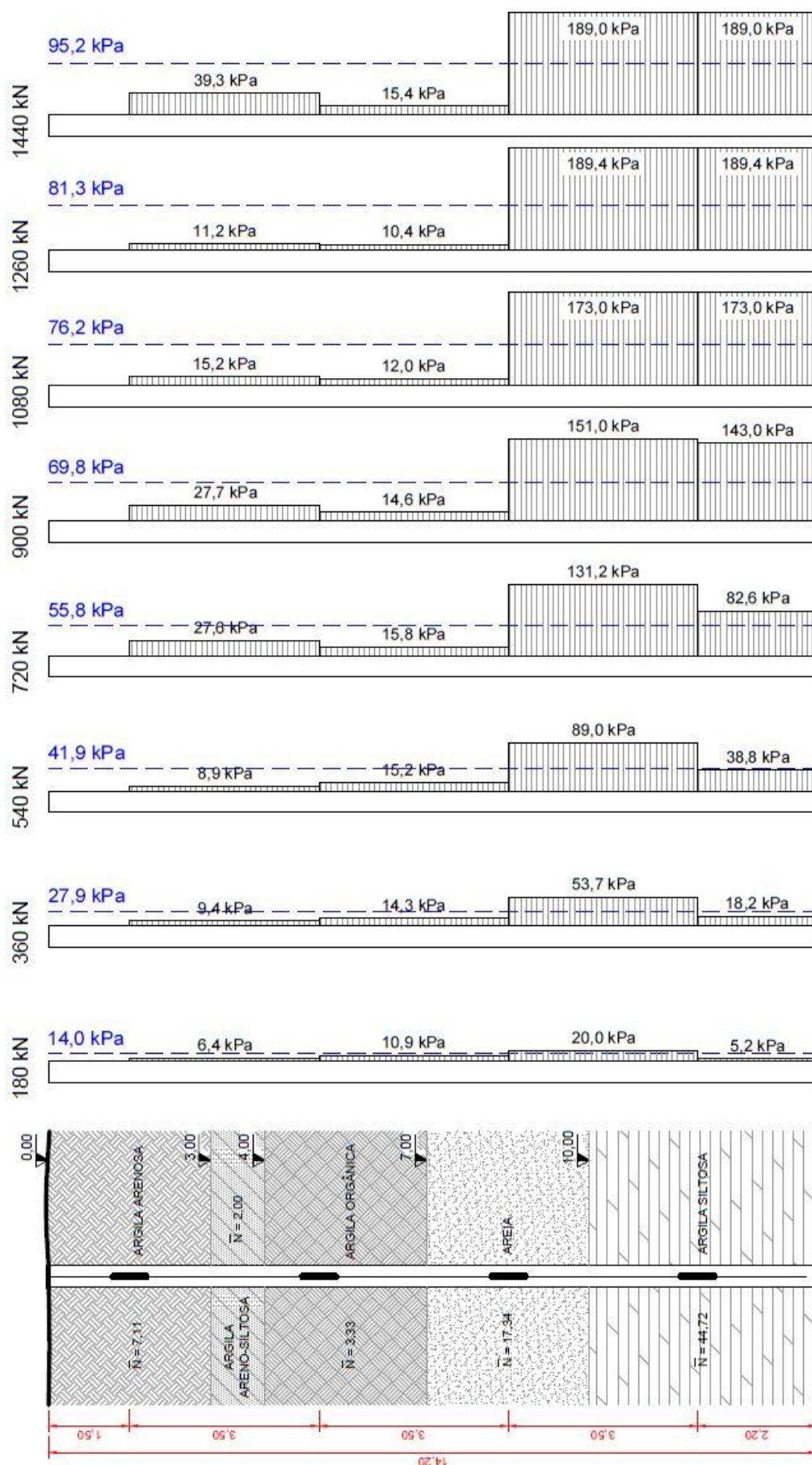


Figura 4.16 – Distribuição do atrito lateral ao longo do fuste.

4.1.3.3. Análise CAPWAP

Por meio da análise CAPWAP, nesta seção serão apresentados os resultados da transferência de carga (Tabela 4.42 e Figura 4.17) e a distribuição do atrito lateral (Tabela 4.43 e Figura 4.18) para as oito estacas ensaiadas. Para fim de comparação, apresentou-se junto à Figura 4.17 o gráfico da transferência de carga obtida na prova de carga estática. Vale ressaltar que para esta análise foi levado em consideração diâmetro de 220 mm, referente ao diâmetro externo do tubo metálico.

Para a análise CAPWAP, o PDA admitiu que as estacas foram seccionadas em sete segmentos, cujas profundidades são apresentadas na Tabela 4.41 a seguir.

Tabela 4.41 – Segmentos admitidos pelo PDA na análise CAPWAP.

Segmentos	Estacas*							
	P7-B	P1-C	P34-A	P34-B	P34-D	P40-B	P40-C	P40-D
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	1,7	1,4	2,5	2,6	2,5	1,5	1,5	1,5
2	3,8	3,5	4,6	4,6	4,6	3,6	3,6	3,6
3	5,8	5,6	6,6	6,6	6,6	5,7	5,7	5,7
4	7,9	7,7	8,6	8,7	8,6	7,7	7,7	7,7
5	9,9	9,8	10,6	10,7	10,6	9,8	9,8	9,8
6	12,0	11,9	12,7	12,8	12,7	11,9	11,9	11,9
7	14,0	14,0	14,7	14,8	14,7	14,0	14,0	14,0

*Medidas das profundidades de cada segmento em metro.

Tabela 4.42 – Carga ao longo da profundidade.

Segmentos	Estacas*							
	P7-B	P1-C	P34-A	P34-B	P34-D	P40-B	P40-C	P40-D
0	1830	1844	2334	2261	2072	2007	1233	1450
1	1785	1524	2101	1948	1898	1725	1099	1390
2	1719	1213	1817	1635	1808	1638	910	1338
3	1586	929	1473	1210	1629	1502	721	1154
4	1387	693	1107	972	1360	1270	573	893
5	1122	513	851	670	1002	1002	432	621
6	790	381	644	399	589	620	284	451
7	392	287	331	149	227	355	129	225
% ponta	21,4	15,6	14,2	6,6	11,0	17,7	10,5	15,5

*Medidas de cargas em kN.

Tabela 4.43 – Atritos laterais de cada segmento pela análise CAPWAP.

Segmentos	Estacas*							
	P7-B	P1-C	P34-A	P34-B	P34-D	P40-B	P40-C	P40-D
0	-	-	-	-	-	-	-	-
1	37,0	332,4	132,8	177,1	99,5	275,6	131,1	58,5
2	47,0	215,0	203,4	222,2	64,1	60,3	131,2	36,1
3	94,2	196,6	245,8	302,5	128,1	94,5	131,2	127,9
4	141,2	163,6	261,6	169,0	192,2	160,9	102,8	181,5
5	188,3	124,7	183,5	214,2	256,4	186,5	98,0	189,1
6	235,3	91,5	147,5	192,5	294,8	265,2	102,8	118,1
7	282,5	65,0	224,0	177,8	258,9	184,1	107,5	156,5

*Medidas dos atritos laterais em kPa.

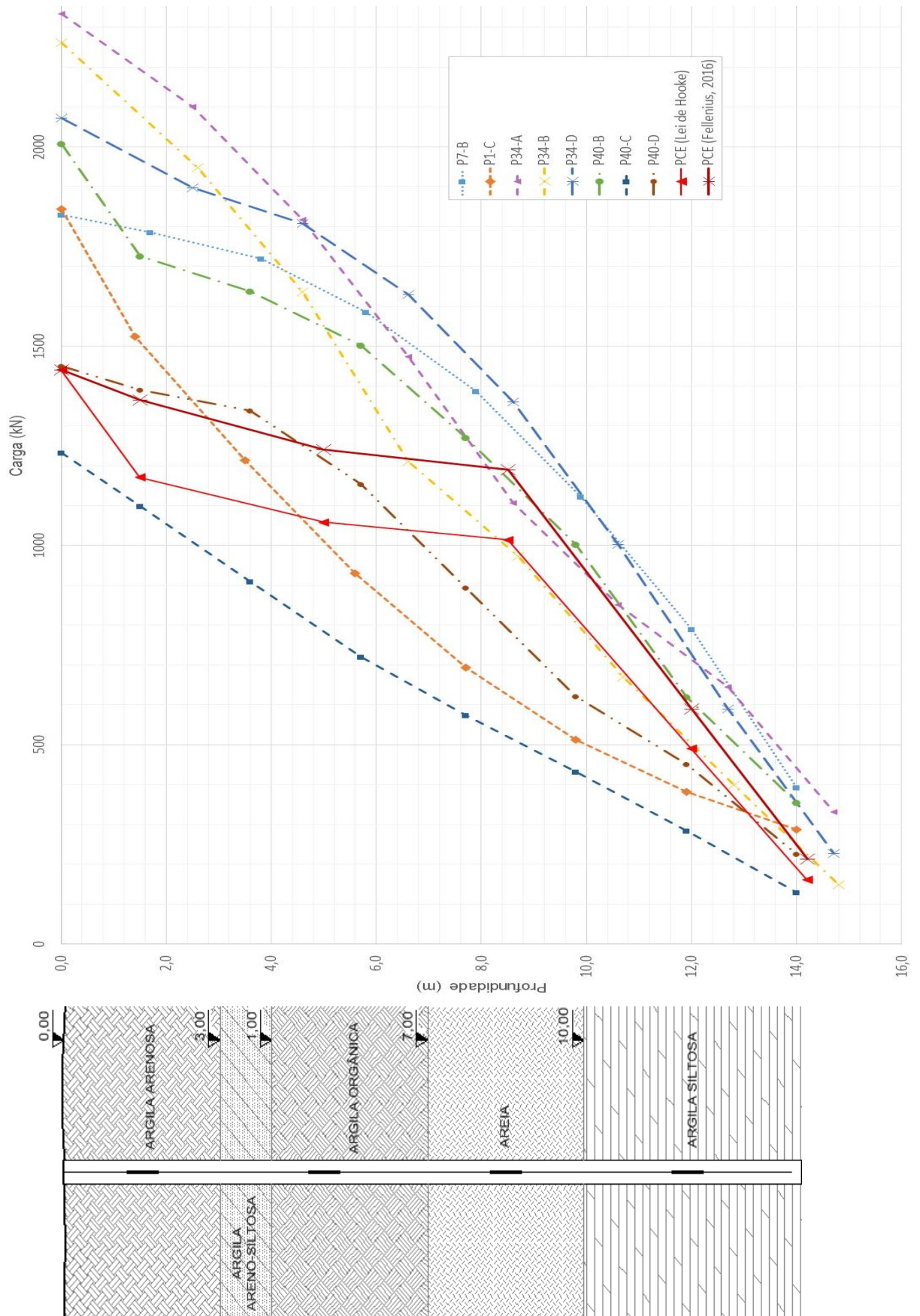


Figura 4.17 – Transferência de carga analisada pelo CAPWAP.

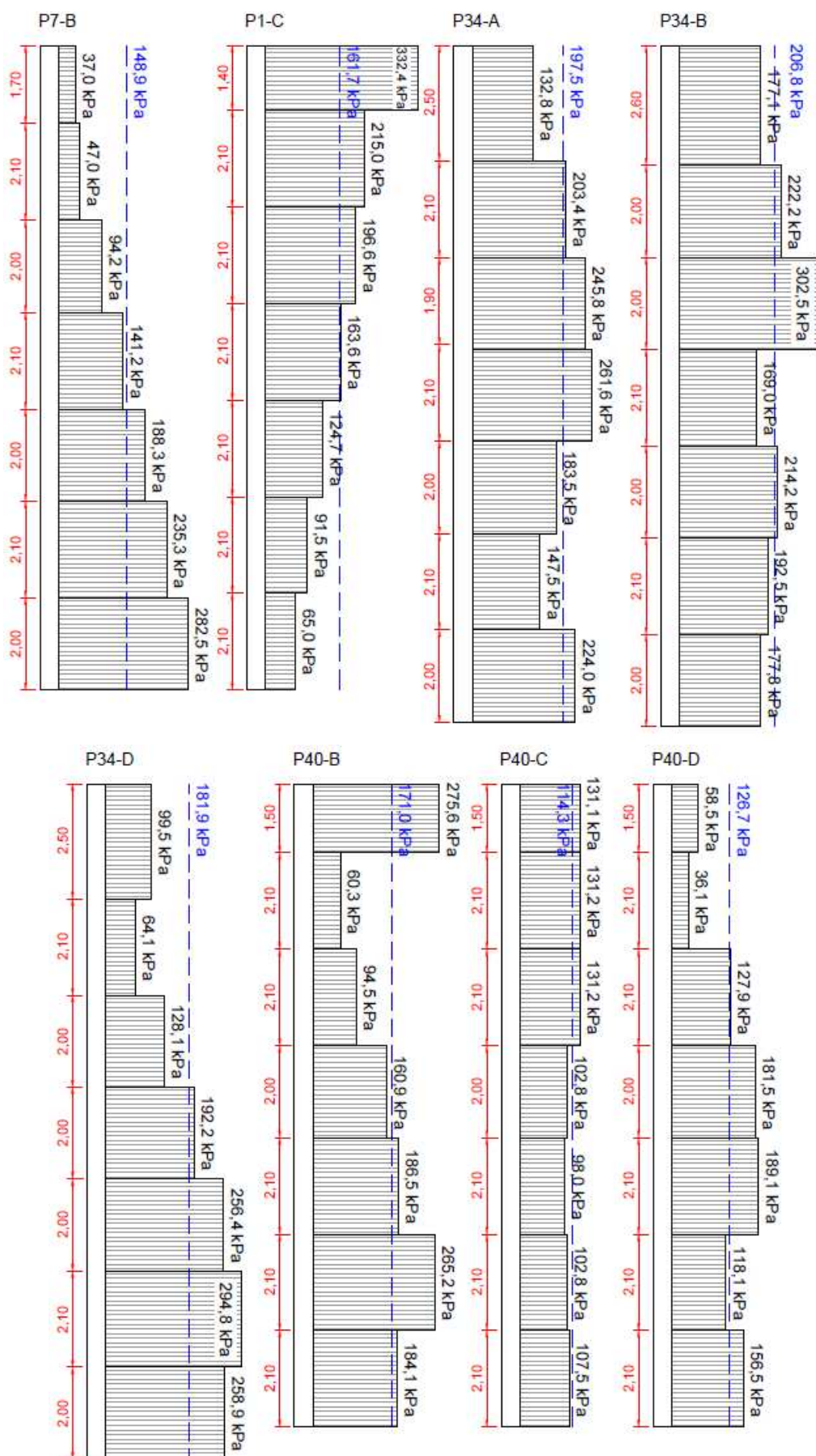


Figura 4.18 – Atritos laterais pela análise CAPWAP.

4.1.3.4. Leis de Cambefort

Com os dados da instrumentação em profundidade e do emprego da primeira e segunda Leis de Cambefort foi possível obter as Figuras 4.19 e 4.20 em que mostram, respectivamente, o desenvolvimento da tensão lateral e de ponta de acordo com seus deslocamentos, até que se atinge a saturação dessas parcelas.

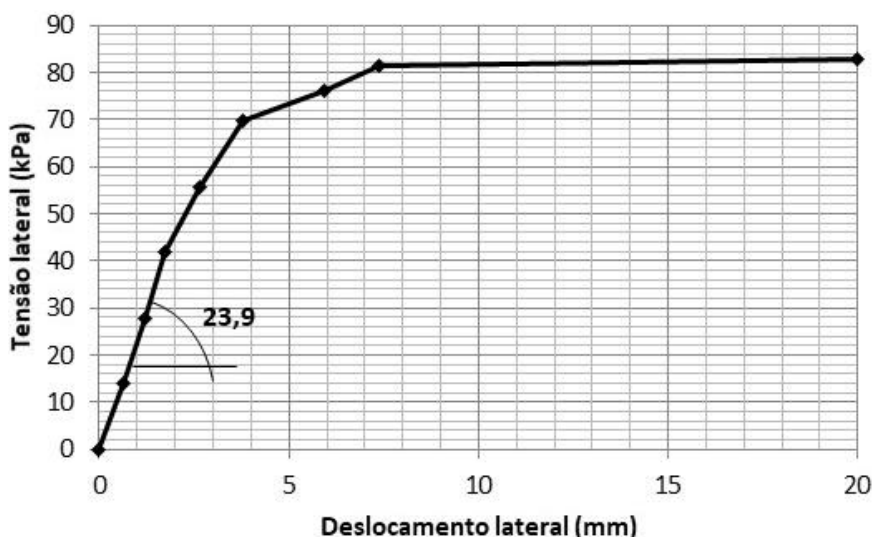


Figura 4.19 – Tensão no fuste em função de seu deslocamento (1ª Lei de Cambefort).

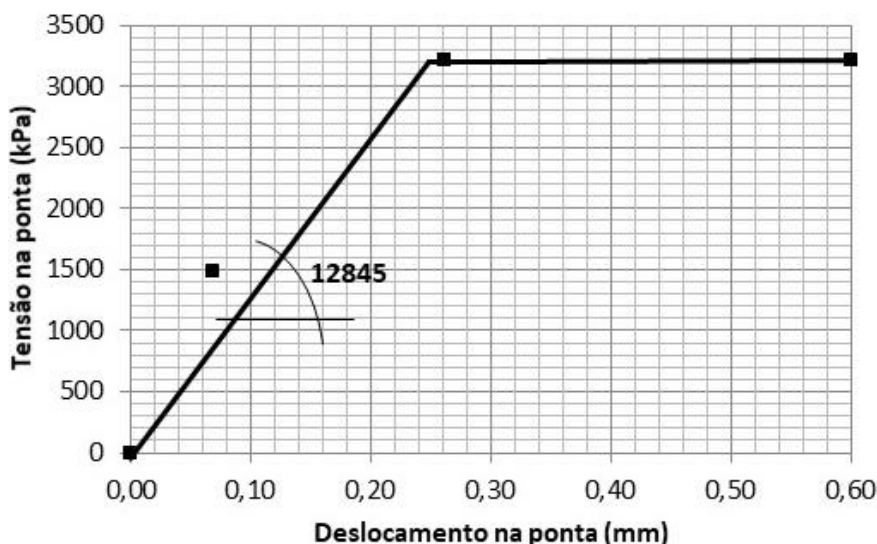


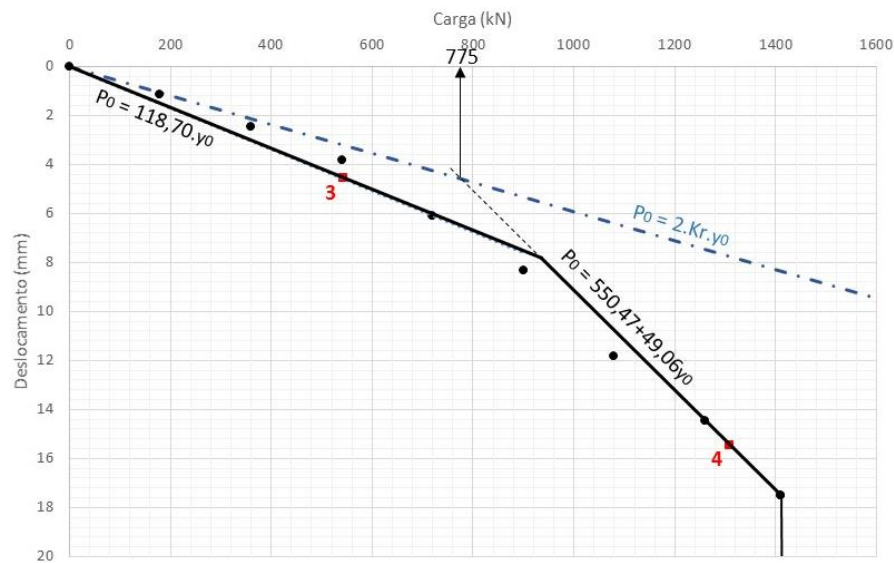
Figura 4.20 – Tensão na ponta em função de seu deslocamento (2ª Lei de Cambefort).

4.1.3.5. Método das Duas Retas (MDR) (Massad e Lazo, 1998)

A Tabela 4.44 a seguir apresenta as características usadas no desenvolvimento do MDR, enquanto a Figura 4.21 apresenta a curva de carregamento resultante do método em comparação com os pontos obtidos pela PCE.

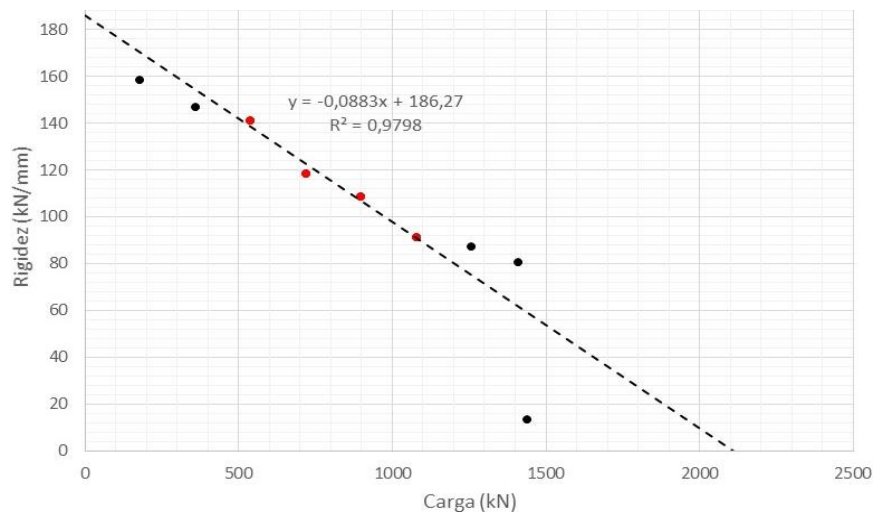
Tabela 4.44 – Características adotadas e parâmetros obtidos pelo MDR.

h_f (m)	14,2
E (GPa)	17,6
K_r (kN/mm)	84,7
k	2,0
$\mu.A_{lr}$ (kN)	775
$R.A_p$ (kN/mm)	116,7
y_1 (mm)	4,58

**Figura 4.21** – MDR aplicado à parcela de carregamento da PCE.

4.1.3.6. Método de Rigidez (Décourt, 2006)

Na Figura 4.22 a seguir está ilustrado a distribuição da rigidez em função da carga de ensaio, como sugere o autor. Os pontos levados em consideração no traçado da curva estão apresentados em vermelho.

**Figura 4.22** – Rigidez em função da carga aplicada.

4.1.4. Comportamento e Influência da Injeção

De acordo com a Tabela 3.2, algumas estacas tiveram uma ou duas fases de injeção após a execução da bainha, enquanto outras não conseguiram atingir pressão suficiente para abertura das manchetes. Para as que tiveram injeção, as Figuras 4.23 e 4.24 a seguir apresentam o comportamento da pressão ao longo da profundidade, cujos valores são apresentados nas tabelas no Apêndice A.

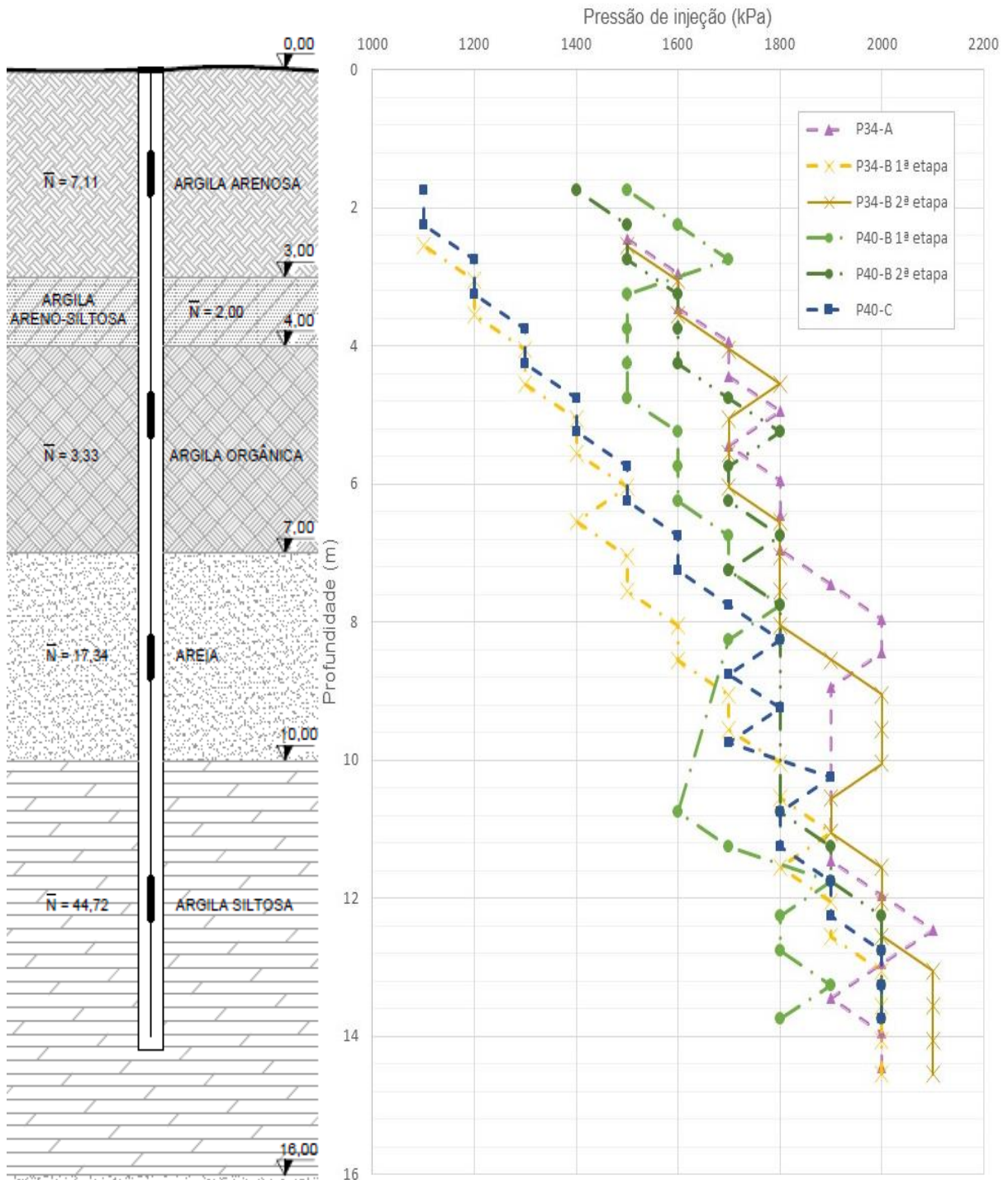


Figura 4.23 – Pressão de injeção ao longo da profundidade.

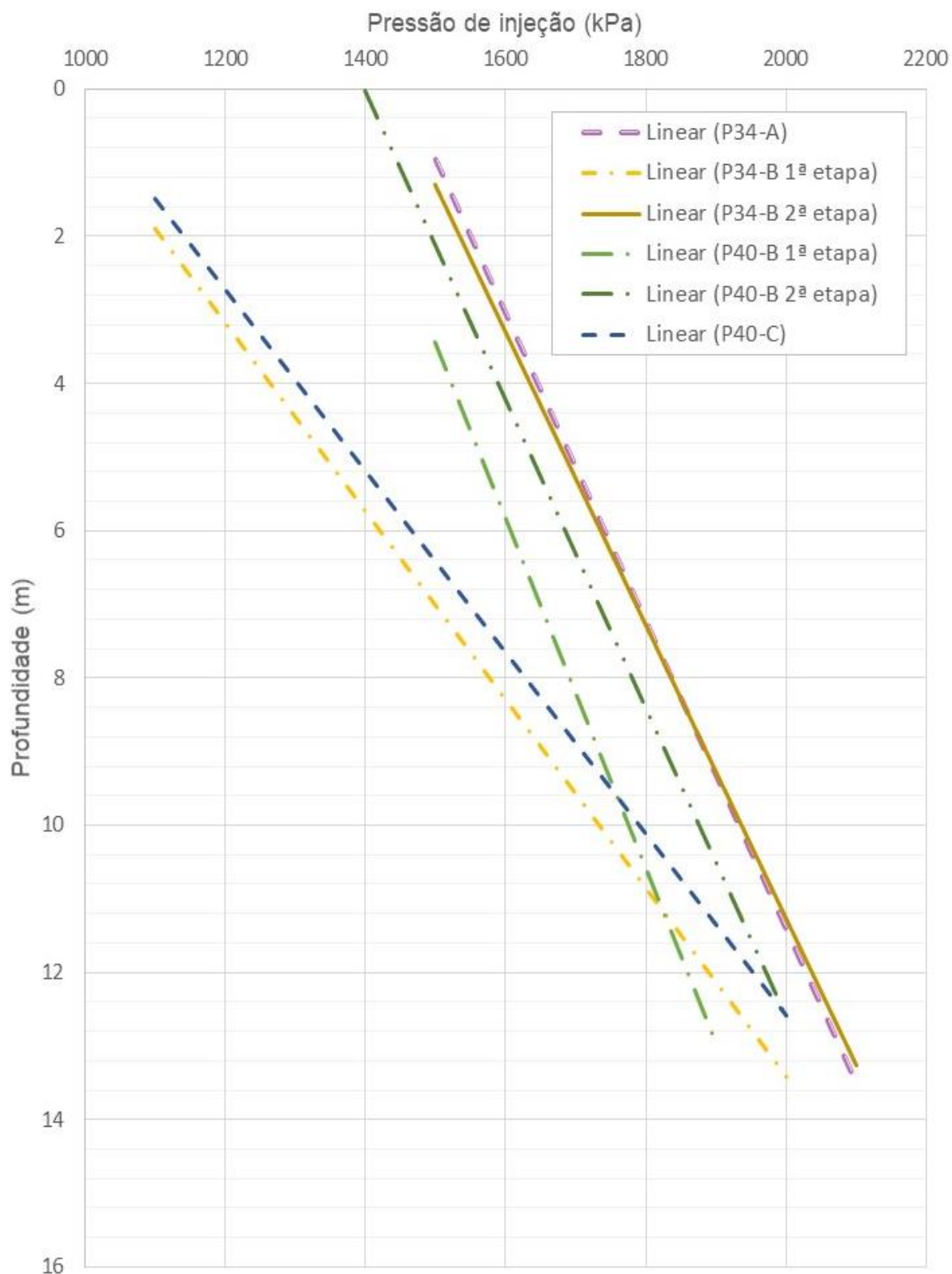


Figura 4.24 – Comportamento linear das pressões de injeção ao longo da profundidade.

As Figuras 4.25, 4.26 e 4.27 a seguir apresentam o valor de carga obtido a partir do consumo de cimento na bainha, nas manchetes e ao total (bainha + manchetes) para as estacas ensaiadas. As estacas P7-B e P1-C não são apresentadas pelo fato de não ter havido boletim de injeção por parte do fornecedor.

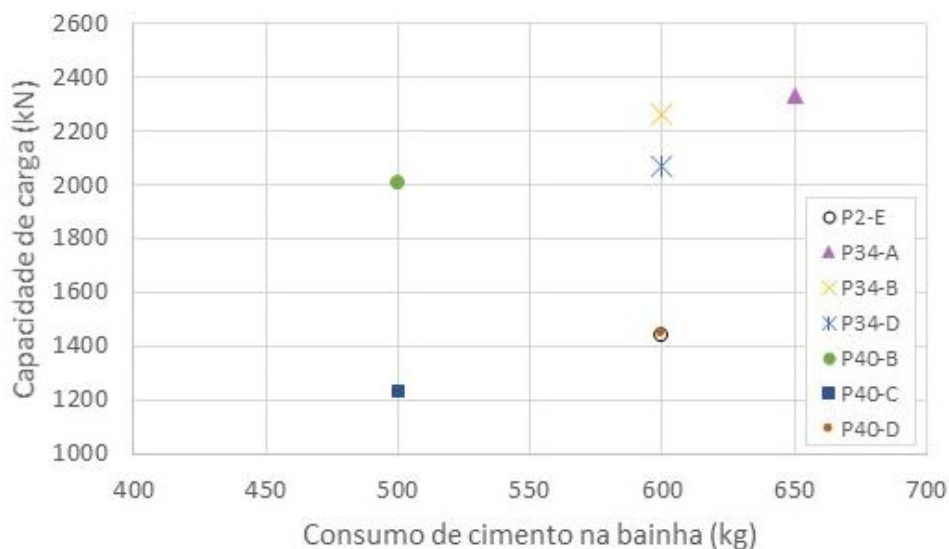


Figura 4.25 – Capacidade de carga em função do consumo de cimento na bainha.

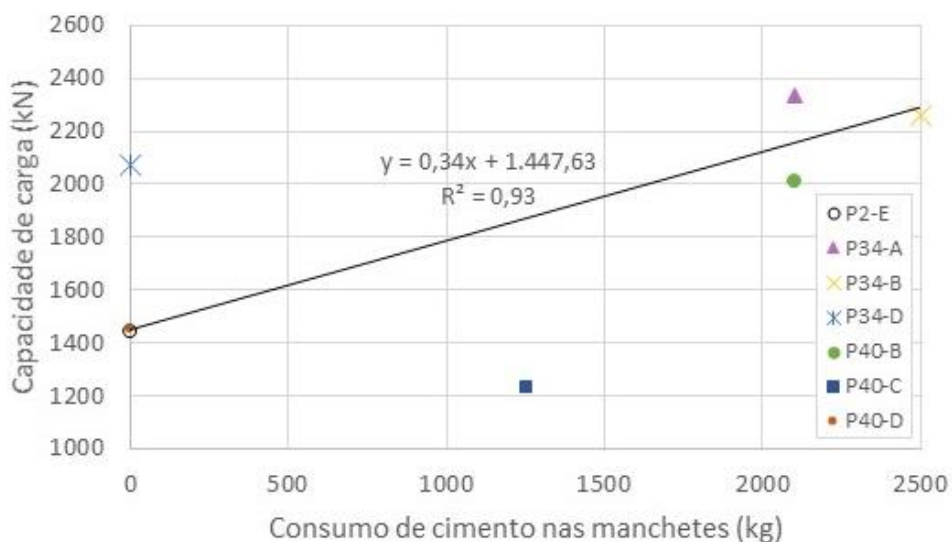


Figura 4.26 – Capacidade de carga em função do consumo de cimento nas manchetes.

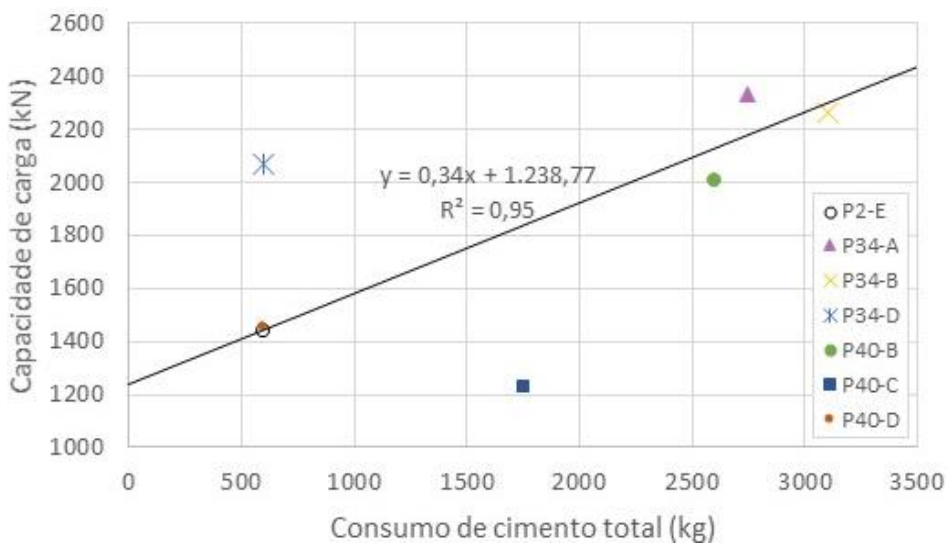


Figura 4.27 – Capacidade de carga em função do consumo de cimento total de cimento.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

É apresentado nesta seção a análise dos resultados obtidos nos ensaios executados neste trabalho, a seguir:

- Capacidade de carga por meio de prova de carga estática e dinâmica;
- Avaliação da capacidade de carga por meio de métodos semiempíricos e métodos fundamentados nos deslocamentos permanente e elástico da estaca obtidos via PDA;
- Transferência de carga;
- Comportamento e possível influência que as etapas de injeção possam contribuir na capacidade de carga.

5.1. Capacidade de Carga

Os resultados da capacidade de carga obtidos por meio da análise CAPWAP apresentaram variação em relação à média da ordem de 19%, o que era esperado, uma vez que nem todas as estacas possuíam o mesmo comprimento e que também houve diferentes fases de injeção durante o processo executivo. As parcelas de resistência de ponta das estacas em questão condisseram com o abordado na teoria, com porcentagens que variaram de 6,6 a 21,4% e média de 14% (Tabela 4.1). Vale destacar que o diâmetro de 220 mm utilizado nesta análise é o externo ao tubo, e não o diâmetro nominal da estaca.

Pode-se presumir através das curvas RMX vs Deslocamento obtidas pela análise CASE (Figura 4.2, página 101) que houve problema na interação entre a bainha e a face externa do tubo de revestimento. Este comportamento pode ser visto nas curvas das estacas P1-C, P34-D, P40-C e P40-D, onde há menores resistências para maiores deslocamentos.

Quanto à capacidade de carga obtida via prova de carga estática (Página 100), os resultados mostraram uma curva carga-recalque típica para microestacas injetadas, com elevado desenvolvimento do atrito lateral e ruptura brusca, que foi da ordem de 1440 kN. Os valores de recalque evoluíram no decorrer da prova de carga, atingindo 17,5 mm no momento anterior à ruptura, o que equivale a aproximadamente

6% do diâmetro da seção transversal da estaca. A parcela de ponta da prova de carga estática, assim como do ensaio de carregamento dinâmico, foi da ordem de 15%.

Os resultados de carga total, de ponta e lateral obtidos por meio da PCE se assemelharam com os da estaca P40-D. Este fato pode ser devido ao processo executivo, uma vez que ambas apresentam praticamente mesmo comprimento, consumo de cimento na injeção da bainha e nenhuma injeção em manchete ao longo da profundidade. Entretanto, estas estacas apresentaram capacidades de carga inferiores quando comparadas à P34-D, também executada sem injeção nas manchetes, principalmente no que se refere à capacidade de carga lateral.

5.2. Previsão da Capacidade de Carga

5.2.1. Métodos semiempíricos

- **Aoki e Velloso (1975)**

Esta metodologia foi utilizada utilizando a formulação original sugerida pelos autores com os parâmetros sugeridos por Corrêa (1988) para estacas injetadas, apresentando boas estimativas para capacidades de carga total, lateral e de ponta quando utilizado o SPT médio como parâmetro de cálculo. As relações Q_{calc}/Q_U foram de 1,10, 1,10 e 1,08 (Figuras 4.3, 4.4 e 4.5, páginas 107 e 108), respectivamente, se mostrando dentro da faixa de $\pm 20\%$ do valor obtido em campo

Em ambos os casos, os valores de ponta se mostraram dentro de uma margem de $\pm 20\%$ do valor obtido em campo (Figuras 4.5 e 4.6, páginas 108 e 110), com apenas dois resultados fora desse limite: um superior ($Q_{p,calc}/Q_{p,U} = 1,43$) e um inferior ($Q_{p,calc}/Q_{p,U} = 0,64$). Quanto as cargas lateral e total, o método se mostrou condizente quando comparado ao SP-01A e conservador no que se refere ao SP-03A, com valores de Q_{calc}/Q_U variando entre 0,52 a 0,63 (Figura 4.6, página 110). Isto mostra que a formulação de Aoki e Velloso (1975) tende a dimensionar esses tipos de estacas de maneira conservadora.

. Os valores de retroanálise dos coeficientes F_1 e F_2 foram de 3,2 e 2,2, respectivamente, que são bem próximos do sugerido por Corrêa (1988) de 3,0 e 2,0. Caso fosse utilizado o fator F_2 de 6,0 como sugerido por Aoki e Velloso (1975) para estacas escavadas, seriam esperadas estimativas para carga lateral e total muito mais conservadoras.

- **Décourt e Quaresma (1978, 2016)**

Esta metodologia se mostrou também condizente para o dimensionamento desta estaca injetada, com valores de cargas total, lateral e de ponta dentro da faixa limite de $\pm 20\%$ quando estimadas a partir do SPT médio (Figuras 4.3, 4.4 e 4.5, páginas 107 e 108), com relações Q_{calc}/Q_U , respectivamente, iguais a 1,09, 1,13 e 0,88.

Quanto à utilização desta formulação segundo os SPTs próximos, os resultados foram parecidos com o caso do método de Aoki-Velloso (1975), apresentando boas estimativas para as estacas próximas à sondagem SP-01A e estimativas mais conservadoras para as estacas próximas ao furo SP-03A (Figura 4.7, página 111). Entretanto, para este caso, o conservadorismo da metodologia de Décourt e Quaresma (1978, 2016) se mostrou mais condizente no que se refere às capacidades de carga lateral e total, com relações Q_{calc}/Q_U variando entre 0,62 a 0,71.

Neste trabalho, foram calculados valores para α_{DQ} de 0,68 e β_{DQ} de 1,33, que estão, respectivamente, 13% acima e 11% abaixo quando comparados aos sugeridos pelos autores para o caso de estacas raiz.

- **Lizzi (1982)**

Esta fórmula apresentou resultados de $Q_{t,\text{calc}}/Q_{t,U}$ de 0,78 (Figura 4.3, página 107), próximo da margem inferior correspondente a 80% do valor real. O resultado diz respeito apenas ao N_{SPT} médio porque leva em consideração a compacidade do solo, o que não variou significativamente entre os furos de sondagem.

- **Bustamante e Doix (1985)**

Dentre as metodologias consideradas neste trabalho, foi a que mais apresentou valores superiores quando comparadas às demais. A maioria das estimativas de cargas de ponta, total e lateral superaram o limite superior de + 20%.

Quando estimados a partir do SPT médio, obteve-se relações de Q_{calc}/Q_U para carga total, lateral e de ponta iguais a 2,16, 1,77 e 4,41, respectivamente (Figuras 4.3, 4.4 e 4.5, páginas 107 e 108).

Quando calculados pelos SPTs mais próximos, houve superestimativa para cargas de ponta, com valores de Q_{calc}/Q_U variando entre 2,82 a 6,25, e carga total, com Q_{calc}/Q_U entre 1,27 a 2,51. Apenas estimativas para carga lateral apresentaram alguns casos dentro da faixa de $\pm 20\%$ dos resultados ensaiados, casos estes das estacas P34-A, P34-B e P34-D (Figura 4.8, página 112).

Vale ressaltar que as estimativas por esta metodologia foram feitas considerando-se que a injeção realizada fosse do tipo IGU, resultando em menores previsões do que se fossem calculadas sendo do tipo IRS.

- **David Cabral (1986)**

Esta formulação apresentou resultados de capacidades de carga total ($Q_{t,calc}/Q_{t,U} = 1,05$) e lateral ($Q_{l,calc}/Q_{l,U} = 0,97$) dentro do intervalo de 20%, levando em conta os valores encontrados na PCE por meio do N_{SPT} médio, apesar de superestimar o valor de carga de ruptura na ponta ($Q_{p,calc}/Q_{p,U} = 1,53$). Quando comparados os ECDs em relação ao mais próximo, este método apresentou resultados fora da margem de $\pm 20\%$ da carga de ensaio, com exceção para a estaca P01-C (Figura 4.9, página 114).

- **Brasfond (1991)**

Este método foi o que apresentou melhores resultados quando comparados aos ensaios e menor divergência para valores estimados a partir do N_{SPT} mais próximo.

Quando estimado a partir do N_{SPT} médio e comparado a PCE, os valores de cargas total, lateral e de ponta se situaram dentro da margem de $\pm 20\%$, com razão em relação ao ensaio de 1,09, 1,08 e 1,11, respectivamente (Figuras 4.3, 4.4 e 4.5, páginas 107 e 108). Quando comparados aos N_{SPTs} mais próximos, os valores se mostraram a favor da segurança, mas menos conservadores quando comparados aos demais métodos, com relações às cargas ensaiadas variando, em sua maioria, entre 0,60 e 0,80 (Figura 4.10, página 115).

5.2.2. Métodos dinâmicos

Os métodos baseados no deslocamento permanente mostraram resultados inferiores quando comparados aos resultados do ECD. Todas as metodologias de cálculo apresentaram valores inferiores até mesmo quando comparadas a menor resistência mobilizada no ensaio, caso este da P40-C com 1233 kN, sendo o método dos Holandeses e de Redtenbacher as estimativas mais próximas, com valores de 942 e 936 kN, respectivamente.

No que se refere aos métodos baseados no deslocamento elástico, pode-se afirmar que os de Chellis (1951) e de Uto et al (1985) apresentaram desempenho compatível em relação aos fundamentados no deslocamento permanente. Quanto às modificações sugeridas por Rosa (2010) para as metodologias se mostraram conservadoras em relação às formulações originais, com estimativas em torno de 75% dos valores destas (Tabela 4.19 e Figura 4.3, página 107).

5.3. Transferência de Carga

Para se obter a carga ao longo da profundidade foi necessário calcular o Módulo de Elasticidade da estaca, valor este obtido por meio da Lei de Hooke e pelo método proposto por Fellenius (1989). É possível se observar na Figura 4.11 (Página 116) que foi levado em consideração para o cálculo as leituras até a carga de 1260 kN, ponto onde a evolução das leituras estava de acordo com a teoria.

Pela análise feita segundo a Lei de Hooke (Tabela 4.39, página 116), verifica-se que não houve mobilização da ponta até a carga de 1080 kN, ponto este próximo a saturação do atrito lateral. Entre as cargas de 900 e 1260 kN, observa-se uma evolução média de 6,4% da ponta, chegando a 12,7% em relação a carga total, o que evidencia o desenvolvimento rápido de carga na ponta, caracterizando a ruptura brusca que ocorre neste tipo de microestaca. No desenvolvimento do atrito lateral, pode-se observar evolução dos quatro segmentos até o estágio de 720 kN e, a partir deste, a transferência de carga acontece apenas pelos trechos mais profundos da estaca (Figura 4.13, página 118). De acordo com a Figura 4.11 (Página 116), pode-se notar descontinuidade da reta carga vs deformação, separando-a em dois trechos: um inicial com módulo de elasticidade de 22,36 GPa e um final com módulo de 16,06 GPa. Essa interrupção pode ser proveniente de uma possível ruptura na seção de

referência durante o carregamento, diminuindo a rigidez desta região da estaca. Desta maneira, adotou-se como módulo de elasticidade o valor de 16,40 GPa, obtido por meio da reta média, que é 44% inferior ao estimado anteriormente de 29,27 GPa (Tabela 3.1, página 89).

Para a análise feita de acordo com Fellenius (1989), a carga de ruptura na ponta apresentou maior participação, atingindo 16,7% da carga de ruptura na carga de 1260 kN, valor este 33% superior em comparação à análise anterior. Além disso, pode-se notar que a evolução da resistência lateral se deu com maior ênfase nos segmentos mais profundos da estaca, onde o atrito lateral superou em 15% no estágio de 1260 kN em relação à análise pela Lei de Hooke. Por meio deste método obteve-se valor para módulo de elasticidade secante de 17,6 GPa, aproximadamente 40% menor que a estimativa levando em consideração a seção da estaca e 7% superior ao método anterior. A metodologia de Fellenius (1989) apresenta resultados mais condizentes com os efeitos do carregamento no elemento estrutural, uma vez que leva em consideração a deformação ao longo de toda profundidade da estaca.

Quanto às transferências de carga obtidas através da análise CAPWAP, obteve-se parcela de ponta média próxima aos valores encontrados anteriormente, na faixa de 14% em relação à capacidade total (Tabela 4.42, página 122). As distribuições das cargas ao longo da profundidade se afastaram do que se obteve da PCE, apresentando transferências de carga maiores nas camadas mais superficiais e atingindo um comportamento análogo apenas em profundidades maiores que 8,4 m, aproximadamente. Exceção disto foram as estacas P7-B e P1-C, que mostraram uma curva de transferência distinta da PCE (Figura 4.17, página 124). O atrito lateral via análise CAPWAP (Figura 4.18, página 125) não apresentou resultado muito condizente com a condição local, apontando grande parcela de atrito nas camadas mais superficiais, região esta com camadas de solos de baixa resistência e sem injeção. Estas análises indicam que, para esta pesquisa, a transferência por meio da análise CAPWAP não deva ser levada em consideração para fins de pesquisa.

Pela análise feita utilizando as Leis de Cambefort, enquanto que para o deslocamento do fuste se obteve valor para y_1 de 7,36 mm referente à tensão de 81 kPa, resultando em um valor para B de 23,9 kPa/mm (Figura 4.19, página 126). Quanto ao desenvolvimento da carga de ponta, foi encontrado y_2 de 0,25 mm para a

tensão de 3212 kPa, aproximadamente, o que resulta em um valor para R de 12845 kPa/mm (Figura 4.20, página 126), indicando desenvolvimento elevado de ponta até que se atinja a saturação.

Analizando em função do Método das Duas Retas (MDR) (Tabela 4.44 e Figura 4.21, página 127), pode-se aferir que a ponta possui um desenvolvimento complexo, iniciando no deslocamento total de 4,58 mm e carga de 543 kN (Ponto 3), e apenas em $y = 15,46$ mm (Ponto 4) é que há mobilização apenas da ponta por um curto período, chegando a saturação na ruptura, com recalque de 17,52 mm. Este fato evidencia a ruptura brusca que ocorre neste tipo de estaca, mas também aponta que a linearidade assumida na instrumentação do nível de 12,5 m até a ponta não descreve de forma adequada a transferência de carga que ocorreu, uma vez que a mesma apontou a presença de resistência na ponta da estaca apenas para cargas superiores a 900 kN.

Quanto à análise do método de Rigidez (Décourt, 2006) houve intercepção entre os pontos que melhor representavam tanto a carga lateral quanto a ponta, sendo escolhidos assim os pontos que melhor se alinhassem à reta referente a curva lateral com maior R^2 da curva (Figura 4.22, página 127). Desta maneira, a carga lateral encontrada é de 2109 kN, 47% superior à carga total obtida na PCE. Nesta metodologia não foi evidenciada a mobilização de ponta da estaca até a carga e deslocamentos registrados na PCE por meio da curva logarítmica. Apesar disso, é possível observar também pela Figura 4.22 que o último ponto indica a ruptura da estaca antes do que a reta de melhor ajuste, por volta de 1450 kN.

5.4. Comportamento e Influência da Injeção

O comportamento da pressão de injeção ocorreu de acordo com a teoria: maiores pressões requeridas para maiores profundidades, o que ocorreu em todas as estacas, e para maiores números de fases, como pode ser observado no caso das estacas P34-B E P40-B. Além disso, enquanto há uma dispersão das pressões requeridas para camadas mais superficiais, nas maiores profundidades as pressões convergem para uma mesma faixa, entre 1800 e 2000 kPa (Figura 4.23, página 128). Este pode ser explicado por ser as camadas mais superficiais compostas principalmente por argila de consistência mole, que possui grau de injetabilidade

melhor do que a argila siltosa dura que existe a partir de 10 m aproximadamente (Tabela 2.4, página 46).

Em relação à transferência de carga e ao atrito lateral pela análise CAPWAP (Figura 4.18, página 125), não se pode aferir que diferentes fases de injeção tenham provocado uma melhora no atrito lateral da estaca, uma vez que as transferências nos trechos considerados de estacas com mais volume de calda de cimento e fases de injeção (P34-B e P40-B) não apresentaram aumento quando comparados aos trechos das estacas sem injeção, levando em consideração o mesmo grupo de estacas (P34-D e P40-D, respectivamente).

Quanto a influência da injeção na capacidade de carga, o melhor desenvolvimento se deu através do consumo de cimento total (Figura 4.27, página 130), onde pode se observar um comportamento linear da distribuição, com exceção de duas estacas: P34-D, que teve pouco consumo de cimento total e alta capacidade de carga, e P40-C, com maior consumo e menor resistência. Este desempenho foi influenciado principalmente pelo consumo do cimento nas manchetes (Figura 4.26, página 130), onde a aplicação é muito maior de argamassa quando comparado à bainha. Em ambos os casos, o ganho de capacidade de carga estimado foi de 0,34 kN/kg de cimento consumido, desconsiderando-se os casos das estacas divergentes.

6. CONCLUSÕES

O processo executivo da microestaca estudada neste projeto se mostrou de bom rendimento, uma vez que o emprego de tubo estrutural para perfuração, injeção e posterior utilização como armadura pode reduzir o tempo para sua execução. Em relação ao rendimento, esta microestaca apresenta melhor desempenho em comparação com a estaca raiz, uma vez que não há retirada do tubo de perfuração, que é utilizado como própria armadura da estaca.

As curvas carga vs deslocamento equivalentes obtidas por meio da análise CASE mostraram picos de resistências seguidos por quedas da mesma, como no caso das estacas P1-C, P34-D, P40-C e P40-D. Este comportamento pode sugerir um problema de adesão entre a bainha e o tubo ou entre a bainha e o solo. Vale a cautela para este tipo de ruptura quando do emprego da microestaca. Em comparação com a curva obtida pela PCEI, as obtidas pela análise CASE e CAPWAP apresentaram maior rigidez para menores cargas pelo fato do deslocamento ser realizado num curto espaço de tempo (impacto). Desta maneira, a PCEI ainda se mantém com resultados mais fiéis à realidade.

O ensaio de carregamento dinâmico através da análise CAPWAP apresentou variabilidade entre as cargas últimas obtidas, uma vez que o processo executivo das estacas ensaiadas variou propositadamente no que diz respeito às injeções e ao consumo de cimento.

Da mesma forma, as parcelas de ponta e lateral encontradas pela análise CAPWAP apresentaram divergência de valores, dada novamente à variação do processo executivo. A discrepância nas resistências na ponta da estaca pode ser proveniente da execução, região propícia à deposição de material solto e de difícil acompanhamento durante a fase de limpeza do furo.

Dos métodos semiempíricos de previsão de carga última, os métodos em geral apresentaram boa estimativa da capacidade de carga, levando-se em consideração os parâmetros e métodos para estacas raiz. Os métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978, 2006) mostraram boa previsão da capacidade de carga, com destaque para este último, dada sua melhor estimativa e menor dispersão

dos dados. Quanto aos métodos criados para dimensionamento de estacas injetadas, vale destacar os métodos de David Cabral (1986) e Brasfond (1991), em especial este último, apresentando menor dispersão quando comparadas as estimativas dos N_{SPTs} próximos à estaca ensaiada. A metodologia de Lizzi (1982) se mostrou a favor da segurança, além de não possibilitar a separação da carga lateral da de ponta, enquanto que a formulação de Bustamante e Doix (1985) apresentou resultados muito arrojadados, tanto para carga total, lateral e de ponta.

As estimativas por meio dos métodos dinâmicos baseados no deslocamento permanente, quando comparadas à média dos valores obtidos no ECD, se mostraram inferiores ao valor de ensaio, enquanto as fórmulas baseadas no deslocamento elástico apresentaram boas estimativas. Isto pode ser devido ao fato da estaca ser do tipo escavada e injetada, ao invés de cravada, o que favorece o deslocamento da estaca durante o impacto visto que o solo abaixo da estaca se encontra sem cargas residuais, gerando assim altos valores de deslocamento permanente.

Por meio da análise da transferência de carga por meio da Lei de Hooke pôde-se observar diminuição do módulo de deformabilidade entre as cargas de 540 kN e 720 kN, o que pode indicar ruptura da argamassa ao nível da seção de referência. Apesar disso, o módulo de elasticidade considerado de 16,4 GPa não apresentou variação significativa com relação ao método de Fellenius (2016) de 17,6 GPa. Ambos os casos se mostraram coerentes quanto à parcela de ponta (12,7% e 16,7% da carga total, respectivamente) e apresentaram módulos de deformabilidade inferiores que a estimativa de 29,27 GPa, dada pela Equação [1]. O comportamento das curvas de transferência se deu de acordo com a teoria, apresentando maiores taxas de atrito lateral nas camadas mais profundas.

O Método das Duas Retas de Massad e Lazo (1998) permitiu concluir que a ponta começa a ser mobilizada para cargas menores do que as cargas obtidas através da extrapolação entre os trechos de 12,5 m a 14,2 m por meio de uma reta. Apesar disso, a metodologia subestima capacidade de carga lateral da estaca.

O Método da Rigidez de Décourt (1996, 2006) superestima a capacidade de carga lateral da estaca, entretanto o último ponto obtido em campo possibilita observar que a ruptura ocorre para valores inferiores ao ajuste da reta. A metodologia é uma

alternativa de análise para estaca injetada, mas para o caso da PCE tenha sido levada à ruptura.

As transferências de carga obtidas pela análise CAPWAP não apresentaram curvas dependentes das fases de injeção, das camadas de solo, do consumo de cimento ou das pressões de injeções. Era esperado um aumento da transferência de carga para solos com alto grau de injetabilidade e pouco aumento para camadas com baixo grau de injetabilidade. Seria recomendado para melhor avaliação provas de carga estática instrumentadas nos níveis de mudança de solo. Além disso, o atrito lateral não apresentou nenhum tipo de tendência de comportamento e nem agiu de acordo com nenhuma literatura até então, não tornando este tipo de análise muito confiável no caso desta pesquisa.

A evolução na capacidade de carga apresentou comportamento dependente do consumo de cimento, com exceção das estacas P34-D e P40-C. Entretanto, uma análise com maior número de estacas e diferentes fases de injeção seja aconselhável para se alegar com maior certeza esta afirmação.

A melhoria na capacidade de carga se deu principalmente na resistência do atrito lateral ao longo de toda profundidade da estaca, de acordo com o esperado e com a teoria explanada na revisão bibliográfica. Apesar disso, não se pode descartar a ideia de que injeções sob altas pressões possam causar melhorias também na resistência de ponta.

6.1. Sugestões para pesquisas futuras:

- Estudo da variação da transferência de carga para camadas de solo por meio de provas de carga instrumentadas;
- Estudo da correlação entre aumento na capacidade de carga em função do consumo de cimento para outros tipos de solos;
- Estudo da possível melhoria na ponta da microestaca para injeções apenas nas manchetes mais próximas à ponta, sendo esta embutida em diferentes condições de subsolo;

- Estudo da influência das injeções ao longo da profundidade da microestaca por meio da extração da mesma, para diferentes condições de subsolo.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da Região de Campinas**. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Campinas, 1996.

ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**. 298 p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALONSO, U. R. Estacas raiz e escavadas com injeção ou microestacas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 3ª ed. São Paulo: Editora Pini, 2016, p.362-370.

AMANN, K. A. P. **Metodologia semi-empírica unificada para a estimativa de capacidade de carga de estacas**. 430 p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. Carga admissível e carga característica de fundações por estaca. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V. 23, n. 2, p.137-142, 2000.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximated method to estimate the bearing capacity of piles. In: **CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES – PASSMFE**, 5., 1975, Buenos Aires. Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, p.367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especificações de produtos e procedimentos**. 1ª ed. São Paulo: ABEF, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio**. NBR 12131/2006. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico**. NBR 13208/2007. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. 16p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122/2010. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. 33p.

BELLATO, D.; D'AGOSTINI, S.; SIMONINI, P. Interpretation of failure load tests on micropiles in heterogeneous Alpina soils. **Italian Geotechnical Journal**, N.47, n.1, p.3-16, 2013.

BELLATO, D.; D'AGOSTINI, S.; COLA, S.; SIMONINI, P. Behavior of micropiles in heterogeneous coarse soils. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering**, v. 169, n.3, p.250-263, 2016.

BOWLES, J. E. Bearing capacity of foundations. In: BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5th ed. United States: The McGraw-Hill Companies, 1996. Cap. 4, p.213-228.

BRANCO, C. J. M. C. **Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeno diâmetro com ponta modificada**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

BRASFOND Fundações Especiais S.A. **Catálogo**. São Paulo, 1991. 38p.

BRASFOND Fundações Especiais S.A. **Catálogo**. São Paulo, 2001. 54p.

BUSTAMANTE, M. Um método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados. **Boletin de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones**, V.81, 1986.

BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. **Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés**. **Bull Liaison Lab Ponts Chauss**, n.140, 1985.

CABRAL, D. A. O uso de estacas raiz como fundação de obras normais. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIAS DE FUNDAÇÕES**, 8., 1986, Porto Alegre/RS. Anais... Porto Alegre, 1986. V.6, p.71-82.

CAMBEFORT, M. Essai sur le comportement em terrain homogéne des pieux isolés et des groupes des pieux. In: **INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS**. 1964, Paris. Annales... Paris, 1964, n.204, p.1478-1517.

CHELLIS, R. D. **Pile Foundations Theory – Design – Practice**. [s.l.]: McGraw-Hill Book Company Inc. 1951.

CHIN, F. K. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: **SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERINGN**, 2., 1970. Proceedings... 1970, p.81-90.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **Execution of special geotechnical works – Micropiles**. EN 14199:2001. Milão: CEN, 2001.

CORRÊA, R. S. **Previsão da carga de ruptura de estacas-raiz a partir de sondagens de simples reconhecimento**. 131p. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.

COSTA NUNES, A. J. Estacas injetadas – relato geral. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE**, 1., 1985, São Paulo/SP. Anais... São Paulo: ABMS, 1985. V.2, p.103-118.

DAVISSON, M. T. High capacity piles. In: **LECTURE SERIES OF INNOVATIONS IN FOUNDATION CONSTRUCTION**, 1972, Chicago/IL. Anais... Chicago: ASCE Illinois Section, 1972. p.88-112.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 3ª ed. São Paulo: Editora Pini, 2016, p.263-297.

DÉCOURT, L. Desenvolvimento do atrito lateral estaca-solo, a partir de provas de carga utilizando células expansivas hidrodinâmicas. In: **XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES**, 2006, Curitiba. Anais... Curitiba: ABMS, V.2, p.1061-1066.

DÉCOURT, L.; ALBIEIRO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 3ª ed. São Paulo: Editora Pini, 2016, p.263-296.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES**, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, V.1, p.45-53.

DWIDAG Protendidos Ltda. Catálogo. São Paulo, 2017. 8p.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Micropile design and construction (Reference manual for NHI course 132078). Report nº FHWA-NHI-05-039, U.S. Department of Transportation, 2005.

FELLENIUS, Bengt H. Tangent modulus of piles determined from strain data. In: **THE ASCE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION FOUNDATION CONGRESS**. 1989. p. 500-510.

FERNANDES, C. E. M. A pressão remanescente, ou protensão, dos solos injetados, avaliada por reologia. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V.13, p.85-91, 1990.

FUNDESP FUNDAÇÕES ESPECIAIS. **Catálogo**. 6 ed. Jandira: FUNDESP, 2009. 62p.

GARCIA, J. R. **Estudo do comportamento carga vs recalque de estacas raiz carregadas à compressão**. 189p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2006.

GHILARDI, M. P. **Comparação entre desempenhos de estacas metálicas tubadas de ponta aberta e fechada na baixada santista**. 88p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; BERNARDES, G. P. Ensaio de carregamento dinâmico. 1 ed. São Paulo: [s.e.], 1996.

GUIMARÃES FILHO, J. D. Consolidação de solos por injeção: Discussão sobre uma prática bem-sucedida, mas que não está de acordo com as teorias clássicas existentes. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V.7, p.99-107, 1984.

GUIMARÃES FILHO, J. D.; ZIRLIS, A. C.; GOMES, N. S. Contribuição ao estudo das microestacas tubulares injetadas. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA**

DOS SOLOS E ENGENHARIAS DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre/RS. Anais... Porto Alegre, 1986. V.6, p.57-69.

GUIMARÃES FILHO, J. D. Estacas injetadas. **Seminário sobre Fundações Profundas**, Porto Alegre, PUCRS, 2004.

HOLEYMAN, A. Keynote lecture: Technology of pile dynamic testing. In: **PROCEEDINGS OF THE FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVES THEORY TO PILES**, The Hague, The Netherlands, p.195-215, 1992.

LEISTER, E. **Influência do consumo de cimento e da relação água/cimento em argamassas para execução de estaca raiz**. 168 p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2012.

LIZZI, F. The pali radice (root piles) - a state-of-the-art report. In: **SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES**, Bangkok, 1982. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1985, p.417-450.

LIZZI, F. 'Pali radice' structures. In: BRADBURY, H. et al. **Underpinning and retention**. [s.l.]: Springer Science+Business Media Dordrecht, 1993, p.84-156.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais de ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: Solos relativamente homogêneos. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V.15, p.103-115, 1992.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais de ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: Estaca atravessando camada de solo mais fraca e embutida em solo mais resistente. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, V.16, p.93-112, 1993.

MASSAD, F. Pile analysis taking into account soil rigidity and residual stresses. In: **X CONGRESSO PAN AMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES**, 10., Guadalajara. Anais... Guadalajara, México, 1995, V.2, p.1199-1210.

MASSAD, F.; LAZO, G. Método gráfico para interpretar a curva carga-recalque de provas de carga verticais em estacas rígidas ou curtas. In: **CONGRASSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA**, 11., Brasília/DF. Anais... Brasília, 1998, V.3, p.1407-1414.

MEYERHOF, G. G. Compaction of sands and bearing capacity of piles. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, V.85, 6., p.1-59, 1959.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 3ª ed. São Paulo: Editora Pini, 2016, p.771-797.

NIYAMA, S.; GOLOMBEK, M.; PARAÍSO, S. C.; LODI, J. E. Ensaio de carregamento dinâmico como verificação de desempenho e economia de fundações. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE**, 7., 2012, São Paulo/SP. Anais... São Paulo: ABMS, 2012.

NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de estacas do tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. 246p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2004.

NOVAIS SOUZA, R. **Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solos: Previsão do comportamento e controle de execução**. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2001.

OTEO, C.; ARCOS, J.; GIL, R.; FERNANDEZ TADEO, C. High strain testing in micropiles. Comparison of static and dynamic test results. **The Application of Stress Wave Theory to Piles**, p. 609-613, 2008.

PÉREZ MORE, J. Z. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. 120p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

POLIDO, U. F.; CASTELLO, R. R.; ALLEDI, C. T. D. B. Comportamento de estacas tubadas injetadas a alta pressão. In: **SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE**

FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4., São Paulo, 2000. Anais... São Paulo, 2000, V.1, p.403-415.

PRESA, E. T. e POUSADA, M. C. Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas. 2ª ed. Salvador: **ABMS – Núcleo Regional da Bahia**, 2004, 107p.

ROSA, R. L. **Proposição de modificação das fórmulas dinâmicas de cravação de Chellis e de Uto et al. a partir de resultados do método CASE**. 223 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

SADALLA NETO, S. F. **Estudo do comportamento de estacas injetadas – capacidade de carga e interação solo-estaca**. 149p. Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1995.

SANTOS, O. G.; SATHLER, G. D.; HERKKENHOFF, C. S.; MOREIRA, J. E. Experimental grouting of residual soil of the Balbina Earth dam foundation, Amazon, Brazil. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS**, 1., Brasília, 1985. Proceedings... São Paulo, 1985, V.2, p.143-154.

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 168p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2013.

SHONG, L. S.; CHUNG, F. C. **Design and construction of micropiles**. Geotechnical Course for Pile Foundation Design & Construction, Ipoh, Malaysia, 49p., 2003.

SILVA, R. C. C. **Estacas injetadas autoperfurantes: metodologia de execução e determinação da sua capacidade de carga através de métodos semi-empíricos**. 216p. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 2011.

SMITH, E. A. L. Pile driving analysis by the wave equation. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, V.86, SM4, 1963.

SODRÉ, D. J. R. **Estaca raiz (método executivo e capacidade de carga)**. 94p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1996.

SOUZA, R. N. **Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão do comportamento e controle de execução**. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2001.

TEIXEIRA, A. C. C. L. **Dimensionamento de microestacas de acordo com os eurocódigos 7 e 3**. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, Porto, Portugal, 2014.

UTO, K.; FUYUKI, M.; SAKURAI, M. An equation for the dynamic bearing capacity of a pile based on wave theory. In: **INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRABILITY AND DRIVABILITY OF PILES**, San Francisco. Proceedings... 1985, V.2, p.95-100.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity on pile. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 3., Zurich, 1953. Proceedings... 1953, p.84-90.

VELLOSO, P. P. C. **Fundações – Aspectos Geotécnicos**. Rio de Janeiro: DEC/PUC. 5ª ed. 1987.

VELLOSO, D. A. e LOPES, F. R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Texto, V.1, 226p., 2004.

ZULUAGA, F. A. **Estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações tipo aluvial anker no solo do Distrito Federal**. 141p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2015.

APÊNDICE A

Tabela I – Boletim de injeção para a estaca P34-A.

Válvula	Prof. (m)	1ª etapa	
		Pressão abertura válvula (kPa)	Pressão injeção (kPa)
1	14,45	3700	2000
2	13,95	3800	2000
3	13,45	3900	1900
4	12,95	3800	2000
5	12,45	4000	2100
6	11,95	3900	2000
7	11,45	3800	1900
8	10,95	-	-
9	10,45	-	-
10	9,95	-	-
11	9,45	-	-
12	8,95	3800	1900
13	8,45	4000	2000
14	7,95	3700	2000
15	7,45	3700	1900
16	6,95	3800	1800
17	6,45	3600	1800
18	5,95	3600	1800
19	5,45	3500	1700
20	4,95	3400	1800
21	4,45	3500	1700
22	3,95	3500	1700
23	3,45	3400	1600
24	2,95	3300	1600
25	2,45	3000	1500
Obs.: Fase única de injeção; 04 válvulas não abriram (8 a 11).			

Tabela II – Boletim de injeção para a estaca P34-B.

Válvula	Prof. (m)	1ª etapa		2ª etapa	
		Pressão abertura válvula (kPa)	Pressão injeção (kPa)	Pressão abertura válvula (kPa)	Pressão injeção (kPa)
1	14,55	3800	2000	4000	2100
2	14,05	3900	2000	4000	2100
3	13,55	3900	2000	3900	2100
4	13,05	4000	2000	4000	2100
5	12,55	3700	1900	3900	2000
6	12,05	3800	1900	3900	2000
7	11,55	3700	1800	3800	2000
8	11,05	3900	1900	3900	1900
9	10,55	3800	1800	3900	1900
10	10,05	3700	1800	4000	2000
11	9,55	3600	1700	4000	2000
12	9,05	3500	1700	4000	2000
13	8,55	3600	1600	3900	1900
14	8,05	3500	1600	3800	1800
15	7,55	3400	1500	3700	1800
16	7,05	3300	1500	3700	1800
17	6,55	3400	1400	3700	1800
18	6,05	3200	1500	3600	1700
19	5,55	3000	1400	3500	1700
20	5,05	2900	1400	3600	1700
21	4,55	2800	1300	3500	1800
22	4,05	2700	1300	3400	1700
23	3,55	2600	1200	3300	1600
24	3,05	2500	1200	3200	1600
25	2,55	2400	1100	3000	1500
Obs.: Tempo de perfuração prejudicado devido à falha na morsa da perfuratriz.					

Tabela III – Boletim de injeção para a estaca P40-B.

Válvula	Prof. (m)	1ª etapa		2ª etapa	
		Pressão abertura válvula (kPa)	Pressão injeção (kPa)	Pressão abertura válvula (kPa)	Pressão injeção (kPa)
1	13,75	3800	1800	4000	2000
2	13,25	3900	1900	4000	2000
3	12,75	3800	1800	4000	2000
4	12,25	3700	1800	3900	2000
5	11,75	3600	1900	3900	1900
6	11,25	3500	1700	3800	1900
7	10,75	3400	1600	3800	1800
8	10,25	-	-	-	-
9	9,75	-	-	-	-
10	9,25	-	-	-	-
11	8,75	-	-	-	-
12	8,25	3500	1700	3800	1800
13	7,75	3400	1800	3700	1800
14	7,25	3300	1700	3700	1700
15	6,75	3200	1700	3600	1800
16	6,25	3000	1600	3600	1700
17	5,75	3000	1600	3500	1700
18	5,25	3000	1600	3400	1800
19	4,75	3100	1500	3400	1700
20	4,25	3000	1500	3300	1600
21	3,75	2900	1500	3200	1600
22	3,25	2900	1500	3200	1600
23	2,75	3200	1700	3000	1500
24	2,25	3200	1600	3000	1500
25	1,75	3000	1500	2900	1400
Obs.: 04 válvulas não abriram (8 a 11).					

Tabela IV – Boletim de injeção para a estaca P40-C.

Válvula	Prof. (m)	1ª etapa	
		Pressão abertura válvula (kPa)	Pressão injeção (kPa)
1	13,75	4000	2000
2	13,25	4000	2000
3	12,75	3900	2000
4	12,25	3800	1900
5	11,75	3900	1900
6	11,25	3800	1800
7	10,75	3700	1800
8	10,25	3800	1900
9	9,75	3700	1700
10	9,25	3600	1800
11	8,75	3700	1700
12	8,25	3600	1800
13	7,75	3500	1700
14	7,25	3400	1600
15	6,75	3200	1600
16	6,25	3000	1500
17	5,75	3000	1500
18	5,25	2900	1400
19	4,75	2900	1400
20	4,25	2800	1300
21	3,75	2700	1300
22	3,25	2600	1200
23	2,75	2600	1200
24	2,25	2500	1100
25	1,75	2500	1100

ANEXO A

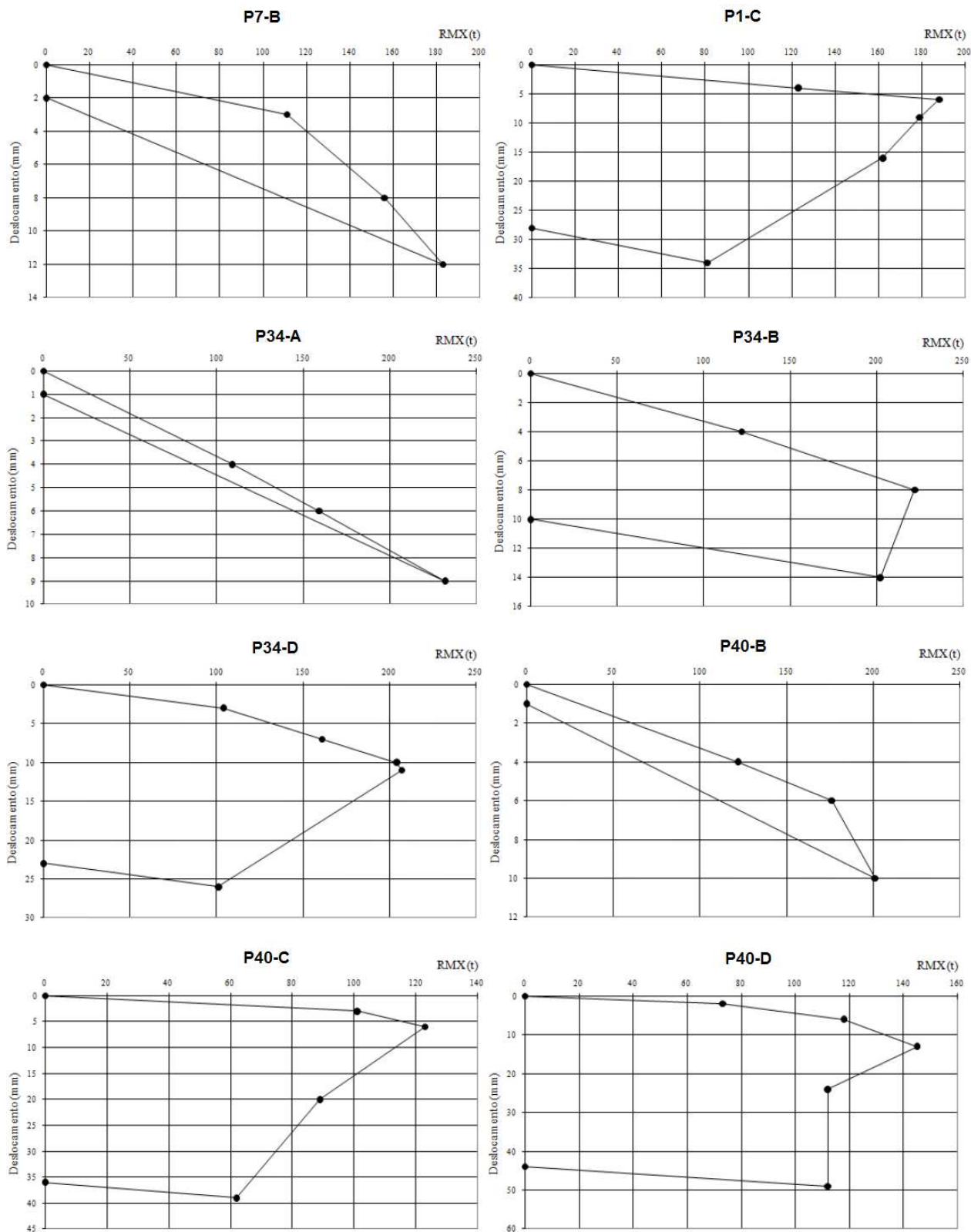


Figura I – Curvas RMX vs Deslocamento dadas pelo método CASE.

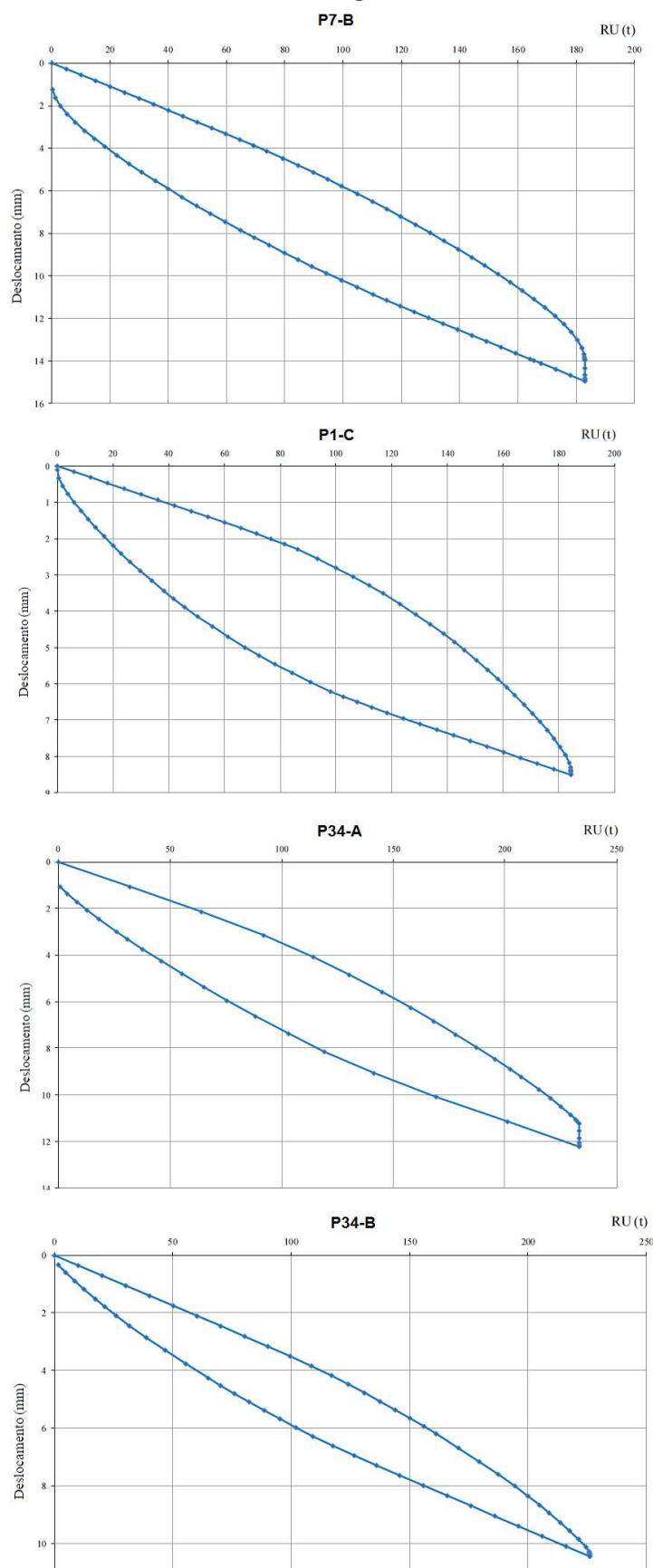
ANEXO B

Figura II – Curvas Carga vs Deslocamento das quatro primeiras estacas pela análise CAPWAP.

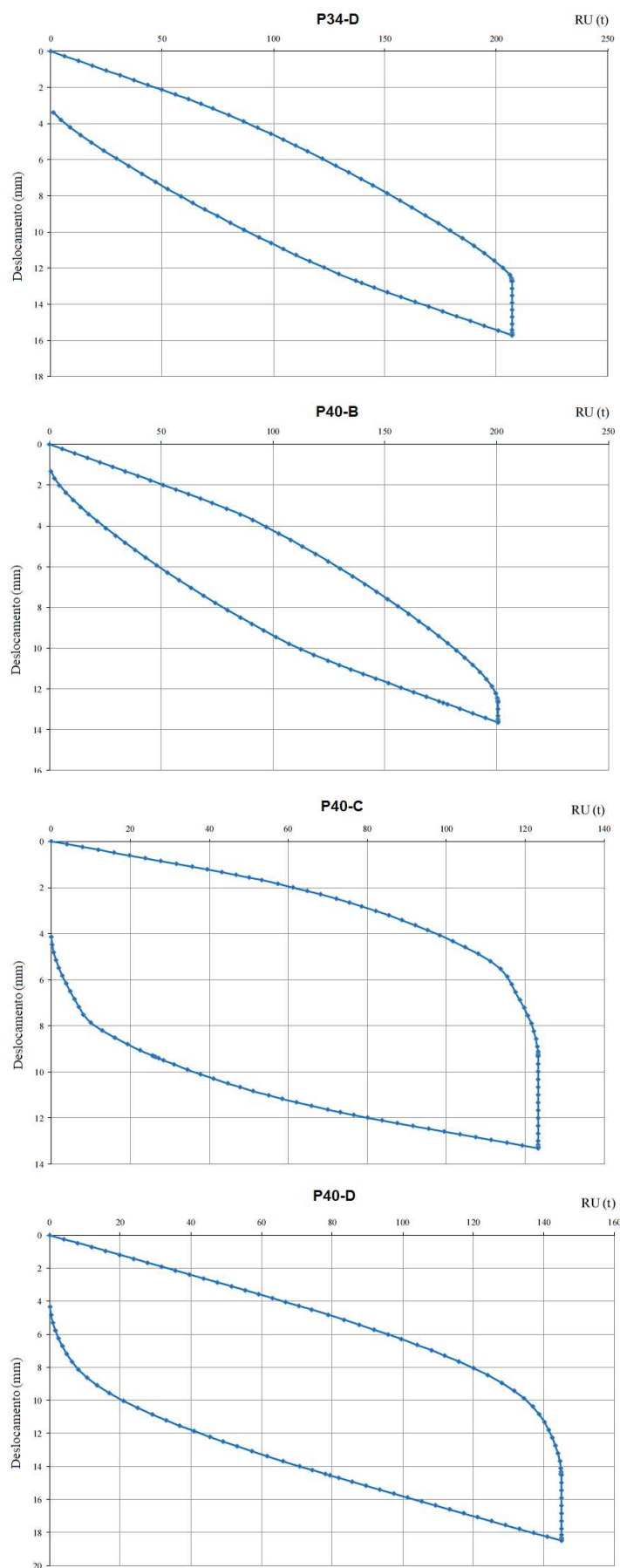


Figura III – Curvas Carga vs Deslocamento das quatro últimas estacas pela análise CAPWAP.