

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas  
em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas**

**Liamara Paglia Sestrem**

Porto Alegre  
2018

LIAMARA PAGLIA SESTREM

**MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ESTACAS  
ESCAVADAS EM SOLOS ARENOSOS ATRAVÉS DE PROVAS  
DE CARGA INSTRUMENTADAS**

TESE APRESENTADA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO  
EM ENGENHARIA CIVIL - PPGEC DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL – UFRGS COMO  
REQUISITO PARCIAL PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE  
DOUTORA EM ENGENHARIA.

Porto Alegre

2018

Ficha Catalográfica

---

S494m Sestrem, Liamara Paglia

Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas / Liamara Paglia Sestrem. – 2018.

271 f. : il. color.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2018.

Orientador: Fernando Schnaid.

Coorientador: Alessander C.M. Kormann

1. Estacas escavadas. 2. Prova de carga. 3. Solo arenoso. 4. Fundações (Engenharia). 5. Geotecnia. I. Schnaid, Fernando, orient. II. Kormann, Alessander C.M., coorient. III. Título.

CDU: 624.13 (043)

---

**LIAMARA PAGLIA SESTREM**

**MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ESTACAS  
ESCAVADAS EM SOLOS ARENOSOS ATRAVÉS DE PROVAS  
DE CARGA INSTRUMENTADAS**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTORA EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 15 de março de 2018

Fernando Schnaid  
Ph.D. pela University of Oxford  
Orientador

Alessander C. M. Kormann  
Dr. pela Universidade de São Paulo  
Co-orientador

Nilo Cesar Consoli  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Francisco de Rezende Lopes (UERJ)**  
Ph.D. University of London

**Prof. Jarbas Militistky (UFRGS)**  
University of Surrey

**Prof. Rodrigo Salgado (Purdue University)**  
Ph.D. University of California

Dedico à minha filha, Júlia, que ainda em meu ventre me transformou em uma pessoa muito melhor.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, inicialmente, ao Professor Ph.D Fernando Schnaid por todo o estímulo e motivação demonstrados durante a orientação desta tese. Agradeço também a amizade, consideração e disponibilidade demonstradas em todos os momentos. Sou imensamente grata pela oportunidade de trabalhar com um profissional e pesquisador tão incrível! Agradeço, da mesma forma, ao Professor Dr. Alessandro C. M. Kormann pelo apoio e incentivo demonstrados não apenas para o desenvolvimento da tese mas ao longo de toda a minha carreira profissional.

Às empresas e instituições de ensino que apoiaram e tornaram o possível a materialização do Campo Experimental de Araquari: UFRGS, UFPR, UDESC, Seconda Università degli Studi di Napoli, Brasfond, Dywidag, Fugro In Situ, Geoforma, Petrobras, Mineração Veiga, Votorantim Cimentos, Geotesc, Geotechne, FlexFer, PDI e Rudinick.

Ao Professor Dr. Edgar Odebrecht, pelo apoio, motivação e envolvimento ao desenvolvimento da pesquisa e do Campo Experimental de Araquari. Ao Professor Dr. Vítor Pereira Faro pela amizade, incentivo, contribuições e todo o apoio oferecido nos dias de alegria e insegurança. À Ana Luiza pelo apoio e competência nos mais diversos assuntos.

Ao meu esposo Ohara, pela confiança, motivação, apoio e companheirismo demonstrados diariamente ao longo desses anos de estudo e de ausência em diversos momentos. Aos meus pais, pelo incentivo à educação transmitidos desde a infância. Ao meu irmão, Luan, por todo o carinho, amor e cuidados que sempre teve comigo.

Aos novos amigos que que conheci na UFRGS, agradeço o acolhimento e todos os momentos de alegria e descontração. Em especial, agradeço à Thaís Kleinert pela hospitalidade e carinho durante todas as minhas viagens à Porto Alegre e também à Mozara Benetti pela amizade e por todos os bons momentos compartilhados.

Aos amigos de longa data e demais familiares, que fazem parte da minha essência e tornam a minha vida mais leve e feliz.

À todos aqueles que, direta ou indiretamente, tornaram possível o desenvolvimento desse trabalho.

## RESUMO

SESTREM, L.P. Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A experiência acumulada quanto à análise do comportamento de fundações, em relação aos diversos perfis de solos, vem confirmando a necessidade de realizar ensaios em verdadeira grandeza para avaliação de desempenho desses elementos. Aplicação de metodologias empíricas e semi-empíricas, limitadas à prática construtiva regional e às condições específicas que contemplaram o seu estabelecimento, resultam em incertezas nos métodos de previsão e dispersão entre valores de capacidade de carga medidos e previstos. Com base nessas evidências, os ensaios de prova de carga representam a técnica mais comumente empregada para previsão e avaliação da capacidade de suporte em estacas. Como resultado, obtém-se uma curva carga *versus* deslocamento a partir de um carregamento estático no topo do elemento. Quando executadas em estacas instrumentadas ao longo do fuste, permitem avaliar a mobilização (transferência) de resistências (cargas) ao longo da profundidade e dos carregamentos. Alternativamente, o uso de células expansivas bidirecionais, comumente denominadas de “*O-cell*”, vem crescendo em nível internacional e confirmando seu potencial de aplicação, embasado por vantagens que incluem a ausência de um sistema de reação e a obtenção de forma direta da resistência de ponta e atrito lateral durante os carregamentos. No intuito de contribuir para uma melhor compreensão dos mecanismos de transferência de carga envolvidos em ensaios estáticos, o presente estudo comparou resultados dessas duas metodologias através de três de ensaios estáticos convencionais e um bidirecional realizados em duas estacas escavadas de grande diâmetro em areia. A distribuição dos carregamentos medidos em função do deslocamento em termos de carga total e de atrito lateral ao longo desses quatro ensaios caracterizou-se por resultados similares. Pequenas diferenças foram observadas entre o ensaio de topo e bidirecional executados em um mesmo elemento de fundação e estão possivelmente associadas aos diferentes níveis de deformação obtidos com as duas técnicas. As condições de limpeza e integridade da ponta em estacas moldadas *in loco* estão associadas a incertezas ainda que os procedimentos usuais de controle e limpeza tenham sido executados. Divergências entre a parcela de contribuição de ponta ao longo dos ensaios avaliados podem estar associadas a esses fatores e a pequenas variações da geometria descritas em detalhes no trabalho. Deformações medidas pelos *strain gages* instalados ao longo do fuste da estaca permitiram avançar no entendimento dos mecanismos de transferência de carga existentes durante os carregamentos impostos. Os resultados indicam que o atrito começa a ser mobilizado desde os primeiros incrementos de carga e permanece se desenvolvendo com o aumento das deformações que não são constantes ao longo da profundidade. O comportamento medido ao longo do fuste varia em função do nível de confinamento e ainda da densidade relativa do solo subjacente. Os resultados permitem concluir também que ainda que existam esforços residuais atuantes, sua ordem de grandeza não reflete mudanças importantes no comportamento de elementos de fundação moldados *in loco*.

**Palavras-chave:** *Estacas escavadas; Prova de carga estática; Prova de carga bidirecional; Instrumentação geotécnica*

## ABSTRACT

SESTREM, L.P. Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The gained experience in foundations behavior analysis on different soil profiles confirms the need to perform tests on full-scale elements to evaluate pile performance. Application of empirical and semi-empirical methodologies, limited to the regional constructive practice and the specific conditions that led to its establishment, result in uncertainties in the prediction and dispersion methods between measured and predicted load capacity values. Based on these evidences, the load tests represent the most commonly used technique for predicting and evaluating pile capacity. As a result, a load versus displacement curve is obtained from a static load at the top of the element. When carried out in piles instrumented along the shaft, it is possible to evaluate the mobilization (transfer) of resistances (loads) along the depth and the loads. Alternatively, the use of bidirectional expansive cells, commonly referred to as "O-cell", has been growing internationally, which confirms its potential, based on advantages that include the absence of a reaction system and obtaining the toe resistance and lateral friction directly during loading. In order to contribute to a better understanding of the load transfer mechanisms involved in static loading tests, the present study compared the results of these two methodologies through three conventional and one bidirectional load tests carried out on two large diameter bored piles. The distribution of loadings measured as a function of the displacement in terms of total load and lateral friction over these four tests was characterized by similar results. Small differences were observed between conventional top-down and bidirectional tests performed on the same foundation member and are possibly associated with the different deformation levels obtained with the two techniques. Cleaning conditions and pile toe integrity in bored piles are associated with uncertainties even though the usual control and cleaning procedures have been performed. Divergences between the contributions of the pile toe resistance along the evaluated tests may be associated with these factors and small variations of the geometry. Deformations measured by the strain gages installed along the pile shaft allowed improving the understanding of the load transfer mechanisms during the loading procedures. The results indicate that shaft friction begins to be mobilized since the first load increments and continues to increase with the strains, which are not linear along the pile shaft. The behavior measured along the shaft is a function of vertical effective stress and relative density. The results also show that although there are active residual stresses, their magnitude does not reflect important changes in the behavior of bored piles.

**Key-words:** *Bored piles; Static load tests; Bidirectional tests; Geotechnical monitoring*



## SUMÁRIO

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>12</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>13</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>14</b>
<b>SUMÁRIO</b> .....	<b>11</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>11</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	<b>19</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS</b> .....	<b>20</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>23</b>
1.1. Justificativa e relevância da pesquisa.....	23
1.2. Objetivos.....	24
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>25</b>
2.1. Capacidade de suporte axial em estacas submetidas a esforços de compressão.....	25
2.1.1. Determinação da capacidade de carga última do sistema solo-estaca.....	25
2.1.2. Profundidade crítica.....	34
2.1.3. Tensões residuais.....	38
2.2. Prova de carga estática convencional.....	43
2.2.1. Resultados obtidos e métodos de interpretação.....	47
2.3. Ensaio bidirecional com célula expansiva hidrodinâmica (O-Cell).....	52
2.3.1. Resultados obtidos e métodos de interpretação.....	55
2.3.2. Comparativo entre as duas metodologias de ensaio.....	57
<b>3. CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI</b> .....	<b>63</b>
3.1. Localização e características gerais.....	64
3.1.1. Aspectos geológicos.....	69
3.1.2. Caracterização geotécnica.....	72
3.1.3. Sondagens a percussão – SPT.....	83
3.1.4. Ensaios de piezocone - CPTu.....	88
3.1.5. Ensaio dilatométrico sísmico.....	101
<b>4. EXECUÇÃO DAS ESTACAS</b> .....	<b>109</b>
4.1. Geometria.....	109
4.2. Características dos materiais utilizados.....	118

4.3.	Procedimentos executivos: preparo, montagem e execução das estacas ....	121
4.3.2.	Ensaio de integridade .....	129
4.4.	Ensaio de carregamento estático .....	139
4.4.1.	Prova de carga estática de topo instrumentada - PCE.....	139
4.4.2.	Prova de carga bidirecional - PCB.....	147
<b>5.</b>	<b>PROVAS DE CARGA.....</b>	<b>158</b>
5.1.	INSTRUMENTAÇÃO DE SUPERFÍCIE .....	158
5.1.1.	ET-04 – Prova de carga estática: PCE-01.....	158
5.1.2.	ET-06 – Ensaio bidirecional: PCB-01 .....	162
5.1.3.	ET-06 – Prova de carga estática: PCE-02 e PCE-03 .....	168
5.2.	Instrumentação em profundidade.....	175
5.2.1.	Estaca ET-04 (PCE-01) .....	177
5.2.2.	Estaca ET-06 (PCB-01) .....	182
5.2.3.	Estaca ET-06 (PCE-02 e PCE-03).....	185
<b>6.</b>	<b>INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>189</b>
6.1.	Transferência de carga .....	189
6.1.1.	Definição e considerações sobre o módulo .....	189
6.1.2.	Estaca ET-04 (PCE-01) .....	195
6.1.3.	Estaca ET-06 (PCE-02 e PCE-03).....	204
6.1.4.	Estaca ET-06 (PCB-01) .....	215
6.2.	Comparativos .....	221
6.2.1.	Distribuição de carga .....	223
6.2.2.	Parâmetros de projeto .....	230
<b>7.</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>259</b>
7.1.	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA .....	259
7.2.	Execução e instrumentação das estacas.....	261
7.3.	Comportamento e mecanismos de transferência de carga.....	262
7.4.	Considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.....	265
<b>8.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>266</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Atrito lateral unitário medido em uma estaca escavada de 1,8 m de diâmetro executada em solo argilo areno-siltoso e areno-argiloso .....	27
Figura 2.2 – Coeficientes $\beta$ em função do comprimento para estacas em areia.....	30
Figura 2.3 – Resistência de ponta unitária medida em duas estacas de 1,5 e 1,8 m de diâmetro .....	33
Figura 2.4 – Curvas de distribuição de carga: (a) Curva de distribuição do atrito lateral unitário proposta por Vesic (1970); (b) Carga residual presente em uma estaca imediatamente antes do início de um ensaio de prova de carga onde a linha contínua representa o comportamento sem a inclusão da carga residual e na contínua esses esforços foram considerados; (c) Comparativo entre a distribuição real de carga, carga residual e a distribuição obtida sem considerar as cargas residuais (Altaee et al. 1993).....	36
Figura 2.5 – Curvas de distribuição de carga: (a) Curva de distribuição do atrito lateral unitário aparente – sem inclusão de cargas residuais; (b) Curva de distribuição do atrito lateral unitário “real” –incluindo cargas residuais .....	37
Figura 2.6 – Distribuição das tensões horizontais em duas estacas.....	38
Figura 2.7 – Curva carga x recalque: (a) considerando carregamentos residuais e (b) sem considerar carregamentos residuais.....	40
Figura 2.8 – Análise da parcela de atrito lateral com e sem a inclusão de cargas residuais	41
Figura 2.9 – Análise da parcela de resistência de ponta com e sem a inclusão de cargas residuais .....	42
Figura 2.10 – Resultados de ensaios de prova de carga estática: diferenças obtidas de acordo com o tipo de carregamento: (a) carregamento incremental lento, (b) carregamento incremental rápido, (c) deslocamento controlado e (d) método do equilíbrio.....	44
Figura 2.11 – Comportamento típico de uma curva carga x recalque de uma estaca escavada .....	48
Figura 2.12 - Curva carga-deslocamento para estacas escavadas ( ). .....	49
Figura 2.13 – Interpretações da curva carga x recalque .....	51
Figura 2.14 – Célula expansiva hidrodinâmica - (a) instalação junto com a armadura da estaca e (b) esquema ilustrativo da expansão que ocorre ao longo do ensaio .....	53
Figura 2.15 – Instrumentação.....	54
Figura 2.16 – Exemplo de curva carga x deslocamento obtida em um ensaio bidirecional ..	55
Figura 2.17 – Exemplo de resultado de ensaio bidirecional – O-Cell.....	56
Figura 2.18 – Curva acumulada carga x deslocamento obtido com ensaio bidirecional.....	56

Figura 2.19 – Esquema ilustrativo comparando as duas formas de carregamento: (a) Prova de carga estática convencional; (b) Célula expansiva direcional instalada na ponta da estaca e (c) Célula expansiva direcional instalada em uma profundidade qualquer da estaca .....	58
Figura 2.20 – Resultados típicos de um ensaio bidirecional .....	59
Figura 2.21 – Resultado dos ensaios convencionais (estágios 1 e 3) e bidirecionais realizados (estágios 2 e 4) .....	60
Figura 2.22 – Distribuição de carregamentos medidos e “espelhados” ao longo da profundidade .....	61
Figura 2.23 – Distribuição de carregamento e coeficiente beta .....	62
Figura 3-1 – Localização do Campo Experimental de Araquari – CEA.....	64
Figura 3-2 – Vista aérea do Campo Experimental de Araquari, em Santa Catarina .....	65
Figura 3-3 – Distribuição em planta das estacas teste, de reação e das sondagens no Campo Experimental de Araquari .....	68
Figura 3-4 – Mapa geológico do litoral norte ou Setor 1.....	70
Figura 3-5 - Fotografias MEV ao longo da profundidade.....	76
Figura 3-6 – Resistência ao cisalhamento em solos granulares: composição e fatores de influência .....	79
Figura 3-7 – Evolução do ângulo de atrito mobilizado em areias .....	80
Figura 3-8 – Distribuição granulométrica antes e depois da realização de ensaios de ring shear .....	81
Figura 3-9 – Distribuição granulométrica antes e depois da realização de ensaios de ring shear .....	82
Figura 3-10 – Amostras, variação do NSPT e da porcentagem de material passante na peneira nº200 ao longo da profundidade nos três furos realizados .....	87
Figura 3-11 – Execução de ensaios de cone no Campo Experimental de Araquari: (a) penetrômetro TG73-2000, (b) conjunto de cravação pronto para ensaio e (c) detalhe da ponteira com filtro posicionado na posição u2.....	89
Figura 3-12 – Comparativo entre os valores de resistência de ponta ( $q_t$ ) obtidos com os CPTu's: (a) todos os resultados e (b) estacas avaliadas no presente trabalho .....	91
Figura 3-13 – Comparativo entre os valores de atrito lateral ( $f_s$ ) obtidos com os CPTu's: (a) todos os resultados e (b) estacas avaliadas no presente trabalho .....	92
Figura 3-14 – Comparativo entre os valores de proressão ( $u_0$ e $u_2$ ) obtidos com os CPTu's: (a) todos os resultados e (b) estacas avaliadas no presente trabalho .....	93
Figura 3-15 – Razão de Atrito (FR) .....	94
Figura 3-16 – Sistema de classificação de solos baseado em resultados de ensaios de cone proposto por Robertson et al. (1986).....	96

Figura 3-17 – Parâmetros obtidos com base nos resultados dos CPTu's: (a) peso específico natural e (b) parâmetro de poropressão Bq.....	97
Figura 3-18 – Classificação dos resultados com base em Robertson et al. (1986) .....	98
Figura 3-19 – Resumo com os resultados de CPTu ao longo do eixo das estacas ET-04 e ET-06 ET-06 .....	100
Figura 3-20 – Esquema ilustrativo funcionamento da lâmina de um dilatômetro .....	102
Figura 3-21 – Esquema ilustrativo funcionamento da lâmina de um dilatômetro .....	103
Figura 3-22 – Resultados obtidos com o SDMT-01.....	106
Figura 3-23 - Resultados obtidos com o SDMT-03 .....	108
Figura 4-1 – Execução das estacas com uso de camisa metálica no topo: (a) perfuração e (b) detalhe da camisa.....	110
Figura 4-2 – Croqui ilustrativo da geometria e distribuição dos sensores ao longo do fuste da ET-04 .....	111
Figura 4-3 – Croqui ilustrativo da geometria e distribuição dos sensores ao longo do fuste da ET-06 .....	112
Figura 4-4 – Sensores TIP para monitoramento das variações de temperatura ao longo da cura do concreto na ET-05 .....	114
Figura 4-5 – Temperatura medida ao longo da profundidade durante o ensaio de TIP na estaca ET-05 (GEOTECHNE, 2014).....	115
Figura 4-6 – Raio estimado ao longo da profundidade com base no ensaio TIP na estaca ET-05 (GEOTECHNE, 2014).....	116
Figura 4-7 – Raio estimado ao longo da profundidade com base no ensaio TIP na estaca ET-05 (GEOTECHNE, 2014).....	117
Figura 4-8 – Resistência a compressão do concreto – ET-06.....	119
Figura 4-9 – Resistência a compressão do concreto – estacas de reação da ET-06 .....	119
Figura 4-10 – Resistência a compressão do concreto – blocos .....	120
Figura 4-11 – Resistência a compressão do concreto – ET-04.....	120
Figura 4-12 – Resistência a compressão do concreto – estacas de reação da ET-04 .....	120
Figura 4-13 – Comparativo da evolução da resistência à compressão do concreto .....	121
Figura 4-14 – Armaduras utilizadas nas estacas de teste: (a) segmentos de 12 m e (b) união de dois segmentos com solda .....	122
Figura 4-15 – Eixos de instrumentação: detalhe com a distribuição dos sensores de acordo com a nomenclatura padronizada .....	124
Figura 4-16 – Distribuição dos sensores previamente à sua fixação .....	125
Figura 4-17 – Strain gages fixados à armadura longitudinal: (a) vista geral e (b) detalhe ..	125
Figura 4-18 – Etapa de içamento da armadura: (a) definição dos pontos de apoio,.....	128
Figura 4-19 – Resultado do ensaio de integridade PIT obtido para a estaca ET04 .....	130

Figura 4-20 – Resultado do ensaio de integridade PIT obtido para a estaca ET06 .....	131
Figura 4-21 – Preparo das estacas para realização de ensaio de cross-hole: (a) Detalhe tubos e conexões, (b) montagem dos tubos e (c) tubos após instalação .....	132
Figura 4-22 – Execução ensaio cross-hole: (a) inserção do transmissor e do receptor, (b) detalhe desses equipamentos já instalados e (c) conexão dos equipamentos ao sistema de leituras .....	134
Figura 4-23 – Resultado do ensaio de Cross-hole na ET-04 .....	135
Figura 4-24 – Resultado do ensaio de Cross-hole na ET-06 .....	136
Figura 4-25 – Comparativo entre os resultados dos ensaios de integridade executados na ET-04 .....	137
Figura 4-26 – Comparativo entre os resultados dos ensaios de integridade executados na ET-06 .....	138
Figura 4-27 – Detalhe da armadura das estacas de reação a) emenda com luvas b) esperas expostas .....	141
Figura 4-28 – Croqui ilustrativo com as estacas teste e suas respectivas estacas de reação: (a) ET-04 e (b) ET-06 .....	141
Figura 4-29 – Sistema de reação utilizado durante as provas de carga estática de topo ...	142
Figura 4-30 – Detalhamento do sistema de reação utilizado durante as provas de carga estática de topo .....	142
Figura 4-31 – Sistema de aplicação de cargas durante a prova de carga estática de topo	143
Figura 4-32 – Instrumentação de superfície .....	144
Figura 4-33 – Instrumentação de superfície para monitoramento das estacas de reação: (a) leituras individuais no topo de cada estaca e (b) controle de verticalidade em todas as barras que conectam as estacas ao sistema de reação.....	144
Figura 4-34 – Configuração das leituras da instrumentação em profundidade (strain gages) na estaca ET-04 durante a prova de carga estática.....	145
Figura 4-35 – Configuração das leituras da instrumentação em profundidade (strain gages) na estaca ET-06 durante a prova de carga estática.....	146
Figura 4-36 – Células expansivas (O-Cell) utilizada para realização do ensaio bidirecional na ET-06 .....	148
Figura 4-37 – Esquema ilustrativo com placas de regularização e guia para passagem do tubo tremonha de concreto.....	149
Figura 4-38 – Ensaio bidirecional: esquema ilustrativo da instrumentação.....	150
Figura 4-39 – Ensaio bidirecional: passo a passo para instalação das células expansivas: (a) posicionamento das células sobre a placa de regularização inferior, (b) posicionamento da placa superior, (c) e (d) verificação do alinhamento e (e) conjunto soldado à armadura superior e inferior .....	151

Figura 4-40 – Sensores instalados para monitoramento da expansão das células: (a) vista geral e (b) detalhe com o posicionamento acima das placas de regularização .....	152
Figura 4-41 – Ensaio bidirecional: instrumentação para monitoramento do deslocamento de ponta, compressão elástica da parte superior da estaca e deformações ao longo do fuste	153
Figura 4-42 – Reforço provisório utilizado para içamento da armadura da ET-06: (a) detalhe durante instalação, (b) após içamento e (c) retirada dos reforços após içamento para instalação da armadura .....	154
Figura 4-43 – Instalação da armadura na ET-06: (a) detalhe durante o posicionamento da armadura e (b) concretagem com auxílio de tubo tremonha .....	155
Figura 4-44 – Croqui ilustrativo executivo da ET-06 e instrumentação complementar para ensaio bidirecional .....	156
Figura 4-45 – Estrutura necessária para realização do ensaio bidirecional .....	157
Figura 5-1 – Comparativo entre os deslocamentos medidos nos quatro deflectômetros instalados no topo da estaca ET-04 .....	160
Figura 5-2 – Comparativo entre os deslocamentos ao longo do tempo para cada incremento de carga durante a PCE-01 na ET-04 .....	160
Figura 5-3 – Curva carga versus deslocamento da PCE-01 realizada na ET-04 .....	161
Figura 5-4 – Deslocamentos obtidos com as estacas de reação durante a PCE na ET-04: (a) primeiro carregamento, (b) descarregamento, (c) recarregamento e (d) descarregamento final .....	162
Figura 5-5 – Monitoramento dos deslocamentos de topo durante ensaio bidirecional (PCB-01) na ET-06 .....	165
Figura 5-6 – Monitoramento da expansão das células expansivas durante ensaio bidirecional (PCB-01) na ET-06 .....	165
Figura 5-7 – Compressão superior e deslocamento de ponta medido .....	166
Figura 5-8 – Monitoramento da abertura da célula expansiva durante o ensaio (valores médios) .....	167
Figura 5-9 – Deslocamentos na parte superior e inferior da estaca durante ensaio bidirecional (PCB-01) na ET-06 .....	167
Figura 5-10 – Ensaio bidirecional: definição de movimento ascendente e descendente ....	168
Figura 5-11 - Comparativo entre os deslocamentos medidos nos quatro deflectômetros instalados no topo da estaca durante a PCE-02 e PCE-03 na ET-06 .....	171
Figura 5-12 – Curva carga versus deslocamento da prova de carga estática realizada durante a PCE-02 na ET-06 .....	172
Figura 5-13 – Comparativo entre os deslocamentos ao longo do tempo para cada incremento de carga na ET-06: (a) durante a PCE-02 e (b) durante a PCE-03 .....	173

Figura 5-14 – Monitoramento das estacas de reação na ET-06: (a) durante a PCE-02, (b) descarregamento da PCE-02, (c) durante a PCE-03 e (d) descarregamento da PCE-03...	175
Figura 5-15 – Variações de deformação médias em cada nível instrumentado durante a PCE-01 na ET-04	179
Figura 5-16 – Variações das deformações em cada nível instrumentado durante a PCE-01 na ET-04	181
Figura 5-17 – Deformações medidas ao longo do fuste durante ensaio bidirecional na ET-06	184
Figura 5-18 – Variações de deformação médias em cada nível instrumentado em função do tempo durante o ensaio bidirecional na ET-06	185
Figura 5-19 – Variações das deformações em cada nível instrumentado durante a PCE-02 e PCE-03 na ET-06	187
Figura 5-20 – Variações de deformação médias em cada nível instrumentado durante a PCE-02 na ET-06	188
Figura 6-1 – Variação da rigidez secante em função da deformação para uma estaca de concreto	192
Figura 6-2 – Variação da rigidez secante em função da deformação para uma estaca de concreto pré-carregada	192
Figura 6-3 – Variações do módulo tangente	193
Figura 6-4 – Relação entre carga e deformação ao longo da profundidade durante a PCE-01: à esquerda: durante o primeiro carregamento, à direita: durante o recarregamento	196
Figura 6-5 – Comparativo entre módulos obtidos para a ET-04 (PCE-01): (a) Módulo secante e (b) Módulo tangente	198
Figura 6-6 – Comparativo entre rigidez tangente e secante obtidos para a ET-04 durante a PCE-01: (a) Rigidez secante e (b) Rigidez tangente	199
Figura 6-7 – Equações definidas para relacionar o valor de módulo com o nível de deformação ao longo da PCE-01 na ET-04	200
Figura 6-8 – Comportamento medido ao longo da PCE-01 na ET-04: à esquerda a distribuição de carga e à direita o atrito lateral unitário	201
Figura 6-9 – Distribuição do atrito lateral unitário em função do deslocamento de topo durante a PCE-01	202
Figura 6-10 – Comparativo distribuição de cargas com diferentes módulos e metodologias para o carregamento de 6990 kN na ET-04	204
Figura 6-11 – Relação entre carga aplicada no topo e deformação: à esquerda (PCE-02): carregamento com o sistema de drenagem aberto e à direita (PCE-03): carregamento com o sistema de drenagem fechado	205



Figura 6-12 – Comparativo entre módulos tangente e secante em todos os ensaios na ET-06: à esquerda escala geral de deformações e à direita eixo das deformações limitados a 120 $\mu\epsilon$ .....	206
Figura 6-13 – Equações obtidas para calibração dos valores de módulo em função do nível de deformação .....	207
Figura 6-14 – Distribuição de carga na ET-06: à esquerda durante a PCE-02 e à direita durante a PCE-03 .....	208
Figura 6-15 – Distribuição do atrito lateral unitário na ET-06: à esquerda durante a PCE-02 e à direita durante a PCE-03 .....	209
Figura 6-16 – Distribuição do atrito lateral unitário em função do deslocamento de topo na ET-06: à esquerda durante a PCE-02 e à direita durante a PCE-03 .....	210
Figura 6-17 – Comparativo distribuição de cargas com diferentes módulos e metodologias: à esquerda durante a PCE-02 e à direita durante a PCE-03 .....	212
Figura 6-18 – Comparativo entre valores de atrito lateral obtidos com diferentes módulos	213
Figura 6-19 – Comparativo entre valores de resistência de ponta obtidos com diferentes módulos .....	214
Figura 6-20 – Leituras dos strain gages durante o carregamento bidirecional na ET-06....	215
Figura 6-21 – Valores de módulo secante obtidos com base em N6 e N7 para a ET-06 ...	216
Figura 6-22 – Comparativo entre módulos tangente e secante em todos os ensaios na ET-06: à esquerda escala geral de deformações e à direita eixo das deformações limitados a 120 $\mu\epsilon$ .....	216
Figura 6-23 – Equações de calibração dos valores de módulo em função da deformação durante a PCB-01 na ET-06 .....	217
Figura 6-24 – Distribuição de carga obtida para a PCB-01 na ET-06: à esquerda a partir de N7 e à direita a partir de N6.....	218
Figura 6-25 – Atrito lateral unitário ao longo da PCB-01 a partir de N7 .....	219
Figura 6-26 – Curva carga - recalque equivalente PCB-01 .....	220
Figura 6-27 – Comparativo distribuição de cargas com diferentes módulos e metodologias para o carregamento de 2550 kN durante a PCB-01 na ET-06 .....	221
Figura 6-28 – Variação dos carregamentos em função do tempo durante as provas de carga realizadas .....	222
Figura 6-29 – Variação do tempo de aplicação dos incrementos de carga impostos nas provas de carga realizadas .....	222
Figura 6-30 – Comparativo da distribuição de carga total em todas as provas de carga: à esquerda escala geral e à direita escala expandida limitada a 50 mm .....	226
Figura 6-31 – Comparativo da distribuição do atrito lateral em todas as provas de carga..	227

Figura 6-32 – Comparativo dos resultados obtidos em todos os ensaios analisados: à esquerda a distribuição de carga entre as provas de carga e à direita o atrito lateral unitário .	228
Figura 6-33 – Comparativo da distribuição da resistência de ponta em todas as provas de carga	230
Figura 6-34 – Comparativo entre valores de ângulo de atrito de pico calculados através de Mayne (2006) e de ângulo de atrito de pico e no estado crítico obtidos por Lavalle (2017)	232
Figura 6-35 – Croqui esquemático com o resumo dos parâmetros utilizados ao longo das análises propostas.	234
Figura 6-36 – Comparativo entre distribuição de cargas obtidas com e sem a inclusão de tensões residuais.	237
Figura 6-37 – Comparativo valores de $K_s$ medidos.	240
Figura 6-38 – Comparativo valores de $K_s/K_0$ medidos considerando uma mesma escala em x	241
Figura 6-39 – Variação de $K_s/K_0$ em função o nível de carregamento	242
Figura 6-40 – Variação de $K_s/K_0$ em função o nível de deformação no topo	243
Figura 6-41 – Comparativo das variações de $K_s/K_0$ e do atrito lateral unitário ao longo dos maiores incrementos de carga e em relação à parâmetros obtidos em investigações geotécnicas	244
Figura 6-42 – Comparativo variação de $K_s/K_0$	245
Figura 6-43 – Perfil de dilatação na zona de cisalhamento ao longo da profundidade para uma estaca com 10 m de comprimento e diâmetro de 0,3 m.	246
Figura 6-44 – Variação de $K_s$ em função da tensão efetiva vertical em areias com diferentes densidades relativas.	247
Figura 6-45 – Variação de $K_s/K_0$ em função da densidade relativa para diferentes distâncias do ponto de aplicação de carga: à esquerda $\sigma'_v < 100$ kPa e à direita para $\sigma'_v > 100$ kPa	247
Figura 6-46 – Variação de $K_s/K_0$ em função da densidade relativa para diferentes níveis de tensão efetiva vertical inicial: à esquerda - proposta original (Salgado, 2010) e à direita – incluindo os dados medidos no presente estudo.	248
Figura 6-47 – Variação de $K_s/K_0$ em função da carga medida pelos strain gages: (a) escala geral e (b) Para tensões verticais efetivas iniciais acima de 100 kPa	250
Figura 6-48 – Ganho de atrito lateral ( $K_s/K_0$ ) em relação ao nível de deformações até 1% ...	251
Figura 6-49 – Ganho de atrito lateral ( $K_s/K_0$ ) em relação ao nível de deformações acima de 1	252
Figura 6-50 – Variação de $K_s/K_0$ em função da deformação: (a) Escala geral e (b) Para deformações acima de 0,5% e variações de $K_s/K_0$ até 3	255

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores usuais de coeficientes $\beta$ .....	29
Tabela 2.2 – Fator $\beta$ para estacas escavadas.....	30
Tabela 2.3 – Determinação da resistência de ponta em estacas.....	31
Tabela 2.4 – Valores típicos de $N_t$ .....	32
Tabela 2.5 – Recomendações normativas com relação à quantidade mínima de provas de carga .....	47
Tabela 3-1 – Cronograma de atividades do Campo Experimental de Araquari .....	63
Tabela 3-2 – Resumo com a descrição das estacas que compõe o Campo Experimental de Araquari .....	66
Tabela 3-3 – Dados das sondagens realizadas .....	67
Tabela 3-4 – Síntese das unidades litoestratigráficas e mapas correspondentes .....	71
Tabela 3-5 – Resumo com os resultados de ensaios de laboratório de caracterização .....	73
Tabela 3-6 – Valores de ângulo de atrito no estado crítico obtidos em diversos estudos.....	78
Tabela 3-7 – Dados dos ensaios SPT .....	85
Tabela 3-8 – Classificação do solo em função da razão de atrito .....	94
Tabela 3-9 – Classificação de solos em função do índice de classificação do material $I_c$ ....	97
Tabela 4-1 – Principais características das estacas que compõe o Campo Experimental de Araquari .....	109
Tabela 4-2 – Principais características das estacas estudadas .....	110
Tabela 4-3 – Interpretação da variação geométrica da ET-05 ao longo da profundidade ..	118
Tabela 4-4 – Detalhe da armadura utilizada nas estacas do CEA .....	122
Tabela 4-5 – Níveis dos Strain gages instalados nas estacas teste ET04 e ET06 .....	123
Tabela 4-6 – Comprimento dos tubos durante o ensaio de Cross-hole .....	133
Tabela 4-7 – Variação geométrica interpretada para as estacas ET-04 e ET06.....	138
Tabela 4-8 – Descrição do período de execução das estacas e dos carregamentos estáticos .....	139
Tabela 4-9 – Resumo com a descrição das estacas de reação que compõe o Campo Experimental de Araquari .....	140
Tabela 5.1 – Prova de carga estática na ET-04: principais informações .....	159
Tabela 5.2 – Deslocamentos medidos ao longo da PCE-01 na ET-04 .....	161
Tabela 5.3 – Prova de carga bidirecional na ET-06: principais informações.....	164
Tabela 5.4 – Resumo com as informações da PCE-02 e PCE-03 realizada na ET-06.....	170
Tabela 5.5 – Deslocamentos medidos ao longo da PCE-02 na ET-06 .....	174
Tabela 5.6 – Distribuição e especificações strain gages instalados ao longo do fuste da ET-04 .....	176
Tabela 5.7 – Distribuição e especificações dos strain gages instalados ao longo do fuste da ET-06 .....	177
Tabela 6-1 – Módulo secante composto (concreto e aço) calculado para a ET-04 .....	194
Tabela 6-2 – Módulo secante composto (concreto e aço) calculado para a ET-06 .....	195
Tabela 6-3 – Valores de ângulo de atrito no estado crítico obtidos com base em ensaios de laboratório .....	231
Tabela 6-4 – Deformações medidas ao longo da profundidade durante a PCE-01 na ET-04 ..	256
Tabela 6-5 – Deformações medidas ao longo da profundidade durante a PCE-02/03 na ET-06 .....	257
Tabela 6-6 – Deformações medidas ao longo da profundidade durante a PCB-01 na ET-06 ..	258

## LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

$N_c, N_q, N_\gamma$	fatores de capacidade de carga da estaca
$\delta$ ou $\phi_a$	ângulo de atrito na interface solo-estaca
$\phi$	ângulo de atrito do solo
$\gamma$	peso específico do solo
$\delta$	recalque
$\sigma'_{ho}$	tensão efetiva horizontal inicial
$\sigma'_v$	tensão vertical efetiva
$\sigma'_{v0}$	tensão vertical efetiva
$\sigma'_{Z=D}$	tensão efetiva de sobrecarga na ponta da estaca
$N_t$	coeficiente de base
$\sigma_{vb}$	tensão vertical no solo no nível da base da estaca
A	área da estaca em um determinado nível de instrumentação <i>i</i>
a	razão entre a área da ponteira na base do cone
$A_b$	área da base da estaca
$A_c$	área do concreto
$A_p$	área da ponta
$A_s$	área do aço
$B_q$	parâmetro de poropressão
c	coesão do solo
C	fator de calibração dos <i>strain gages</i>
$c_a$	intercepto coesivo ou adesão
D	diâmetro da estaca
E	módulo de elasticidade
$E_c$	módulo do concreto
$E_{ci}$	módulo de elasticidade inicial da estaca

$E_{cs}$	módulo de elasticidade secante estaca
$E_D$	módulo dilatométrico
$E_s$	módulo do aço
ET	estaca
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_s$	atrito lateral medido durante o ensaio de cone
$I_c$ e $I_{CRW}$	índice de classificação
$I_D$	índice do material medido no ensaio dilatométrico
K	coeficiente térmico dos <i>strain gages</i>
$K_0$	coeficiente de empuxo lateral no repouso
$K_0$	coeficiente de tensão horizontal no repouso
$K_D$	índice de tensão horizontal medido no ensaio dilatométrico
$K_D$	índice de tensão horizontal medido no ensaio dilatométrico
$K_s$	coeficiente de empuxo lateral
$N_{SPT,60}$	número de golpes do ensaio a percussão com correção de energia
$N_{SPT}$	número de golpes do ensaio a percussão
OCR	razão de sobreadensamento
PCB	prova de carga bidirecional
PCE	prova de carga estática
$P_i$	carga na estaca em um nível instrumentado <i>i</i>
$Q_b$	resistência de ponta última
$q_c$	resistência de ponta medida durante o ensaio de cone
$Q_l$	atrito lateral último
$q_{sL}$	atrito lateral unitário
$q_t$	resistência real mobilizada
$R_0$	leitura inicial dos <i>strain gages</i>
$R_1$	é a leitura atual dos <i>strain gages</i>
RF	razão de atrito

$T_0$	temperatura inicial dos <i>strain gages</i>
$T_1$	temperatura atual dos <i>strain gages</i>
$u_0$	poropressão de equilíbrio
$u_2$	poropressão medida durante o ensaio de cone
$W$	peso da estaca
$W$	peso da estaca
$\alpha_E$	índice de correção do módulo em função da natureza do agregado
$\beta$	coeficiente beta
$\Delta \sigma'_{hl}$	variações de tensão induzidas pelos processos carregamento da estaca
$\Delta \sigma'_{hc}$	variações de tensão induzidas pelos processos de instalação
$\varepsilon_i$	deformação medida em um determinado nível de instrumentação <i>i</i>
$\sigma_n$	tensão normal no contato solo-estaca
$\tau$	resistência ao cisalhamento solo-estaca
$\psi$	é o ângulo da cunha de ruptura
$L$	comprimento do fuste
$\Phi'_g$	resistência ao cisalhamento conforme a geometria dos grãos
$\Phi'_{mob}$	resistência ao cisalhamento mobilizada
$\Phi'_u$	resistência ao cisalhamento através do atrito do solo

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Dentre os maiores desafios encontrados na engenharia de fundações, destaca-se a determinação da capacidade de carga de estacas que depende, entre outros fatores, do conhecimento de propriedades do solo e suas alterações, resultantes da execução da fundação e do conhecimento do mecanismo de interação solo-estaca. Tal informação pode ser obtidas através de ensaios de prova de carga que fornecem a curva carga *versus* deslocamento e permitem avaliar a mobilização (transferência) de resistências (cargas) ao longo da profundidade.

Alternativamente, existem metodologias empíricas e semi-empíricas comumente utilizadas. Salienta-se, entretanto, que a experiência acumulada sobre a análise do comportamento de fundações em relação aos diversos perfis de solos vem confirmando a necessidade de realizar ensaios para avaliação de desempenho desses elementos, estando a aplicação desses métodos limitada à prática construtiva regional e às condições específicas que contemplaram o seu estabelecimento.

Por se tratarem de elementos inacessíveis para inspeções e operações de manutenção, as estacas representam estruturas suscetíveis a muitas incertezas em relação à sua integridade estrutural e capacidade. Logo, o monitoramento e o controle de fundações profundas através do uso de um adequado sistema de instrumentação, aquisição e interpretação de dados desempenham um papel fundamental na avaliação do comportamento destas estruturas.

A evolução da tecnologia associada aos vários tipos de ensaio atualmente disponíveis no mercado para avaliação da integridade e capacidade das estacas de concreto disponibilizam ferramentas indispensáveis no controle das mesmas. Em campo, podem ser realizados procedimentos como provas de carga estáticas, controle pela nega, controle pelo repique e controle por instrumentação dinâmica. Com relação a integridade dos materiais, podem-se citar os ensaios de integridade e tomografia de estacas (*Cross Hole*).

Estacas escavadas tendem a apresentar, em maior ou menor grau, variações de seção ao longo de seu comprimento, o que pode requerer uma análise apropriada de efeitos de inércia do solo. Adicionalmente, a concretagem *in loco* pode conduzir a elementos com propriedades estruturais distintas das usualmente encontradas em estacas pré-fabricadas.

Cabe salientar ainda que a cada ciclo de carregamento - estático ou dinâmico - acumulam-se deslocamentos e tensões residuais que devem ser considerados no

desempenho da estaca sobre carga. No intuito de contribuir para uma melhor compreensão dos mecanismos envolvidos em ensaios estáticos de estacas escavadas, o presente estudo busca comparar resultados de ensaios estáticos com carregamentos de topo e bidirecionais (*O-cell*), buscando definir uma correlação entre estas duas metodologias.

## 1.2. OBJETIVOS

Busca-se com a presente pesquisa avaliar o desempenho estático de estacas instrumentadas, em solos arenosos, obtido com a aplicação de duas técnicas de provas de carga, uma utilizando estruturas de reação e outra uma célula bidirecional. Resultados das provas de carga são analisados criticamente para (a) entendimento dos mecanismos de interação solo-estaca e (b) identificação de vantagens e limitações das técnicas adotadas nas provas de carga.

Para que o objetivo geral possa ser alcançado foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Comparar os procedimentos de ensaio envolvidos em duas metodologias distintas de aplicação de carga: carregamento convencional de compressão, realizado no topo da estaca e carregamento bidirecional, executado pela ponta ou em uma profundidade específica acima dessa cota da estaca;
- Avaliar os resultados obtidos com quatro provas de carga (três convencionais e uma bidirecional) em estacas instrumentadas com vistas a mapear as limitações e avanços obtidos com cada metodologia;
- Comparar o desempenho de uma estaca submetida apenas a carregamentos convencionais com outro elemento de geometria similar submetida inicialmente a um carregamento bidirecional e recarregada pelo topo a partir de avaliações de métodos de interpretação de curvas carga versus recalque tanto para obtenção da carga de ruptura como para obter as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta.
- Caracterizar os mecanismos de transferência de carga envolvidos em carregamentos verticais estáticos de compressão com ênfase em elementos de grande dimensão em solos arenosos;



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. CAPACIDADE DE SUPORTE AXIAL EM ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO

O entendimento da capacidade de suporte axial de uma estaca inclui a avaliação do elemento estrutural (estaca) e considerações quanto à transmissão dos esforços ou carregamentos ao terreno através da base da fundação (resistência de ponta) e da superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação destas duas parcelas (ABNT, 2010). A compreensão do processo de transferência de carga (ou esforços) é um processo de alta complexidade que vem sendo constantemente discutido em trabalhos científicos em âmbito nacional e internacional.

Em complemento a isso, ressalta-se que o dimensionamento de um elemento de fundação deve contemplar avaliações contra possíveis modos de colapso (atendimento ao estado limite de último) – dentre os quais destaca-se a perda de capacidade de carga e também a obtenção de deslocamentos em serviço dentro de limites de tolerância (atendimento aos estados limite de utilização). Cabe salientar ainda que a mobilização tanto do atrito lateral como da resistência de ponta está relacionada à ocorrência de diferentes níveis de recalque, os quais estão associados aos mecanismos de transferência de carga e, conseqüentemente, à interação entre o solo e a estaca. O entendimento destes mecanismos exige a execução de ensaios em estacas instrumentadas, sob condições controladas, em locais com características geotécnicas definidas.

#### 2.1.1. Determinação da capacidade de carga última do sistema solo-estaca

Segundo Poulos & Davis (1980), o dimensionamento da capacidade axial de suporte de um elemento de fundação normalmente é realizado a partir de duas abordagens clássicas:

- Métodos estáticos, cujo dimensionamento é feito a partir conceitos de mecânica dos solos que utilizam propriedades do solo determinadas através de ensaios de laboratório ou *in situ*;
- Métodos dinâmicos, onde a estimativa da capacidade de carga é feita a partir de resultados de prova de carga na qual são aplicados esforços dinâmicos.

Segundo Velloso & Lopes (2010) os métodos estáticos podem ainda ser classificados em:

- Racionais ou teóricos, que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo;
- Semi-empíricos, que se baseiam em resultados de ensaios *in situ* de penetração (e.g. SPT e CPTU).

Os autores citam ainda a possibilidade de calcular a capacidade de carga de uma estaca a partir de métodos empíricos, ou seja, utilizando apenas a classificação das camadas de subsolo. Por resultarem em uma estimativa preliminar e aproximada da capacidade de carga, tais procedimentos não serão descritos no presente trabalho. Análises envolvendo aplicação de métodos semi-empíricos também não compreendem o escopo do presente trabalho e, portanto, não serão detalhadas no presente capítulo

A capacidade de carga última de uma fundação pode ser descrita através de uma expressão geral proposta por Poulos & Davis (1980) em função do peso da fundação ( $W$ ), a resistência lateral ao longo do fuste ( $Q_l$ ) e a resistência na base da fundação ( $Q_b$ ), podendo ser representados pela equação Equação 2-1 ():

$$Q_t = Q_l + Q_b - W \quad \text{Equação 2-1}$$

onde:  $Q_l$  é o atrito lateral último  
 $Q_b$  é a resistência de ponta última  
 $W$  é o peso da estaca

Anjos (2006) ressalta uma incoerência na definição da equação Equação 2-1 com base na premissa de que as parcelas de fuste e base se mobilizam em níveis de deslocamentos diferentes e não simultaneamente como a formulação sugere. Para fins de projeto, contudo, a precisão obtida com essa formulação é suficiente (Poulos & Davis 1980). A Figura 2.1 apresenta um exemplo onde o atrito havia sido totalmente mobilizado após atingir um deslocamento de aproximadamente 0,25% do diâmetro da estaca.

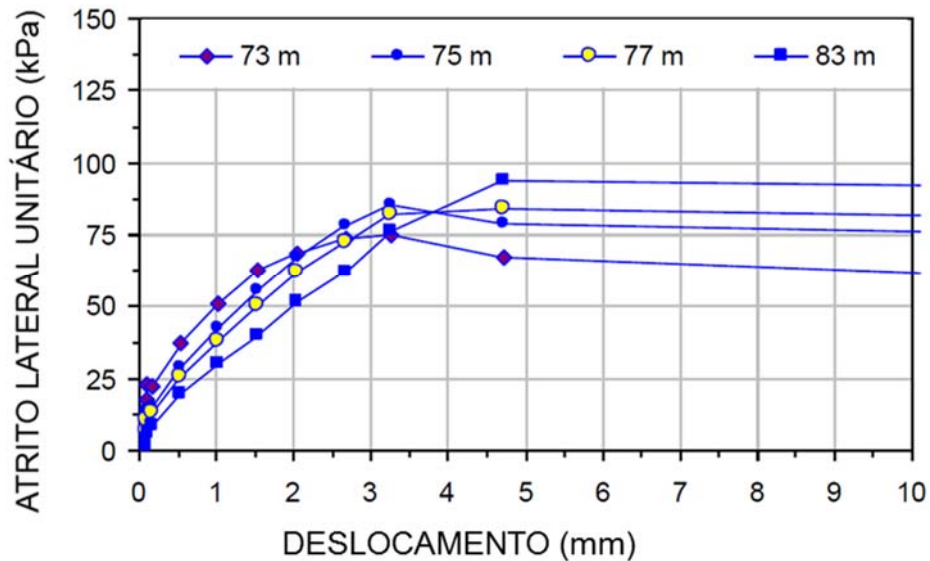


Figura 2.1 – Atrito lateral unitário medido em uma estaca escavada de 1,8 m de diâmetro executada em solo argilo areno-siltoso e areno-argiloso  
 FONTE: Fellenius & Hai (2013)

A parcela de atrito lateral ( $q_l$ ) pode ser obtida com base em conceitos de resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ) ao longo do fuste da fundação a partir da equação Equação 2-2 abaixo (Poulos & Davis 1980)):

$$\tau = c_a + \sigma_n + \tan\phi_a \quad \text{Equação 2-2}$$

onde:  $\tau$  é a resistência ao cisalhamento solo-estaca;  
 $c_a$  é o intercepto coesivo ou adesão;  
 $\sigma_n$  é a tensão normal no contato solo-estaca;  
 $\phi_a$  é o ângulo de atrito no contato solo-estaca.

A tensão normal pode ainda ser convertida em tensão vertical com base na equação Equação 2-3:

$$\sigma_n = K_s \cdot \sigma_v \quad \text{Equação 2-3}$$

onde:  $K_s$  é o coeficiente de empuxo lateral.

Com base nessas premissas, a parcela de atrito lateral pode então ser expressa pela equação Equação 2-4 abaixo:

$$Q_l = \int_0^L \pi D (c_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a) dz \quad \text{Equação 2-4}$$

onde: D é o diâmetro da estaca

L é o comprimento do fuste

A resistência de ponta de uma estaca ( $Q_{bu}$ ) pode ainda ser obtida a partir da teoria de capacidade de carga através da equação Equação 2-5:

$$Q_{bu} = A_b (cN_c + \sigma_{vb} N_q + 0,5\gamma dN_\gamma) \quad \text{Equação 2-5}$$

sendo:  $A_b$  a área da base da estaca;

c a coesão do solo;

$\sigma_{vb}$  a tensão vertical no solo no nível da base da estaca;

$\gamma$  o peso específico do solo;

$N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  os fatores de capacidade de carga da estaca que variam em função do ângulo de atrito interno do solo, geometria da estaca e nível de compressibilidade do solo.

Por fim, a capacidade de suporte de uma estaca pode ser calculada partir da equação Equação 2-6:

$$Q_T = \int_0^L \pi D (c_a + \sigma'_v K_s \tan \phi_a) dz + A_b (cN_c + \sigma'_{vb} N_q + 0,5\gamma dN_\gamma) - W \quad \text{Equação 2-6}$$

Ressalta-se que essa equação pode ser aplicada para análises em condições não drenadas, sendo, para tanto, necessário utilizar parâmetros c,  $\phi$ ,  $c_a$  e  $\gamma$  apropriados, assim como  $\sigma_v$  e  $\sigma_{vb}$  devem representar tensões totais. Nos itens subsequentes serão apresentadas outras metodologias usualmente empregadas na determinação das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta em estacas.

#### 2.1.1.1. Atrito lateral

Alguns autores propõem o cálculo de atrito lateral sem estimar os valores de K ou  $\phi_a$  individualmente através de uma metodologia chamada “Método  $\beta$ ” ou “Método  $\alpha$ ”, que consiste em denominar o produto  $k \cdot \tan \phi_a$  de  $\beta$  para dimensionamento em termos de tensões efetivas

ou “ $\alpha$ ” para o cálculo em termos de tensões totais. Contudo, a equação Equação 2-4 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$Q_l = q_l A_l = \pi D \int_0^L [(c_a + \beta_{(z)} \sigma_v'(z))] dz \quad \text{Equação 2-7}$$

Fellenius (2016) descreve que em situações de primeiro carregamento é possível obter bons resultados em análises por tensões totais, enquanto análises com base em tensões efetivas podem refletir bons resultados mesmo quando houver recarregamento. Além disso, ao contrário do que normalmente é feito para estacas cravadas, na análise de estacas escavadas o componente do intercepto coesivo pode ser desconsiderado.

O coeficiente beta ( $\beta$ ) varia em função do tipo do solo (granulometria), composição mineralógica, densidade, tipo de formação (residual ou sedimentar) e nível de sobreadensamento. A Tabela 2.1 apresenta uma correlação entre tipos de solo, ângulo de atrito e uma faixa de valores usuais para o coeficiente  $\beta$  obtida a partir da compilação de diversos resultados de prova de carga (Fellenius, 2008).

Tabela 2.1 – Valores usuais de coeficientes  $\beta$   
 FONTE: Fellenius (2016)

Tipo do solo	$\phi'$ (°)	$\beta$
Argila	25 a 30	0,15 a 0,35
Silte	28 a 34	0,25 a 0,50
Areia	32 a 40	0,30 a 0,90
Pedregulho	35 a 45	0,35 a 0,80

A utilização desses parâmetros deve sempre ser validada por prova de carga e que, em alguns casos, os coeficientes  $\beta$  obtidos podem apresentar uma dispersão muito grande quando comparados aos apresentados na Tabela 2.1. Um exemplo dessa dispersão é apresentado na Figura 2.2. Tal dispersão pode ser associada ao fato de que a resistência de atrito lateral cresce de forma aproximadamente linear, ou seja, é função direta das tensões efetivas. Logo, o coeficiente  $\beta$  pode apresentar uma faixa de variação que depende não apenas da granulometria, mas também da composição mineral, razão de sobreadensamento, se o solo é sedimentar ou residual, etc.

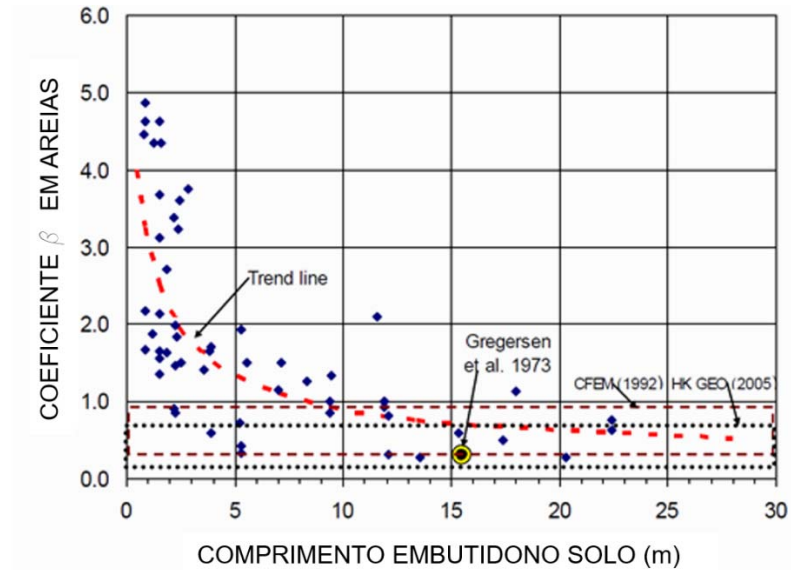


Figura 2.2 – Coeficientes  $\beta$  em função do comprimento para estacas em areia  
 FONTE: Rollins *et al.* (2005)

A Tabela 2.2 apresenta um resumo com outros valores do coeficiente  $\beta$  propostos por diversos autores para estacas escavadas.

Tabela 2.2 – Fator  $\beta$  para estacas escavadas  
 FONTE: (Anjos 2006)

Referência	$\beta$	Tipo de solo
Burland (1973)	$[(1 - \sin(\phi')) \tan(\phi') OCR]^{0.5}$	Argilas
Kraft & Lyons (1974)	$0,7 (\tan(\phi' - 5^\circ)) \rightarrow$ compressão	Areias
	$0,5 (\tan(\phi' - 5^\circ)) \rightarrow$ tração	
Meyerhof (1976)	$0,10 \rightarrow \phi' = 33$	Areias
	$0,20 \rightarrow \phi' = 35$	
	$0,35 \rightarrow \phi' = 37$	
Parry & Swain (1977)	$\left[ \frac{(1 - \sin(\phi))}{1 + \sin(\phi)} \right] * \tan(\phi)$	Argilas normalmente consolidadas
Fleming <i>et al.</i> (1992)	$\left[ \frac{(1 + K_0)}{2} \right] * \tan(\phi)$	Argila

\*OCR é a razão de sobreadensamento e  $K_0$  é um coeficiente de tensão horizontal no repouso.

### 2.1.1.2. Resistência de ponta ou base

A determinação da resistência da base ou resistência de ponta de uma estaca submetida à carregamentos axiais de compressão é feita normalmente com base nas teorias de capacidade de suporte do solo, propostas inicialmente para dimensionamento de fundações superficiais. Tais soluções usualmente baseiam-se na teoria da plasticidade clássica, diferenciando-se pelo mecanismo de ruptura considerado (e.g. Terzaghi (1943); Meyerhof (1953); Berezantzev *et al.* (1961), Berezantzev (1965), Terzaghi & Peck (1948; 1967), Vesic (1972)). A Tabela 2.3 apresenta um comparativo entre as equações propostas por cada um desses autores. Informações mais detalhadas podem ser encontradas em Velloso & Lopes (2010).

Tabela 2.3 – Determinação da resistência de ponta em estacas		
Referência	Resistência de ponta	Equações secundárias
	Base circular (diâmetro B)	
(Terzaghi 1943)	$q_b = 1,2.c.N_c + \gamma.L.N_q + 0,06.\gamma.\frac{B}{2}N_\gamma$	-
	Base quadrada (B x B)	
	$q_b = 1,2.c.N_c + \gamma.L.N_q + 0,8.\gamma.\frac{B}{2}N_\gamma$	
(Meyerhof 1953)	$q_b = c.N_c + K_s.\gamma.L.N_q + \gamma.\frac{B}{2}N_\gamma^*$	Para L/B elevados: $q_b = c.N_c + K_s.\gamma.L.N_q$
(Berezantzev 1965; Berezantzev et al. 1961)	$q_b = A_K.\gamma.B + B_K.\alpha_T.\gamma.L$ Ou $q_b = A_K.\gamma.B + B_K.q_T$	-
(Vesic 1972)	$q_b = c.N_c + \sigma_0 N_\sigma$	$\sigma_0 = \frac{1 + 2.K_0}{3}$ $N_c = (N_\sigma - 1) \cot \varphi$ $\psi = 45^\circ + \varphi / 2^{**}$

\*  $\psi$  é o ângulo da cunha de ruptura

\*\* $N_c$ ,  $N_\gamma$  e  $N_q$  são fatores de capacidade de carga e variam em função do ângulo de atrito

Segundo Fellenius (2016) a resistência unitária da base de um elemento de fundação é considerada proporcional às tensões efetivas nessa região. Com base nessa premissa, o

autor propõe seu cálculo a partir da Equação Equação 2-8 e a resistência total de ponta com base na Equação Equação 2-9.

$$q_b = N_t \cdot \sigma'_{Z=D} \quad \text{Equação 2-8}$$

Onde:  $N_t$  é um coeficiente de base;

$\sigma'_{Z=D}$  tensão efetiva de sobrecarga na ponta da estaca;

D= profundidade de embutimento.

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad \text{Equação 2-9}$$

onde:

$A_p$  a área da ponta.

A Tabela 2.4 apresenta uma relação entre ângulo de atrito e valores do coeficiente  $N_t$ , sendo possível observar a grande dispersão associada a esse parâmetro. Esses valores refletem resultados de provas de carga estáticas onde as estacas foram submetidas à ruptura, estando, portanto, associados a deslocamentos do topo da estaca entre 30 e 80 mm e apenas 10 mm na base. Cabe salientar que a interpretação e correlação desses parâmetros deve ser realizada sempre de forma normalizada em função do diâmetro da estaca.

Tabela 2.4 – Valores típicos de  $N_t$   
 FONTE: (Fellenius 2016)

Tipo do solo	$\phi'$ (°)	$N_t$
Argila	25 a 30	3 a 30
Silte	28 a 34	20 a 40
Areia	32 a 40	30 a 150
Pedregulho	35 a 45	60 a 300

Em uma discussão apresentada em Fellenius (1999, 2011) concluiu-se que o conceito de capacidade de carga não se aplica à resistência de ponta da estaca, estando esses movimentos associados à rigidez (compressibilidade) do solo na ponta do elemento de fundação e à tensão efetiva de sobrecarga (curva q-z). Fellenius (2016) descreve que os coeficientes  $N_t$  e  $N_q$  não devem ser correlacionados e que nenhum dos dois parâmetros consegue descrever corretamente o comportamento da base de uma estaca para uma



determinada carga imposta. Mesmo quando submetida à sua capacidade máxima de suporte, os deslocamentos na ponta da estaca variam entre 5 e 12 mm em relação ao início do ensaio. Logo, os valores do coeficiente  $N_i$  obtidos com a maioria dos ensaios não correspondem um valor último pois se os carregamentos não fossem interrompidos os deslocamentos da base permaneceriam aumentando. Portanto, o conceito de capacidade de suporte última não deve ser aplicado à base, estando a ruptura física relacionada apenas ao atrito lateral. A Figura 2.3 apresenta um exemplo desse comportamento, sendo possível notar que mesmo após grandes níveis de deslocamento a resistência de ponta unitária continua crescendo.

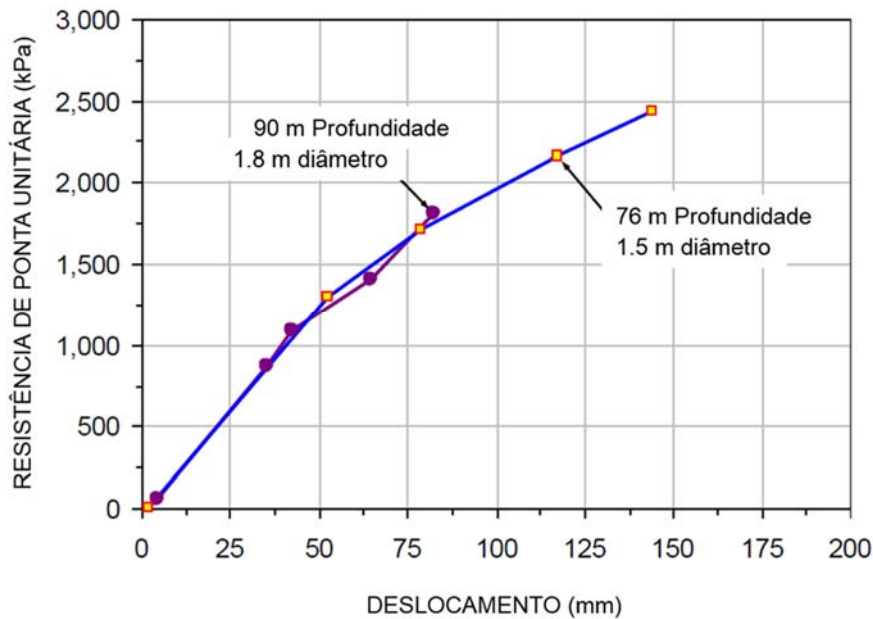


Figura 2.3 – Resistência de ponta unitária medida em duas estacas de 1,5 e 1,8 m de diâmetro  
 FONTE: Fellenius (2016)

Cabe salientar ainda que para estacas de grande diâmetro e/ou tubulões, o deslocamento (recalque) necessário para que a resistência de ponta seja completamente mobilizada possui uma ordem de grandeza não compatível com situações de projeto, para a grande maioria das obras. Como consequência disso, é comum a adoção de deslocamentos padronizados (com base no diâmetro da estaca) para definição do que poderia ser definido como a resistência última da estaca, estando este valor normalmente associado a um recalque normalizado de  $\delta/\phi=10\%$ , sendo  $\delta$  o recalque e  $\phi$  o diâmetro da estaca (Poulos & Davis 1980; Terzaghi 1942). A adoção desse critério na prática de engenharia é internacionalmente aceita até os dias atuais. Uma discussão detalhada à esse respeito pode ser encontrada em (Basu and Salgado 2014).

### 2.1.2. Profundidade crítica

Diversos estudos sugerem a existência de uma região em estacas denominada “profundidade crítica”, abaixo da qual o atrito lateral e a resistência de ponta seriam constantes e independentes do aumento de tensão efetiva ((Altaee *et al.*, 1993; Naggar, 2004; Randolph, 1993). Fellenius (2016) afirma que esse conceito é equivocado e baseado em interpretações incorretas de dados e, portanto, não deve ser aplicado. Segundo o autor, existem estudos onde utiliza-se o termo “profundidade crítica” para descrever o fenômeno de redução de resistência do atrito lateral unitário em estacas *offshore*, onde a resistência em uma determinada profundidade para elementos inseridos em solo homogêneo pode começar a decrescer. Contudo, esse não é o conceito pelo qual o termo é utilizado em estacas “*on shore*”. Tendo como base essa discussão e as incertezas que estão associadas ao uso do termo, optou-se, no presente trabalho, por utilizá-lo sempre com o uso de aspas nas análises que serão apresentadas no decorrer do presente trabalho.

Uma discussão detalhada sobre o assunto é apresentada em Fellenius & Altaee (1995, 1996). O entendimento proposto pelos autores parte do fato de que a maior parte dos métodos de análise de resultados de prova de carga estática baseiam-se em tensões efetivas, ou seja, no conceito de que o atrito lateral unitário é igual a um valor proporcional ao acréscimo de tensão efetiva somado à coesão efetiva. Do mesmo modo, a resistência de ponta unitária é normalmente considerada proporcional aos acréscimos de tensão efetiva. A existência de uma “profundidade crítica” estaria então associada a um local onde ocorre um valor máximo de atrito lateral unitário e resistência de ponta unitária, normalmente localizada entre dez e vinte diâmetros de profundidade.

Segundo Fellenius & Altaee (1995) o entendimento desse conceito surgiu através de análises de dados de estacas instrumentadas propostos por Vesic (1964, 1970, 1977), Meyerhof (1964, 1976) e modelagens publicadas por Kerisel (1964) e foi fundamentado em curvas de atrito lateral unitário obtidas com estacas cravadas com formato semelhante às apresentadas na Figura 2.4a. Verifica-se um comportamento padrão das curvas com um pico seguido de redução no valor do atrito lateral, o qual é atribuída à influência do deslocamento de solo na ponta da estaca devido ao processo de cravação. Curvas semelhantes foram obtidas em análises numéricas, o que fez com que por muito tempo esse conceito fosse aceito e evidenciado em outros trabalhos.

Erros de interpretação com base em estacas instrumentadas podem ser atribuídos à ausência de análises considerando tensões ou carregamentos residuais que atuam nos elementos de fundação. Tais solicitações podem ser decorrentes, por exemplo, do processo

de cravação ou da re-conformação do solo após o processo de execução para estacas cravadas. Pequenos deslocamentos medidos ao longo do fuste da estaca são suficientes para o surgimento de tensões de cisalhamento entre a estaca e o solo e dão origem a essas tensões ou cargas residuais. A Figura 2.4b tem-se um exemplo de uma curva de distribuição de carga onde a linha pontilhada e a linha contínua representam o comportamento obtido, considerando ou não essas tensões. A Figura 2.4c, um comparativo entre a distribuição real de carga, carga residual e a distribuição obtida sem considerar as cargas residuais é apresentado, sendo possível contudo compreender como esses erros de interpretação previamente descritos ocorrem (Fellenius & Altaee , 1995).

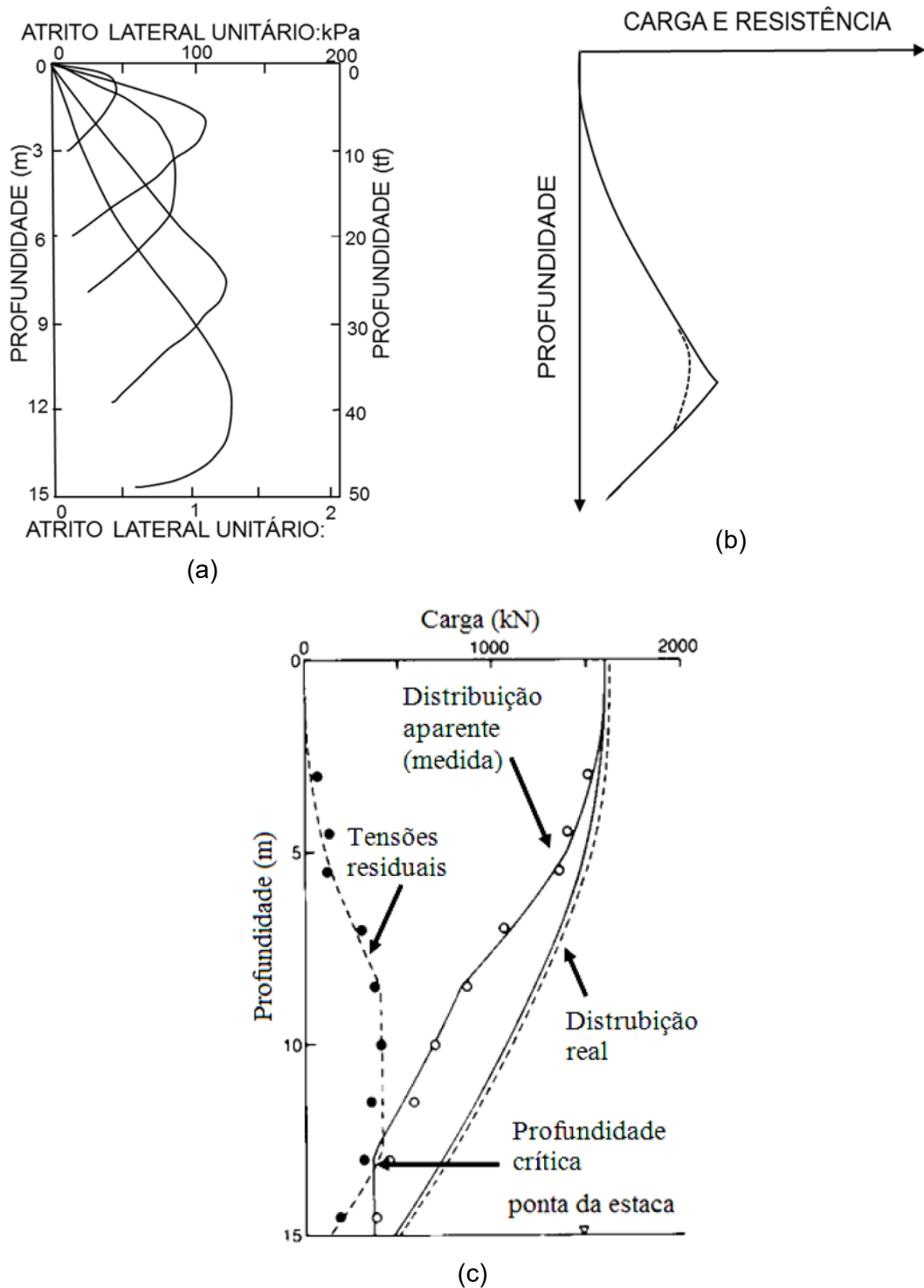


Figura 2.4 – Curvas de distribuição de carga: (a) Curva de distribuição do atrito lateral unitário proposta por Vesic (1970); (b) Carga residual presente em uma estaca imediatamente antes do início de um ensaio de prova de carga onde a linha contínua representa o comportamento sem a inclusão da carga residual e na contínua esses esforços foram considerados; (c) Comparativo entre a distribuição real de carga, carga residual e a distribuição obtida sem considerar as cargas residuais (Altaee et al. 1993)  
 FONTE: Adaptado de Fellenius & Altaee (1995)

Na Figura 2.5 são apresentadas duas interpretações: na Figura 2.5a apresenta-se uma curva de atrito lateral unitário, denominado aparente, onde as tensões residuais não foram consideradas e na Figura 2.5b as mesmas curvas foram plotadas incluindo essas solicitações. Verifica-se que ambas apresentam um comportamento similar ao apresentado na Figura 2.4<sup>a</sup>, porém o atrito lateral unitário aparente possui ordem de grandeza duas vezes superior ao real.

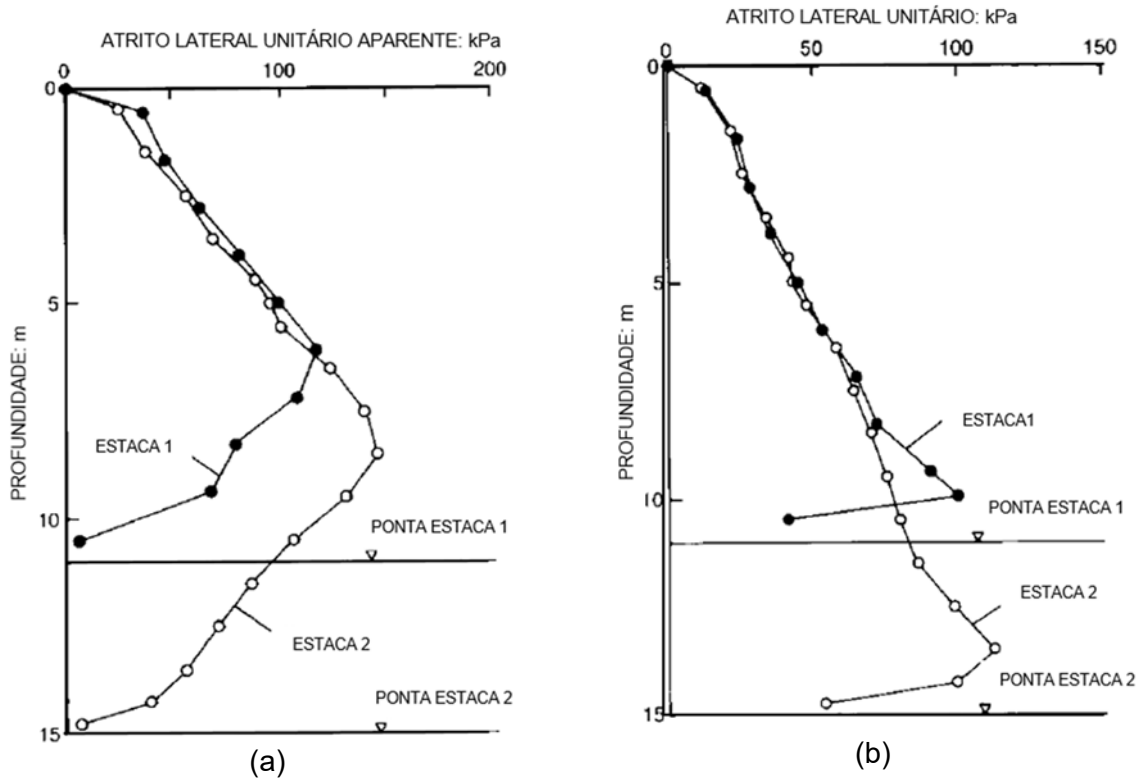


Figura 2.5 – Curvas de distribuição de carga: (a) Curva de distribuição do atrito lateral unitário aparente – sem inclusão de cargas residuais; (b) Curva de distribuição do atrito lateral unitário “real” –incluindo cargas residuais

FONTE: Adaptado de Altaee *et al.* (1993 apud Fellenius & Altaee, 1995)

Para análises envolvendo profundidade crítica em estacas de pequena dimensão em areia, o erro de interpretação pode ser associado às propriedades do comportamento das areias no estado crítico. Parte-se inicialmente do princípio de que cada nível de tensão imposto a esses materiais corresponde à um índice de vazios. Para areias fofas, ou seja, com índice de vazios maiores do que o índice de vazios crítico, ocorre uma tendência de redução do volume com o aumento do nível de carregamento. Em contrapartida, quando o índice de vazios for menor que o índice de vazios crítico (areias densas), ocorre uma tendência de aumento do volume com a aplicação de novos carregamentos. De modo geral, estacas curtas tendem a ser inseridas em locais com predominância de material denso com a presença de camadas mais fofas próximas à superfície (com tendência a expansão). Contudo, essa

camada superficial tende a sofrer maiores deformações que refletem em acréscimos na tensão horizontal medida. Um exemplo desse comportamento é apresentado na Figura 2.6. Verifica-se que enquanto nos dois primeiros metros os valores do coeficiente de empuxo são próximos a 3, abaixo dessa região eles mantêm-se constantes em aproximadamente 0,7. Tal comportamento pode ser facilmente mal interpretado e associado à existência de uma “profundidade crítica”.

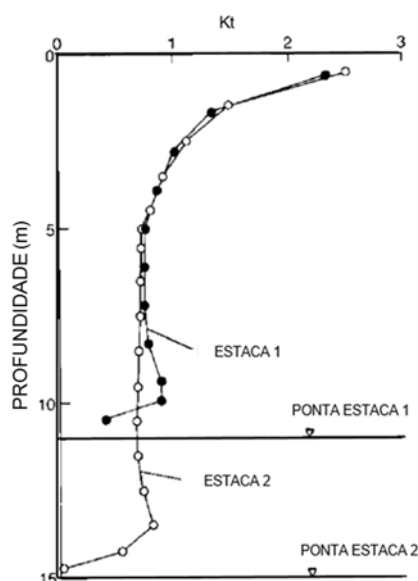


Figura 2.6 – Distribuição das tensões horizontais em duas estacas  
 FONTE: Adaptado de Altaee *et al.* (1993 apud Fellenius & Altaee, 1995)

### 2.1.3. Tensões residuais

Segundo Fellenius (2016) o surgimento de tensões ou cargas residuais em estacas carregadas axialmente está associado inicialmente à dissipação de excessos de poropressão provenientes do processo de “recuperação” que ocorre tanto em estacas escavadas como cravadas, após sua execução. Tais esforços resultam em uma imposição de carregamentos na estaca com a formação de atrito negativo na parte superior da estaca que é resistida pelo atrito lateral positivo na parte inferior e na ponta da estaca. Para estacas cravadas também é comum o surgimento de cargas residuais durante o processo de cravação como consequência das deformações resultantes nesse processo. Cabe salientar ainda que, assim como a capacidade de carga, as cargas residuais podem continuar crescendo mesmo após a dissipação completa de poropressão.

Ao desconsiderar a existência dessa componente em uma análise de resultados de prova de carga estática, por exemplo, conclusões equivocadas podem ser obtidas, tais como: capacidade de atrito lateral superior ou resistência de ponta inferior ao valor real. De modo

geral, quando a existência de esforços residuais não é computada, a distribuição de cargas axial na estaca tende a apresentar uma curva que decresce com a profundidade, indicando que a componente de atrito lateral decresce com a profundidade, comportamento esse oposto ao real onde, em um solo homogêneo, tal distribuição deve apresentar um formato curvo com crescimento progressivo do atrito lateral (Fellenius, 2016).

O autor descreve ainda que, mesmo com registros provando sua existência há mais de 50 anos (e.g. Nordlund, 1963), quantificar e demonstrar a existência de carregamentos residuais não é um procedimento simples. Contudo, na prática é comum desprezar seu efeito nos cálculos, ou seja, considera-se as deformações medidas previamente ao início da prova de carga como um “novo zero”. Como consequência disso, e conforme já descrito no item 2.1.2, é comum encontrar teorias que descrevem a existência de uma “profundidade crítica” e/ou afirmando que a resistência de atrito lateral unitário pode reduzir em função da profundidade em solos homogêneos.

Para compreender a importância de considerar a existência dessas cargas residuais na interpretação de um ensaio de prova de carga é preciso inicialmente considerar alguns conceitos básicos. É sabido que a curva carga-recalque obtida a partir de um carregamento axial de compressão (ensaio de prova de carga) representa o comportamento/interação de três componentes: atrito lateral, resistência de ponta e compressão elástica da estaca. Contudo, a existência de cargas residuais prévias a esse carregamento atuando na estaca altera o formato da curva carga-recalque e normalmente pode ser associada a interpretações equivocadas tanto em termos de capacidade de carga última como na delimitação das parcelas de atrito lateral e ponta. De modo geral, ao desprezar essa componente os parâmetros obtidos tendem a superestimar a capacidade de carga como um todo e do atrito lateral, subestimando ainda a contribuição de ponta. A Figura 2.7 ilustra esse conceito ao apresentar os resultados com (Figura 2.7a) e sem (Figura 2.7b) considerar a existência de carregamentos residuais.

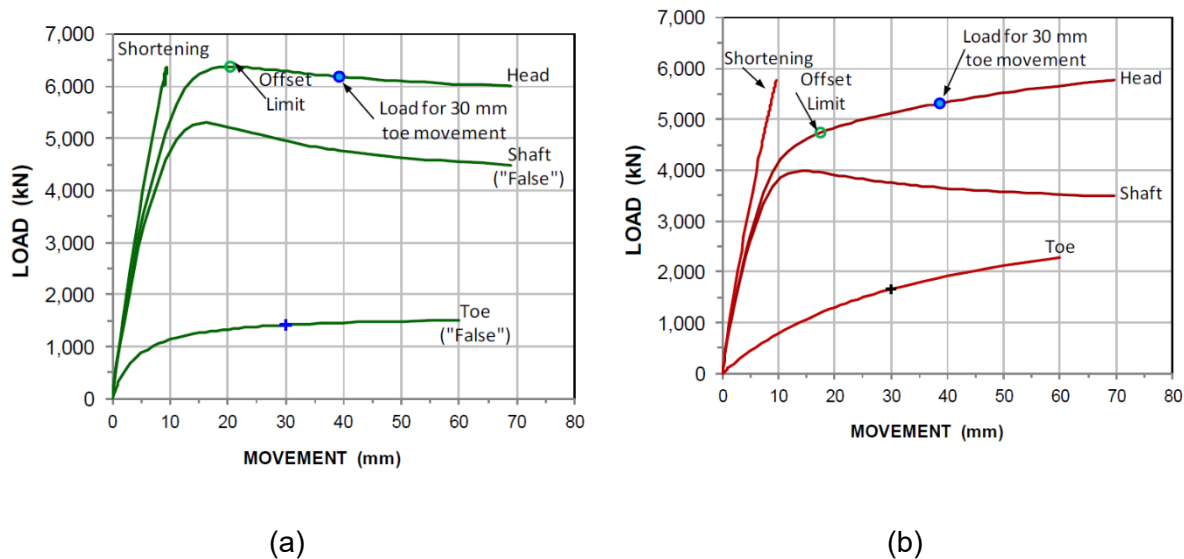


Figura 2.7 – Curva carga x recalque: (a) considerando carregamentos residuais e (b) sem considerar carregamentos residuais  
 FONTE: Fellenius (2016).

Uma análise comparativa para ilustrar tal comportamento pode ser realizada considerando ainda apenas a influência do atrito lateral (Figura 2.8). Conforme descrito anteriormente, quando uma estaca que está submetida a carregamentos residuais é carregada axialmente, inicialmente a estaca possui uma parcela de atrito lateral negativo na parte superior do elemento de fundação (curva D-A da Figura 2.8). Ao ser recarregada e, conforme o carregamento vai aumentando esse atrito negativo vai diminuindo até que se mobiliza atrito positivo (curva A-O-B). Se a estaca não estivesse sujeita a ação desses esforços residuais, a mesma apresentaria um comportamento como o descrito pela curva O-B. Logo, ao desprezar a existência de carregamentos residuais, obtém-se uma parcela de contribuição de atrito lateral muito maior do que a real, o que pode representar um fator de risco para futuras interpretações e dimensionamentos.



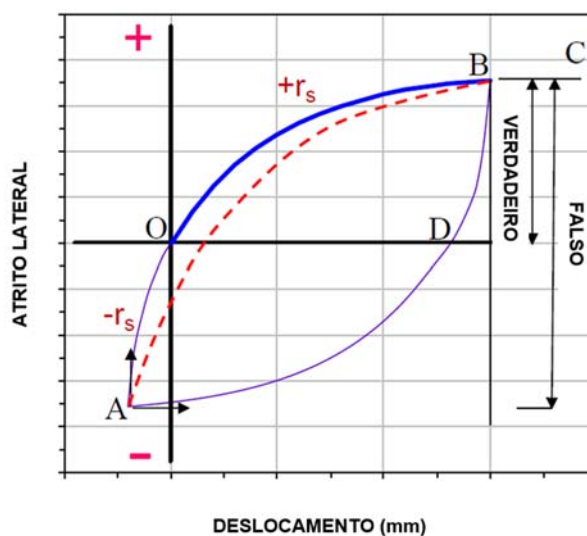


Figura 2.8 – Análise da parcela de atrito lateral com e sem a inclusão de cargas residuais  
 FONTE: Adaptado de Fellenius (2016).

Em complemento, a Figura 2.9 apresenta um comparativo da interpretação da parcela de resistência de ponta com e sem a inclusão de carregamentos residuais. O comportamento esperado sem a presença de cargas residuais é o descrito pela curva O-B-C. Ao sofrer um ciclo de carga-descarga (que pode ser decorrente tanto de uma prova de carga anterior ou pelo próprio processo de execução da estaca no caso de estacas cravadas), a trajetória de descarregamento seguiria o caminho marcado pelos pontos B-D'-A e um recarregamento seguiria por A-D-B-C. Essa situação (descarregamento da parcela de resistência de ponta) ocorre em estacas cravadas ou mega, mas não é esperada para estacas escavadas. Ao desprezar a presença de cargas residuais, esse caminho de recarregamento estaria representando a resistência de ponta o que resultaria não apenas na subestimação dessa parcela como também em erros de interpretação da curva carga x recalque (ou curva q-z).

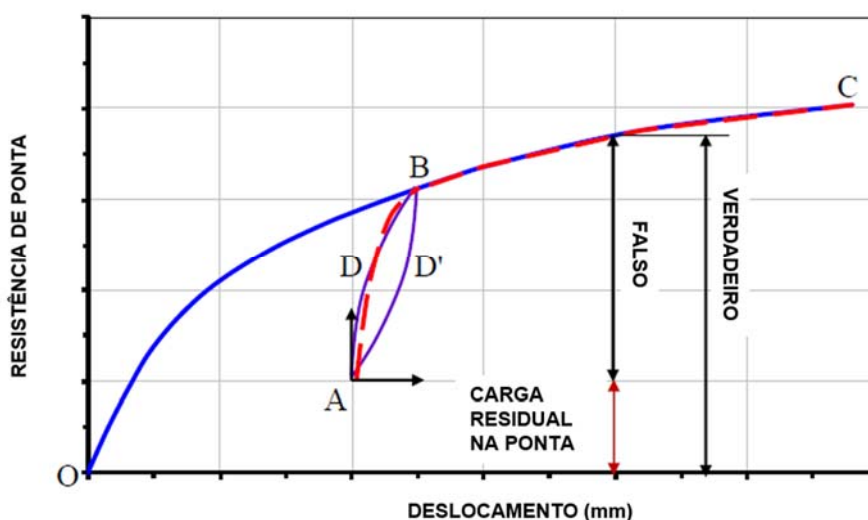


Figura 2.9 – Análise da parcela de resistência de ponta com e sem a inclusão de cargas residuais

FONTE: Adaptado de Fellenius (2016).

Tendo descrito as causas e principais consequências que a ausência de uma análise em termos de carregamentos residuais pode representar, nos parágrafos seguintes serão apresentadas algumas formas de calcular esses esforços.

Quando se dispõe de instrumentação em profundidade, como por exemplo com a instalação de *strain gages* ao longo do fuste da estaca, é possível determinar esses carregamentos residuais, comparando as deformações medidas antes, durante e após o processo de execução da estaca e antes, durante e após o ensaio de prova de carga estática.

Fellenius (2002) alerta para o fato de que as leituras dos sensores devem ser feitas imediatamente antes e depois de cada evento que afete as leituras nos sensores e não apenas durante o ensaio de carregamento. A primeira leitura “zero” do sensor é sempre a fornecida pelo fabricante e, no caso de estacas moldadas *in loco*, o autor sugere que a segunda leitura “zero” seja feita antes de posicionar os sensores na estaca. Uma terceira medida deve ainda ser realizada após o sensor ter ajustado a temperatura próxima ao solo, a quarta imediatamente após a concretagem, a quinta após a cura do concreto, a sexta imediatamente antes do início do ensaio de carregamento e assim sucessivamente. A razão de tantas leituras é porque no período entre a execução da estaca e o ensaio de carregamento, cargas residuais podem se desenvolver. Informações detalhadas sobre como quantificar a resistência residual podem ser obtidas em Hunter & Davisson (1969), BOZOZUK *et al.*, (1978), Altaee *et al.* (1992, 1993), Fellenius *et al.*, (2000) e FELLENIUS (2002).

## 2.2. PROVA DE CARGA ESTÁTICA CONVENCIONAL

Embora existam diversas metodologias para avaliação da capacidade de suporte de estacas, a realização de provas de carga estática (PCE's) representa a forma mais representativa e confiável para determinação tanto da capacidade máxima de suporte quanto dos níveis de recalque associados à diferentes níveis de carregamentos. De modo geral, esses ensaios podem ser realizados com um dos seguintes objetivos:

- Verificar o comportamento previsto em projeto (capacidade de carga e recalque);
- Definir a carga de projeto em situações onde não foi possível fazer uma previsão de comportamento;
- Verificar a distribuição de carga entre as parcelas de resistência.

Com relação à forma de aplicação da carga têm-se basicamente três categorias: carregamento lento, rápido, misto (lento seguido de rápido) ou cíclico, que pode ser rápido ou lento. Cabe salientar que, conforme pode ser observado na Figura 2.10, a forma ou velocidade com que os carregamentos são impostos representam deslocamentos distintos para uma mesma estaca, devendo, portanto, sua interpretação considerar o procedimento de ensaio adotado.

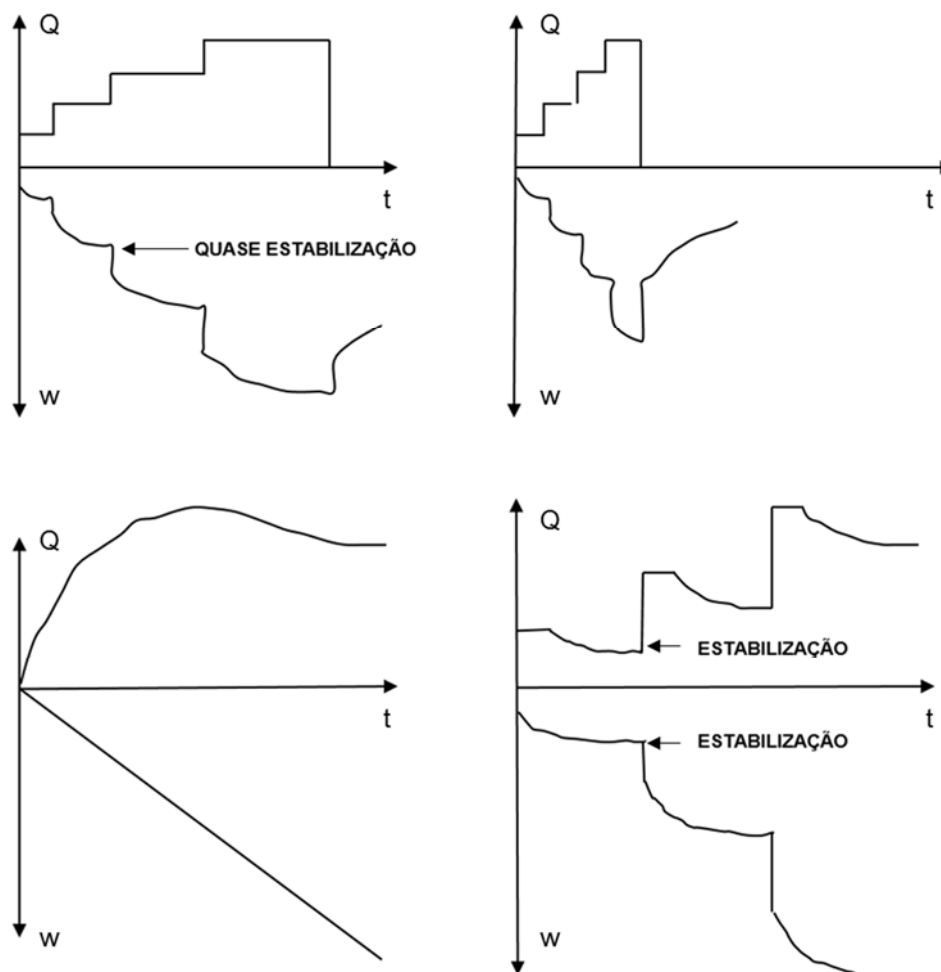


Figura 2.10 – Resultados de ensaios de prova de carga estática: diferenças obtidas de acordo com o tipo de carregamento: (a) carregamento incremental lento, (b) carregamento incremental rápido, (c) deslocamento controlado e (d) método do equilíbrio  
 FONTE: Adaptado de Velloso & Lopes (2010)

O ensaio lento de carga incremental (onde os incrementos de carga são mantidos até estabilização dos deslocamentos) é o que melhor se aproxima do carregamento real que uma estaca estará submetida com a estrutura futura (edificações, silos, tanques, pontes, etc.). Estágios mais prolongados de carga, ou seja, com menor velocidade de carregamento, conduzem, via de regra, à recalques maiores e à uma menor capacidade de carga. Em contrapartida, ensaios com carregamento rápido priorizam a capacidade de carga e, portanto, não devem ser utilizados para interpretação de recalques, por exemplo (Poulos & Davis (1980); Tomlinson & Woodward (2008)).

No Brasil, esses ensaios são normatizados pela NBR 12131 (ABNT, 2006) e deve estar de acordo com as exigências da NBR 6122 (ABNT, 2010). Nos parágrafos subsequentes será apresentada uma breve descrição do procedimento normalmente adotado.

O ensaio consiste basicamente em medir os deslocamentos na cabeça de um elemento de fundação submetido à incrementos de carga estáticos. O sistema de aplicação de carga é constituído de um ou mais macacos hidráulicos calibrados que são acionados por bombas hidráulicas elétricas ou manuais e atuam contra um sistema de reação estável. Tal estrutura pode ser formada por uma plataforma carregada (cargueira), projetada de modo a superar em pelo menos 20% a carga prevista para o ensaio, por estruturas fixadas ao terreno através de elementos tracionados, tais como tirantes, ou ainda pela própria estrutura.

Durante a execução do ensaio, a aplicação de cargas é feita através de uma série de incrementos de acordo com exigências especificadas em projeto, que devem incluir informações como por exemplo tipo de carregamento desejado (lento, rápido, misto ou cíclico). Cada carregamento é mantido por um período de tempo predeterminado até atingir o dobro da carga de projeto ou a carga de ruptura, o que acontecer primeiro. Os deslocamentos obtidos em cada incremento de carga devem ser registrados e os resultados são normalmente apresentados em um gráfico carga x deslocamento.

Os esforços aplicados podem ser axiais de tração, compressão ou ainda transversais. Ao fornecer a capacidade de carga real e os deslocamentos correspondentes (recalques), seus resultados podem ser utilizados para confirmar a carga de projeto e ainda constatar condições mais favoráveis àquelas previstas inicialmente, podendo representar aumentos na carga de projeto ou redução no comprimento total da estaca, refletindo diretamente nos custos de projeto.

Cabe ressaltar que o procedimento mais comumente empregado para esses carregamentos não contempla a utilização de instrumentação em profundidade ao longo do fuste da estaca, estando os resultados limitados ao que é medido no topo da estaca, o que limita a avaliação dos mecanismos de transferência de carga.

Em sua última revisão, a norma que regulamenta o dimensionamento de fundações rasas e profundas (ABNT, 2010) incluiu uma redução no fator de segurança a ser utilizado quando da existência de resultados de prova de carga estática. Nesse documento, define-se ainda que a segurança dos elementos de fundação deve atender simultaneamente o estado-limite último (ELU) - associados ao colapso parcial ou total da obra e o estado-limite de serviço (ELS) – associados à ocorrência de deformações e fissuras que podem comprometer o uso da obra.

Com relação à verificação dos estados-limites últimos (ELU), a norma recomenda a utilização de um fator de segurança de 2,00 para determinação da carga admissível e 1,40 para carga resistente de projeto quando o dimensionamento for realizado apenas como base em métodos semi-empíricos. Em contrapartida, dimensionamentos com base em provas de carga executadas na fase de elaboração ou adequação do projeto representam uma redução

no fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível para 1,60 e para carga resistente de projeto para 1,14.

Cabe salientar ainda a obrigatoriedade da execução de provas de carga estática apresentada em ABNT (2010). Para fundações em estacas com tensões admissíveis inferiores aos apresentados na coluna (A) e número de estacas superior ao da coluna (B) da Tabela 2.5, devem ser realizadas provas de carga estáticas em pelo menos 1% da quantidade total de estacas, arredondando a quantidade de ensaios sempre para mais. Se as tensões admissíveis forem superiores àquelas da coluna (A) a execução de provas de carga torna-se obrigatória independentemente do número de estacas, em pelo menos 1% das estacas, observando-se um mínimo de 1 ensaio. Para obras com mais de 500 estacas a programação de ensaios adicionais deverá ser realizada de acordo com critérios do projetista.

A avaliação do desempenho através desses resultados deve ser realizada até que se obtenha um carregamento de pelo menos 1,6 a carga admissível ou um deslocamento que caracterize a ruptura. Para que o desempenho seja considerado satisfatório deve-se obter um fator de segurança mínimo igual a 2 com relação a carga de ruptura obtida na prova de carga ou através de sua extrapolação com um recalque na carga de trabalho admissível pela estrutura.

Ainda segundo ABNT (2010), o desempenho também pode ser avaliado através de ensaios dinâmicos, desde que respeitada uma proporção de cinco ensaios dinâmicos para cada prova de carga estática necessária. Tal proporção pode ser utilizada para um número de estacas entre os valores da coluna (B) da Tabela 2.5 e duas vezes esse valor. Acima disso, será necessário executar pelo menos uma prova de carga estática. Quando a carga admissível da estaca for maior que 3.000 kN podem ser executadas duas provas de carga sobre estacas de mesmo tipo, mas de menor diâmetro.

Tabela 2.5 – Recomendações normativas com relação à quantidade mínima de provas de carga  
 FONTE: ABNT (2010)

Tipo de estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré-moldada <sup>a</sup>	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 $f_{yk}$	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz	15,5	75
Microestaca	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluidos $\Phi < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Ressalta-se ainda as recomendações internacionais que regulamentam a realização desses ensaios, dentre as quais destacam-se o Eurocode (EN1997-1:2004 (2004); ENV1997-3:1999 (2007)) e a norma ASTM D1143 (2013).

### 2.2.1. Resultados obtidos e métodos de interpretação

A Figura 2.11 apresenta três curvas que representam o comportamento típico da curva carga x recalque de uma estaca escavada. O pico definido pela curva A e/ou a assíntota da curva B definem claramente a resistência máxima da estaca. Em contrapartida, o comportamento observado com a curva C não apresenta uma ruptura bem definida (Kulhawy, 2004).

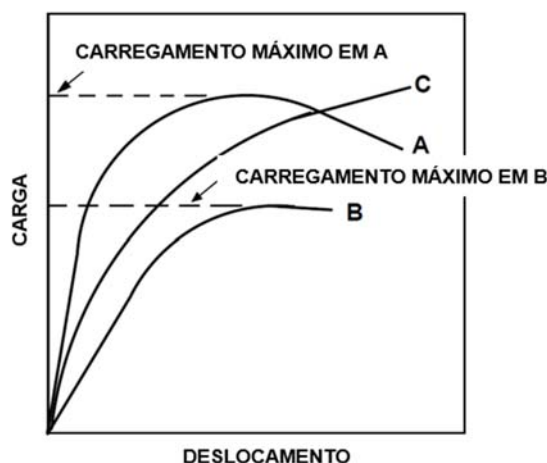


Figura 2.11 – Comportamento típico de uma curva carga x recalque de uma estaca escavada  
 FONTE: Kulhawy (2004)

Kulhawy (2004) descreve que as curvas carga x recalque de ensaios em fundações escavadas sob condições de carregamento em compressão ou tração podem ser simplificadas em três regiões com comportamentos bem definidos: um comportamento linear inicial, uma região de transição e um comportamento final linear (Figura 2.12). De modo geral, a carga de ruptura obtida com base na maior parte dos critérios existentes encontra-se dentro da região de transição, na região final ou ainda após o término da região final.

Cabe salientar ainda que, muitas vezes, ao atingir a região final da curva, o solo começa a apresentar grandes deslocamentos que são conhecidos como “*creep*” e caracterizam-se por deformações contínuas a um mesmo nível de tensões pela dificuldade em se manter um mesmo nível de carregamento. Como consequência disso, os deslocamentos medidos nessa região tendem a não ser representativos do comportamento real do solo e podem representar erros na definição da carga de ruptura.



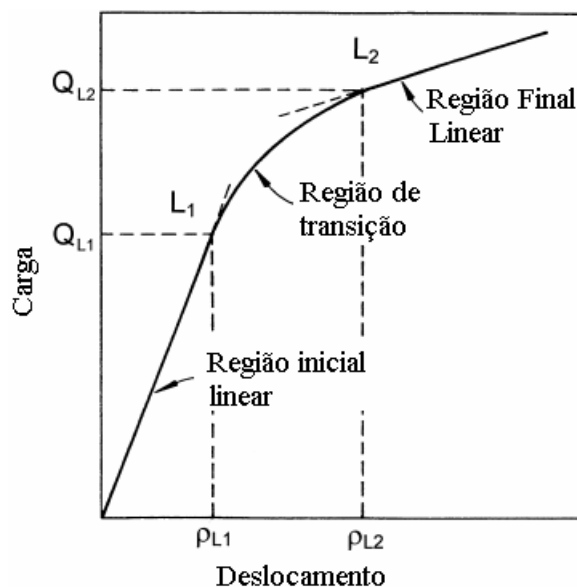


Figura 2.12 - Curva carga-deslocamento para estacas escavadas (.).  
 FONTE: (Kulhawy 2004)

Com base na análise de um banco de dados que incluiu provas de carga em estacas escavadas dos tipos hélice contínua, escavada, micro estacas e Franki, Kulhawy (2004) concluiu que quando a estaca é dimensionada para um nível de carregamento for menor ou igual a  $Q_{L1}$  (Figura 2.12) o fator de segurança será maior ou igual a  $Q_{L2}/Q_{L1}$  (~2 a 2,5), os deslocamentos medidos serão menores ou iguais a  $\rho_{L1}$  e o comportamento da curva carga x recalque será essencialmente linear.

Fellenius (2016) descreve que o termo capacidade de carga está normalmente associado à carga última ou carga de ruptura e representa o objetivo principal de uma prova de carga. Tal nível de carregamento normalmente representa ainda a ocorrência de grandes deslocamentos com a manutenção ou com pequenos aumentos no carregamento imposto. Segundo o autor, essa definição é inadequada pois o carregamento máximo imposto durante esses ensaios normalmente é limitado muito mais pela capacidade de bombeamento do macaco hidráulico do que pela capacidade do sistema solo-estaca.

Na prática, é comum a associação da ruptura a um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca. Fellenius (2016) explica que tal constatação parte de uma má interpretação de um conceito apresentado em Terzaghi (1942) em que o autor sugere que interpretações de curvas carga x recalque devem ser realizadas apenas quando atingirem pelo menos 10% do diâmetro da ponta da estaca ou um deslocamento do topo da fundação de 38 mm.

É possível aplicar ainda algumas técnicas de extrapolação da curva carga-recalque, o que faz com que o termo “capacidade de carga última” não represente um único critério e sim

possa ser caracterizado a partir de diversas metodologias já internacionalmente consagradas. Velloso & Lopes (2010) descrevem que tais critérios, de modo geral, baseiam-se em três categorias:

- Movimentos/deslocamentos limites (Figura 2.13a);
- Construções gráficas (Figura 2.13b);
- Modelos matemáticos (Figura 2.13c e d).

Os critérios que se baseiam em movimentos ou deslocamentos limites normalmente associam a ruptura a um valor absoluto (ou relativo ao diâmetro) de recalque, seja ele total, plástico ou residual (após descarregamento). Como limitações, cabe salientar que tais metodologias não reconhecem aspectos básicos no que diz respeito à mobilização de atrito lateral e da resistência de ponta. Vesic (1977) sugeriu em seu trabalho que a mobilização de todo o atrito lateral ocorre com deslocamentos na ordem de 2% do diâmetro da estaca enquanto para mobilizar a resistência de ponta é necessário um deslocamento de 10% do diâmetro.

Ressalta-se que definições associadas a movimentos limites não consideram o encurtamento elástico da estaca que, apesar de representar uma ordem de grandeza muitas vezes desprezível para estacas curtas, pode ser substancial para estacas longas. Com relação aos métodos baseados em construções gráficas, esses são geralmente suscetíveis ao julgamento individual e cuja interpretação pode sofrer grande influência do efeito de escala da curva carga-deslocamento. Com relação às metodologias que empregam modelos matemáticos, pode-se dizer que são a grande maioria e, de certa forma, os mais empregados para a extrapolação de provas de carga.

Velloso & Lopes (2010) descrevem que as metodologias que se baseiam em critérios gráficos caracterizam a ruptura, por exemplo, em um ponto de inflexão da curva (norma sueca) ou através da construção de assíntotas em pontos específicos da curva (e. g. Van der Veen, Chin, etc.). Por fim, tem-se os métodos baseados em modelos matemáticos onde a ruptura é definida como a soma do encurtamento elástico da estaca e uma porcentagem do diâmetro da base (e.g. Davisson (1972), Decourt (1996)).

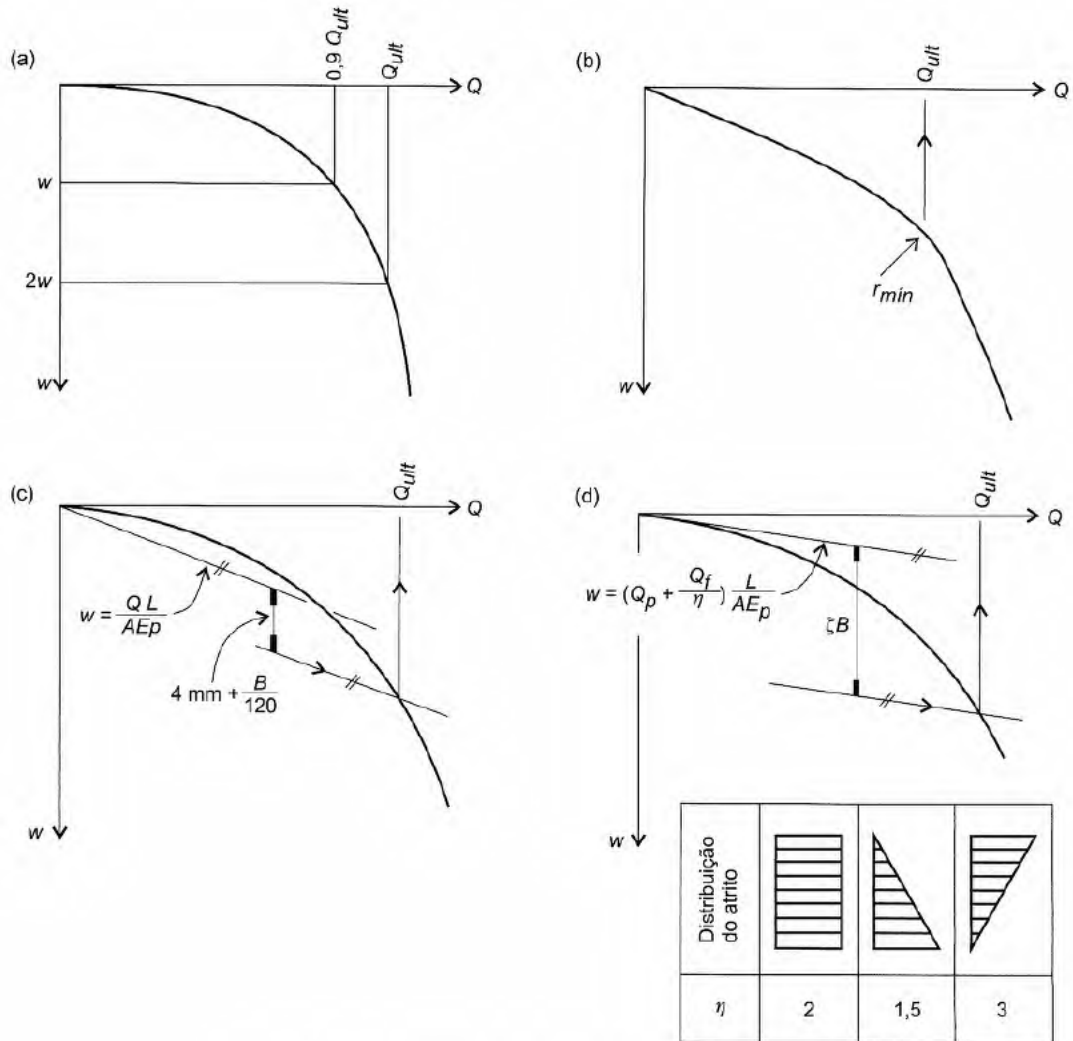


Figura 2.13 – Interpretações da curva carga x recalque  
 FONTE: Adaptado de Velloso and Lopes (2010)

Ainda segundo Velloso & Lopes (2010) dentre os principais métodos de extrapolação, citam-se: Van der Veen (1953), Brinch-Hansen (1963), Housel (1966), De Beer (1967), Fuller & Hoy (1970), Chin (1970, 1971), Davisson (1972), Butler & Hoy (1977), Massad (1986), Hirany & Kulhawy (1989), Shen & Niu (1991), Corps of Engineering (1992), Yang (1994), NBR 6122 (1996) e Décourt (1999). A descrição e/ou comparação desses procedimentos não fazem parte do escopo do presente trabalho.

### 2.3. ENSAIO BIDIRECIONAL COM CÉLULA EXPANSIVA HIDRODINÂMICA (O-CELL)

Os primeiros registros da utilização desses ensaios foram apresentados por Gibson & Devenny (1973) e Amir (1983). No Brasil, a metodologia foi apresentada inicialmente por Silva (1986) com o equipamento sendo produzido pela empresa Arcos Engenharia Ltda. Na década de 80, algumas publicações de Jorj Osterberg (Osterberg, 1984, 1989a, 1989b, 1989c) também registram a introdução de uma nova metodologia para realização de provas de carga utilizando um arranjo de macaco hidráulico posicionado próximo ou na ponta da estaca que, resultando na fundação de uma empresa nos EUA chamada LOADTEST Inc. para a execução dessa técnica de ensaio bidirecional.

De modo geral, é comum encontrar referências à essa técnica com as seguintes nomenclaturas: ensaio bidirecional com célula expansiva, com “*Osterberg Cell*” ou apenas com “*O-cell*”. No presente trabalho, ao descrever assuntos relacionados com essa metodologia de ensaio, será utilizado apenas o termo ensaio bidirecional.

Essa técnica consiste basicamente em um macaco hidráulico de sacrifício que é previamente instalado dentro do elemento de fundação (Figura 2.14a). Sua configuração pode envolver a instalação de uma ou mais células, posicionadas normalmente em uma região próxima a ponta da estaca (estacas cravadas) ou em qualquer profundidade da armadura em estacas escavadas, transmitindo os carregamentos a ela (ou a elas) impostos para cima e para baixo (Figura 2.14b).

A definição da posição em que as células serão instaladas (em estacas escavadas) representa um fator que pode definir a qualidade dos resultados obtidos. Como a célula aplica carregamentos de igual intensidade para cima e para baixo, a profundidade de instalação deve buscar um ponto neutro, ou seja, um nível onde a capacidade de carga nesses dois sentidos seja a mesma (England & Cheesman, 2001).

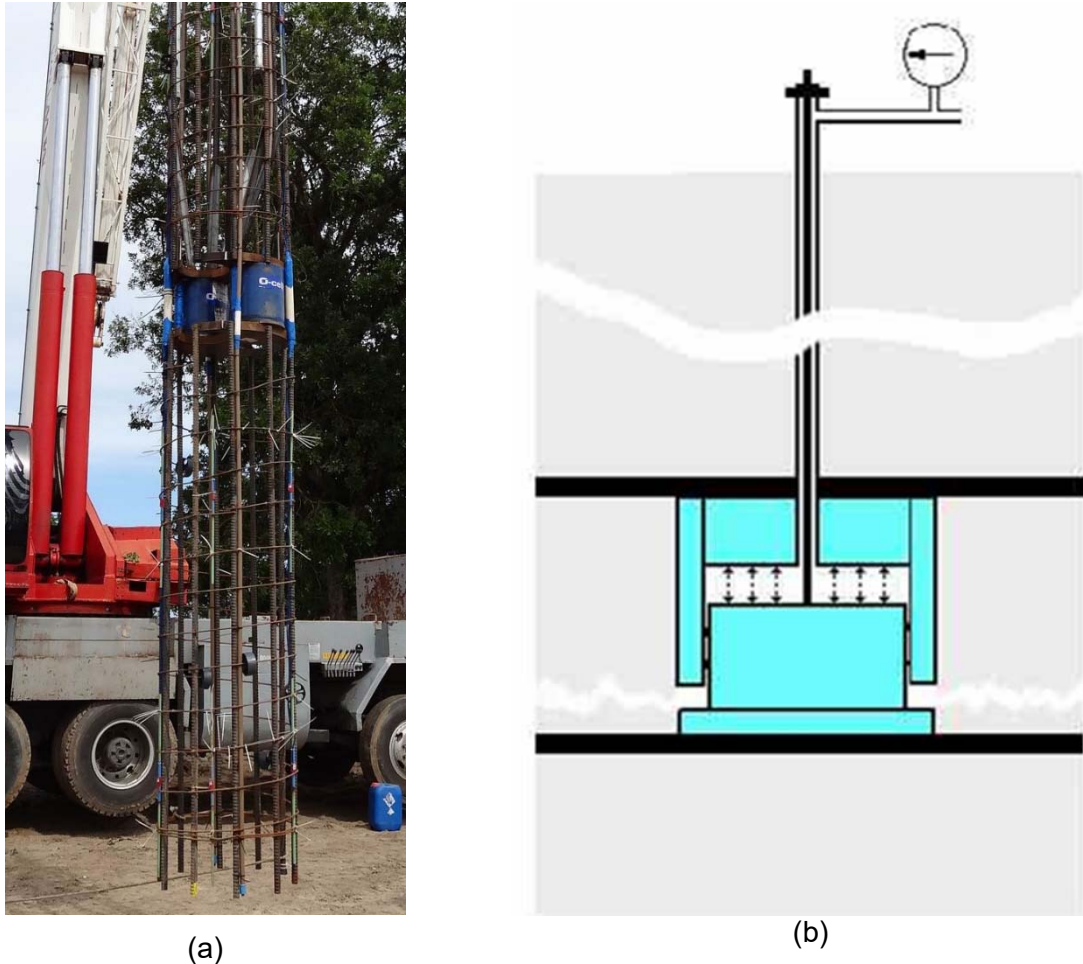


Figura 2.14 – Célula expansiva hidrodinâmica - (a) instalação junto com a armadura da estaca e (b) esquema ilustrativo da expansão que ocorre ao longo do ensaio

Durante o ensaio, a célula se expande hidráulicamente fazendo com que a parte superior da estaca reaja contra a parte inferior. Quando instalada na base do elemento de fundação, a reação é dada apenas pelo solo da base. Conforme descrito anteriormente, o ensaio pode ser realizado com mais de uma célula e testar as diferentes seções da estaca. Nesse caso, é necessário garantir uma resistência suficiente da seção da estaca acima da célula para que se desenvolva a reação necessária que impeça a extração da estaca. A carga é quantificada pela medição da pressão hidráulica exercida na estaca. Extensômetros podem ser instalados na armadura para a medição dos deslocamentos (Fellenius, 2001).

Com relação à instrumentação, o conjunto básico de sensores necessário para realização desse ensaio pode ser observado na Figura 2.15 e envolve inicialmente dois transdutores de deslocamento do tipo corda vibrante (LVDT's) cuja parte inferior é fixada na placa superior da célula bidirecional. O movimento ascendente da parte superior da estaca também deve ser medido de forma direta com um par de extensômetros (*telltales*) que se estendem até o topo da estaca e permitem ainda determinar a compressão elástica do

elemento de fundação. Ao descontar o deslocamento ascendente da célula do deslocamento total medido pelos LVDT's obtém-se o deslocamento descendente da placa. Recomenda-se ainda medir o movimento ascendente a partir de um sistema de similar ao de uma prova de carga convencional através de relógios comparadores e uma viga de referência (Osterberg, 1998).

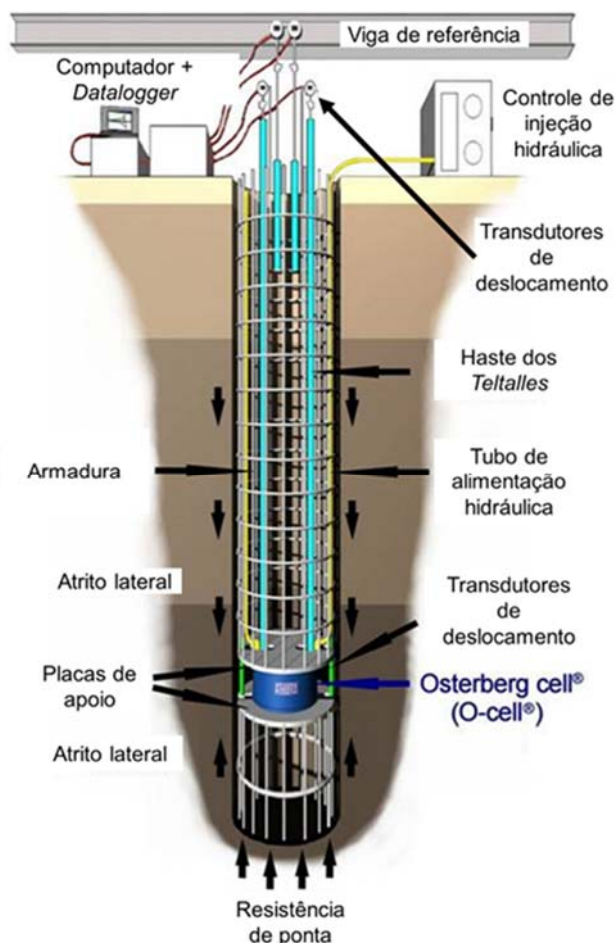


Figura 2.15 – Instrumentação  
 FONTE: Adaptado de England & Cheesman (2001)

Após a inserção da armadura com a(s) célula(s) previamente instalada(s), a estaca deve ser concretada normalmente. O ensaio pode então ser realizado assim que o processo de cura garantir a resistência adequada do concreto. Para tal, os sensores descritos na Figura 2.15 são conectados a um *datalogger*, a uma viga de referência e a um sistema de bombeamento hidráulico.

Inicialmente, é preciso aplicar um pequeno carregamento para que a solda de segurança, utilizada para evitar a possível abertura indevida da célula durante a instalação/içamento da armadura, seja rompida. Após esse procedimento, o ensaio bidirecional pode então ser iniciado e conduzido seguindo procedimentos similares a um

carregamento estático convencional, ou seja, aplicando-se incrementos crescentes de carga. Um exemplo de resultado obtido com esse ensaio é apresentado na Figura 2.16. Como o carregamento é aplicado em duas direções opostas de forma simultânea, a carga total mobilizada na estaca será duas vezes a aplicada pelo sistema.

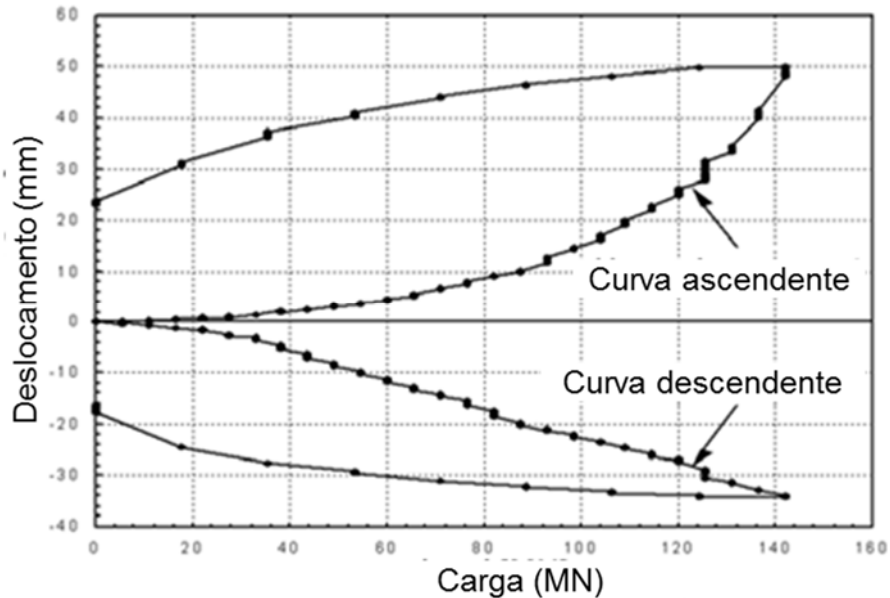


Figura 2.16 – Exemplo de curva carga x deslocamento obtida em um ensaio bidirecional  
 FONTE: Adaptado de England & Cheesman (2001)

### 2.3.1. Resultados obtidos e métodos de interpretação

A Figura 2.17 apresenta um exemplo de resultado obtido com o ensaio bidirecional. Nela, são apresentadas duas curvas distintas correlacionando carga x deslocamento, que representam a resposta obtida acima (movimento ascendente) e abaixo da célula (movimento descendente). Análises da distribuição de resistência do solo ao longo da profundidade devem ser realizadas considerando o somatório do comportamento medido acima e abaixo da *O-Cell*, conforme pode ser observado na Figura 2.18.

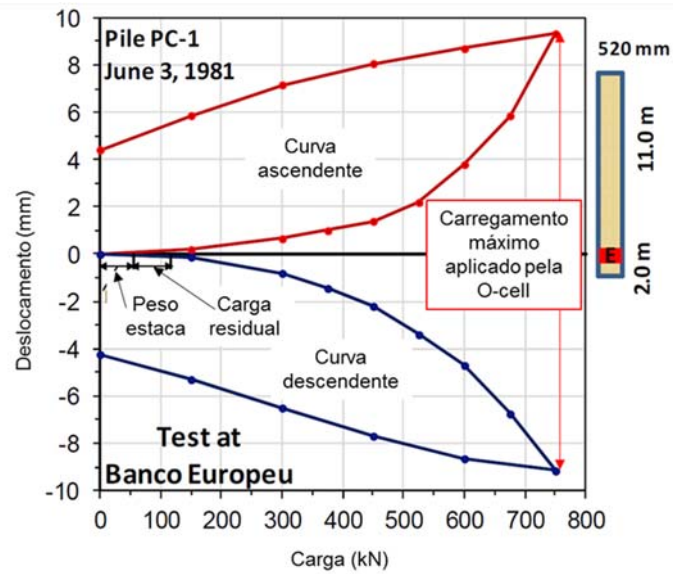


Figura 2.17 – Exemplo de resultado de ensaio bidirecional – *O-Cell*  
 FONTE: Adaptado de Fellenius (2015)

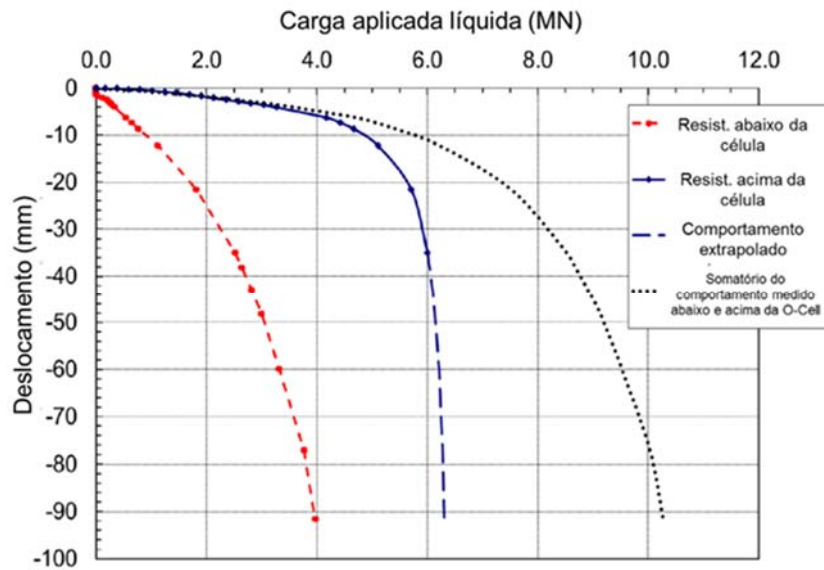


Figura 2.18 – Curva acumulada carga x deslocamento obtido com ensaio bidirecional  
 FONTE: Adaptado de Ruban & Denton (2011)



### 2.3.2. Comparativo entre as duas metodologias de ensaio

No Brasil, a utilização provas de carga estática para avaliação do comportamento carga x deslocamento e avaliação da capacidade de carga estrutural de elementos de fundação é bastante difundida e aceita pelos profissionais da área, principalmente após a atualização da NBR 6122 em 2010 que tornou obrigatória a realização desses ensaios em pelo menos 1% das estacas a partir de determinados valores de tensão admissível máxima pré-estabelecidos (vide descrição apresentada no item 2.2).

Os ensaios com células de carga bidirecionais, por sua vez, ainda representam uma ferramenta pouco utilizada no país. Nos parágrafos subsequentes será apresentado um comparativo entre os esses dois procedimentos de ensaios bem como alguns estudos já publicados sobre o assunto que servirão como base para as análises apresentadas pelo presente trabalho.

Dentre as principais limitações do ensaio bidirecional cita-se a necessidade de instalação em estacas pré-selecionadas, ou seja, previamente à sua execução. Além disso, como o topo da estaca não é testado estruturalmente, a curva carga x deslocamento nessa cota deve ser calculada, sendo possível determiná-la através do somatório do comportamento medido ou ainda por elementos finitos.

Provas de carga convencionais utilizam um sistema de reação ou em alguns casos cargas impostas para gerar carregamentos no topo do elemento de fundação. Como resultados, obtém-se de maneira unificada os valores de atrito lateral e resistência de ponta correspondentes a um determinado nível de carregamento em uma única curva, sendo necessário utilizar técnicas matemáticas para obter tais componentes de forma isolada. No ensaio bidirecional, a estaca também é carregada à compressão, porém o carregamento é feito na parte inferior da estaca (profundidade em que a célula está instalada). Conforme ela se expande, a ponta e o fuste reagem e até que a capacidade máxima de um desses componentes ou o limite de expansão da célula sejam atingidos. Nesse ensaio, a resistência de ponta e o atrito lateral são medidos de maneira individual, o que faz com que a capacidade de carga necessária para a célula seja inferior ao sistema de reação necessário. Isto porque quando o atrito lateral ou a resistência de ponta atingem sua capacidade de carga com um determinado nível de carregamento "P", sabe-se que o sistema de reação necessário para executar esse teste da forma convencional deveria ser 2P.

A Figura 2.19 apresenta um comparativo entre os dois tipos de ensaio em termos de solicitação e sistema de aplicação de cargas. Cabe salientar que esse ensaio não possui uma normatização específica, sendo recomendado entretanto atender aos procedimentos

descritos pela norma ASTM (2013) que descreve as metodologias de ensaio para avaliação de fundações profundas sob carregamentos axiais de compressão.

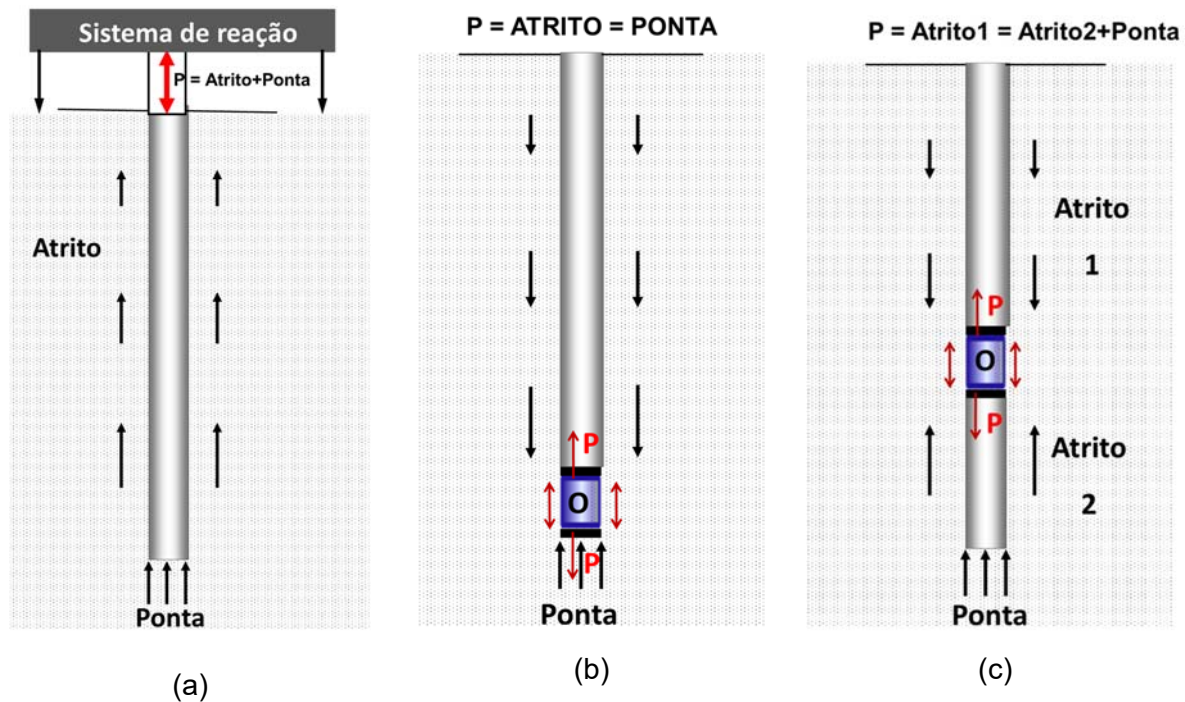


Figura 2.19 – Esquema ilustrativo comparando as duas formas de carregamento: (a) Prova de carga estática convencional; (b) Célula expansiva direcional instalada na ponta da estaca e (c) Célula expansiva direcional instalada em uma profundidade qualquer da estaca

FONTE: Adaptado de England & Cheesman (2001)

Por não necessitar do uso de um sistema de reação, o uso da célula bidirecional torna-se atrativo quando se tratam de grandes carregamentos (1.000-2.000 ton), refletindo tanto em redução nos custos executivos (transporte, instalação e ancoragem de todo o sistema de reação) como no aumento da segurança para realização do ensaio. Historicamente, existem registros de ensaios com aplicação de cargas acima de 32.000 toneladas (322 MN) em um ensaio realizado em Louisville, nos Estados Unidos em uma estaca de uma ponte sobre o rio Ohio. Nesta ocasião, foram utilizadas quatro células de 860 mm de diâmetro dispostas em um único nível em uma profundidade de 1,1 m acima da ponta da estaca (Fugro Loadtest, 2015).

O tempo de preparo do sistema de reação também pode ser considerado como uma vantagem em relação ao sistema convencional visto que normalmente o sistema é montado em um único dia. Cabe salientar ainda a possibilidade de definir a profundidade de instalação para uma camada de interesse específica, podendo inclusive ser instalada em uma estaca embuta em rocha. Segundo England (2003) ensaios realizados com essa finalidade tem mostrado que a resistência nessas áreas normalmente é subestimada.

Osterberg (1998) apresenta uma compilação de resultados englobando oito ensaios bidirecionais dos quais sete possuíam ensaios convencionais comparativos com o objetivo de ressaltar a importância da utilização de boas técnicas construtivas. Dentre as anomalias identificadas, citam-se: limpeza inadequada do fundo da estaca, falhas na aplicação de fluidos de perfuração, falhas na concretagem e utilização de ferramentas impróprias de perfuração.

Conforme descrito anteriormente, o ensaio bidirecional diferencia-se do convencional por estabelecer a carga em dois locais na estaca e não apenas no topo da mesma, conforme pode ser observado na Figura 2.20. Nela, são apresentados resultados de ensaios bidirecionais em duas estacas (Fellenius & Tan ,2010).

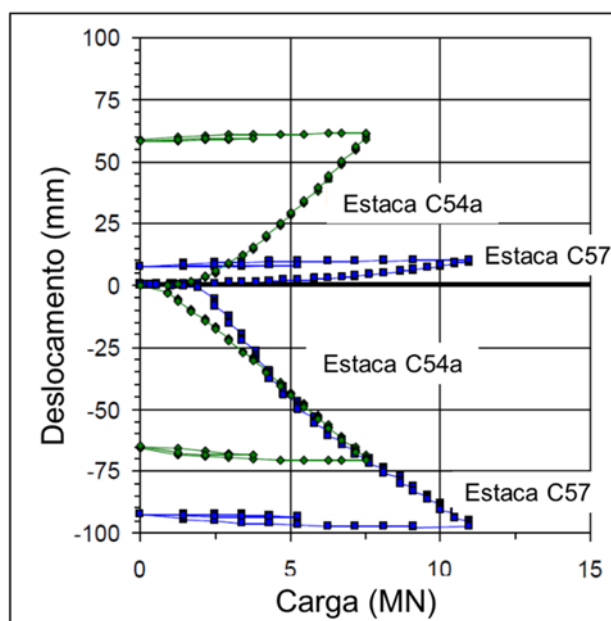


Figura 2.20 – Resultados típicos de um ensaio bidirecional  
 FONTE: Adaptado de Fellenius & Tan (2010)

Fellenius & Tan (2010) descrevem um programa de testes realizados em estacas combinando ensaios de prova de carga estática convencionais e bidirecionais (Figura 2.21).

O procedimento realizado consistiu em quatro estágios distintos:

- Estágio 1: prova de carga estática convencional com incrementos de carga a cada 10 minutos, atingindo um carregamento de 12,1 MN para um deslocamento de 13,6 mm;
- Estágio 2: ensaio bidirecional com carregamento máximo de 8 MN;
- Estágio 3: mesmo procedimento realizado no estágio 1, com a célula aberta e livre drenagem, ou seja, com resistência apenas em função das solicitações no fuste e resistência de ponta nula. Nesta etapa o carregamento chegou a 17,9 MN e 22,9 mm de deslocamento;

- Estágio 4: mesmo procedimento do estágio 2, atingindo um carregamento de 13,5 MN;

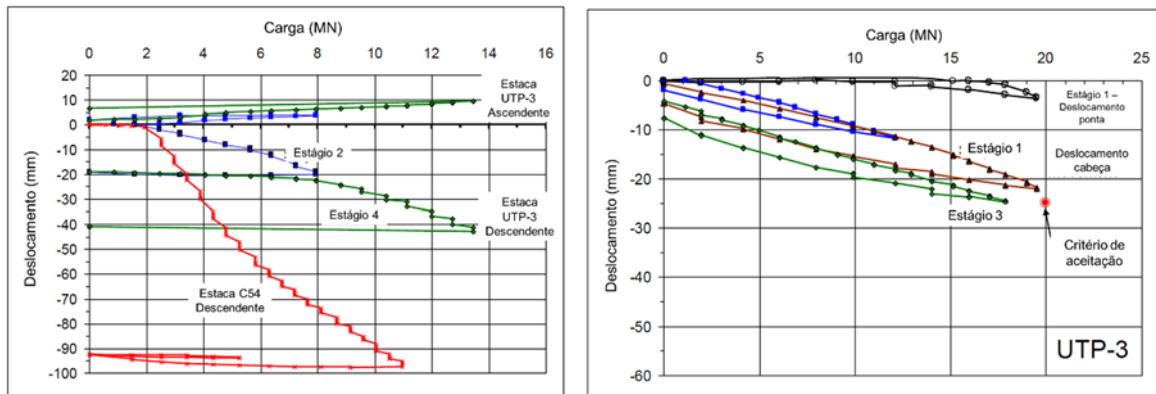


Figura 2.21 – Resultado dos ensaios convencionais (estágios 1 e 3) e bidirecionais realizados (estágios 2 e 4)  
 FONTE: Adaptado de Fellenius & Tan (2010)

Para comparar a distribuição de carga determinada pela célula bidirecional com os resultados obtidos em um teste convencional, os autores descrevem uma metodologia que consiste em “inverter” de forma espelhada a distribuição de carga obtida acima da célula, que representa a resistência acumulada ao longo do fuste em direção negativa, conforme pode ser observado na Figura 2.22.

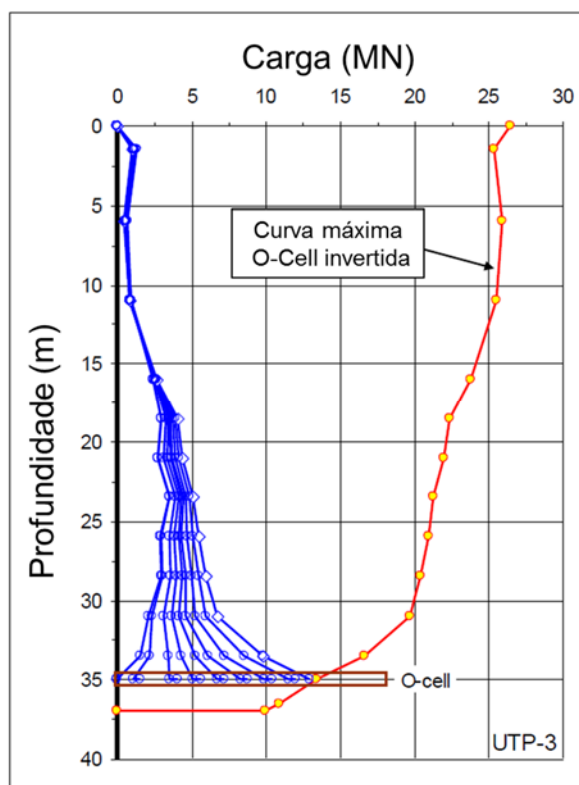


Figura 2.22 – Distribuição de carregamentos medidos e “espelhados” ao longo da profundidade

FONTES: Adaptado de Fellenius & Tan (2010)

Com base nesse procedimento, a Figura 2.23 apresenta um comparativo dos resultados obtidos nessa mesma estaca após execução dos dois ensaios. Observa-se que até uma profundidade de cerca de 30 m, o ensaio convencional apresentou uma maior resistência e, dessa cota até a ponta da estaca, o ensaio bidirecional apresentou os maiores resultados.

Além disso, combinando (acumulando) os resultados dos dois métodos, é possível concluir que o ensaio bidirecional apresentou resultados semelhantes ao de um ensaio convencional com aplicação de uma carga máxima de 38 MN. Este valor é cerca de duas vezes a carga máxima aplicada no ensaio convencional e cerca de três vezes a carga máxima obtida nos testes.

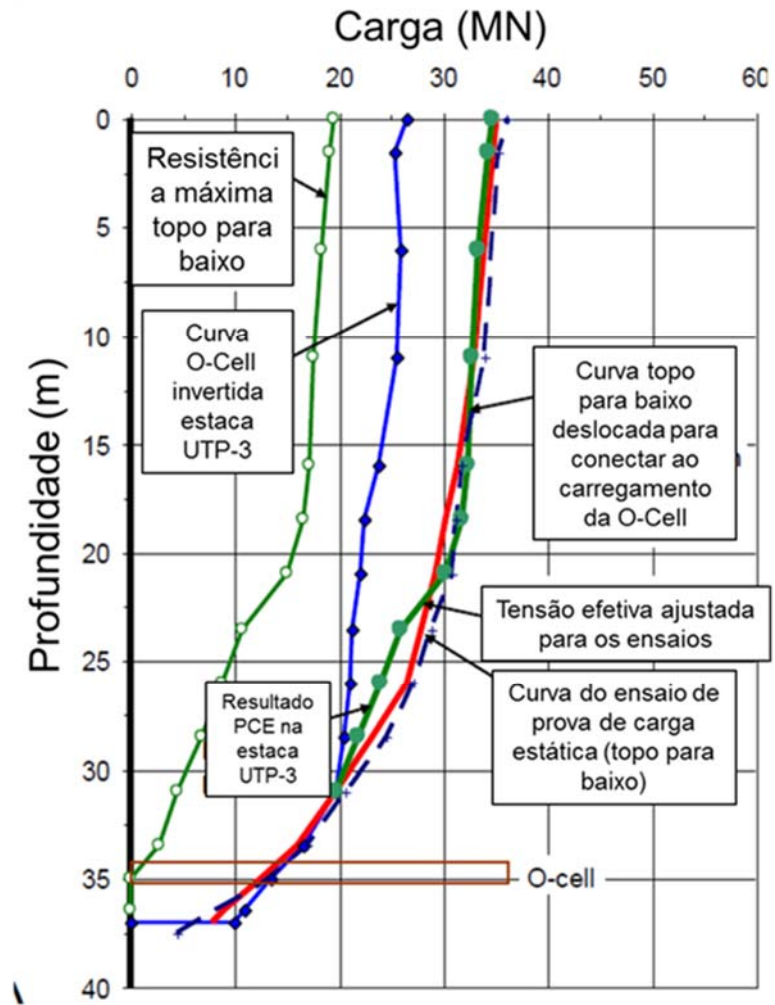


Figura 2.23 – Distribuição de carregamento e coeficiente beta  
 FONTE: Adaptado de Fellenius & Tan (2010)

### 3. CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI

Com base no contexto descrito no Capítulo 1, evidencia-se a importância de um estudo experimental com vistas a alavancar o conhecimento dos mecanismos envolvidos durante ensaios de carregamentos estáticos em estacas escavadas de grande diâmetro. Com o apoio de várias empresas e instituições, um campo experimental de estudos denominado Campo Experimental de Araquari foi concebido e implantado, envolvendo a execução de um conjunto de estacas teste e elementos auxiliares de reação, além de um escopo diversificado de ensaios de campo para caracterização da área. Como fruto desse esforço, outros trabalhos já foram desenvolvidos e publicados (e.g. Brochero (2014), Nienov (2016), Alves (2016) e Lavalle (2017)).

Neste capítulo, uma caracterização da estratigrafia local com base em investigações de campo e laboratório será apresentada. Informações detalhadas desde a etapa executiva dos elementos de fundação até a realização dos ensaios de carregamento estático convencionais e bidirecional com célula expansiva também serão apresentadas. De forma sintetizada, as atividades descritas nos itens subsequentes foram realizadas de acordo com o cronograma apresentado na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 – Cronograma de atividades do Campo Experimental de Araquari		
Etapas	ET-04	ET-06
Ensaio de cone	Entre 24/06/2014 e 27/06/2014	
Ensaio SPT	Entre 11/08/2014 e 19/08/2014	
Ensaio de laboratório (umidade, granulometria e índices físicos)	Agosto de 2014 e maio de 2015	
Execução da estaca	15/12/2014	17/12/2014
Ensaio de integridade com arrasamento	19 e 20/01/2015	
Novo arrasamento e execução dos blocos	Entre 02/02/2015 e 04/02/2015	
Início da prova de carga estática de topo	07/05/2015	4/11/2015
Início do ensaio bidirecional	-	26/02/2015
Ensaio de qualidade do concreto	7, 14, 28 e no dia da realização da prova de carga estática de topo-	7, 14, 28 e no dia da realização do ensaio bidirecional

### 3.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GERAIS

O Campo Experimental de Araquari – CEA - está localizado entre as coordenadas 726.996 E / 7.068.813 N e 727.009 E / 7.068.859 N, 30 km ao sul da cidade de Joinville e 60 km ao norte de Itajaí (Figura 3-1). Na Figura 3-2 é possível observar uma vista aérea do local de estudo, obtida durante a execução das estacas. A região delimitada pelas linhas tracejadas representa a área compreendida pelo conjunto de estacas.

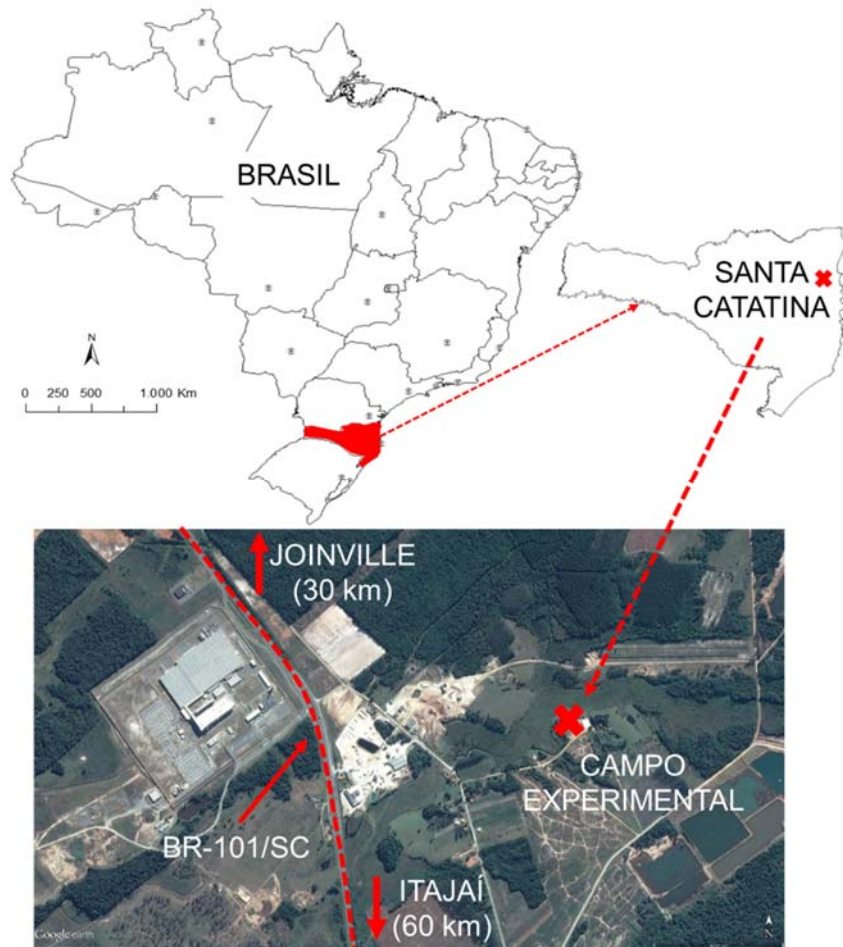


Figura 3-1 – Localização do Campo Experimental de Araquari – CEA





Figura 3-2 – Vista aérea do Campo Experimental de Araquari, em Santa Catarina

A Tabela 3-2 apresenta um resumo com as estacas que fazem parte dessa área de estudos e a disposição de todos esses elementos em planta é apresentada na Figura 3-3. As análises apresentadas neste trabalho, contudo, estarão restritas às estacas ET-04 e ET-06. Foram executadas ainda quatorze estacas tipo hélice contínua de 80 cm de diâmetro e comprimento variando entre 18,90 e 23,95 m. Tais elementos compõem o sistema de reação utilizado durante as provas de carga convencionais, estando dispostos de modo que cada estaca teste possuísse quatro estacas de reação. Uma descrição em detalhe desses elementos será apresentada no item 4.4.1.

Tabela 3-2 – Resumo com a descrição das estacas que compõe o Campo Experimental de Araquari

Estaca	Método executivo	Diâmetro nominal (m)	Comprimento (m)	Tipo de Ensaio
ET-01	Hélice contínua	0,70	15,07	Prova de carga estática e dinâmica
ET-02	Escavada com polímero	0,70	15,70	Prova de carga estática e dinâmica
ET-03	Hélice contínua	1,00	20,13	Prova de carga estática
ET-04	Escavada com polímero	1,00	24,10	Prova de carga estática
ET-05	Escavada com lama bentonítica	1,00	24,40	Prova de carga estática
ET-06	Escavada com polímero	1,00	24,30	Prova de carga estática e ensaio bidirecional

Ressalta-se que embora as investigações de campo, estacas e as provas de carga tenham sido realizadas com caráter puramente científico, os procedimentos adotados foram os mesmos rotineiramente empregados pelas empresas executoras em serviços de engenharia. Tal critério foi adotado visando preservar a forma como as informações são usualmente geradas nas obras, no intuito de garantir aplicabilidade prática do estudo.

Nos itens subsequentes, as investigações indicadas na Figura 3-3 serão apresentadas e analisadas no intuito de se entender o perfil geotécnico da área em estudo. Discussões e/ou análises em maior detalhe serão apresentadas no Capítulo 6, buscando-se confrontar os resultados dos carregamentos estáticos com a estratigrafia a partir de ensaios de campo e laboratório. Durante essa etapa do trabalho, ressalta-se o apoio recebido da empresa Geoforma Engenharia, responsável pela execução dos ensaios de laboratório, ensaios dilatométrico sísmicos e sondagens a percussão assim como da Fugro *In situ* Geotecnia, responsável pela execução dos ensaios de cone.

No total, foram realizados sete ensaios de cone (CPTu), três sondagens a percussão (SPT) e dois ensaios dilatométricos sísmicos (SDMT). A Tabela 3-3 apresenta um resumo com as principais características e a localização dessas sondagens, que também estão representadas na Figura 3-3.

Tabela 3-3 – Dados das sondagens realizadas

Sondagem	Prof. Final (m)	Nível de água (m)	Cota (m)	Coordenadas	
CPTu-F01	30,02	1,70	8,67	7.068.829 N	727.030 E
CPTu-F02	30,00	1,70	8,68	7.068.834 N	727.029 E
CPTu-F03	30,01	1,70	8,61	7.068.832 N	727.024 E
CPTu-F04	29,76	1,70	8,69	7.068.839 N	727.027 E
CPTu-F05	30,00	1,70	8,57	7.068.837 N	727.022 E
CPTu-F06	29,80	1,70	8,63	7.068.842 N	727.020 E
CPTu-F07	30,00	1,70	8,74	7.068.844 N	727.025 E
SPT-01	30,45	2,55	8,70	7.068.844 N	727.016 E
SPT-02	30,45	2,77	8,80	7.068.838 N	727.024 E
SPT-03	30,45	2,15	8,70	7.068.8228 N	727.034 E
SDMT-01	29,00	2,30	8,82	7.068.848 N	727.027 E
SDMT-03	27,80	2,30	8,60	7.068.843 N	727.017 E

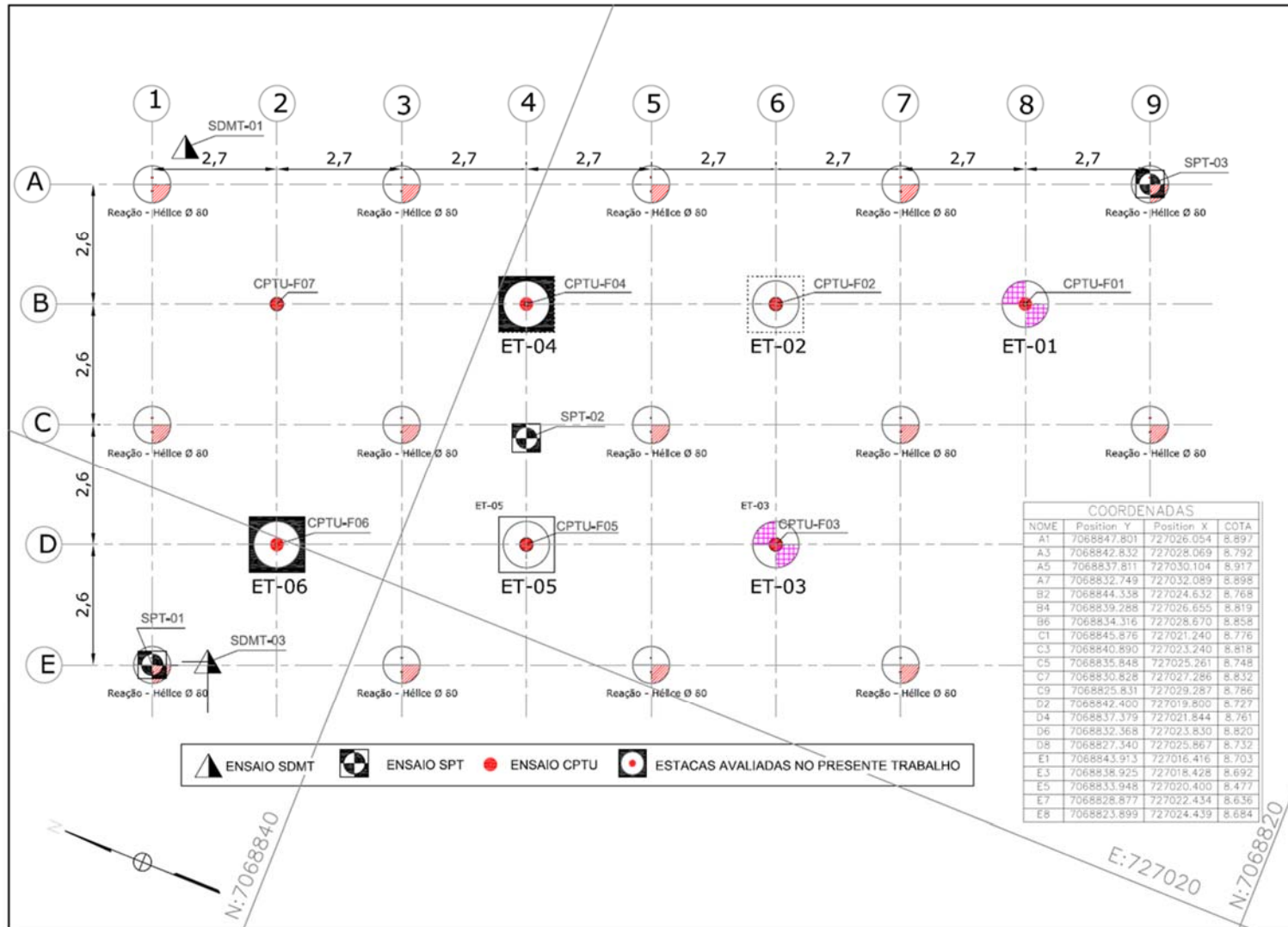


Figura 3-3 – Distribuição em planta das estacas teste, de reação e das sondagens no Campo Experimental de Araquari

### 3.1.1. Aspectos geológicos

O município de Araquari faz parte da área de planície costeira do estado de Santa Catarina formada por 38 municípios que incluem Itapoá no extremo norte e Passo de Torres, no extremo sul. Apesar da grande diversidade geológica e biológica característica dessa região, Horn Filho *et al.* (2014) descrevem que existe uma evidente semelhança do litoral Norte de Santa Catarina com o litoral do Paraná e do litoral Sul catarinense com o litoral do Rio Grande do Sul.

O município de Araquari situa-se na região norte (setor nº 2) da costa onde, geologicamente, identifica-se o embasamento composto de gnaisses, migmatitos, granulitos e xistos, e com acúmulo de sedimentos que compõem os sistemas deposicionais cristalino/sedimentar, continental, transicional ou litorâneo e antropogênico, representados por 15 unidades litoestratigráficas conforme apresentado na Tabela 3-4 e Figura 3-4.

Uma descrição em detalhe incluindo: conceituação, distribuição nos três setores, geologia, geomorfologia, gênese e idade, além de algumas fotos de cada uma dessas unidades pode ser encontrada em Horn Filho *et al.* (2014). De forma sucinta, a estratigrafia da área estudada é formada predominantemente por solos de origem sedimentar depositados na plataforma continental de origem no complexo granulítico de Santa Catarina. Tal material data principalmente do penúltimo período de transgressão (120.000 anos) e classifica-se como da idade do pleistoceno médio. Uma descrição detalhada dessas litologias e de aspectos geomorfológicos, clima e vegetação pode ser encontrada em Brochero (2014).

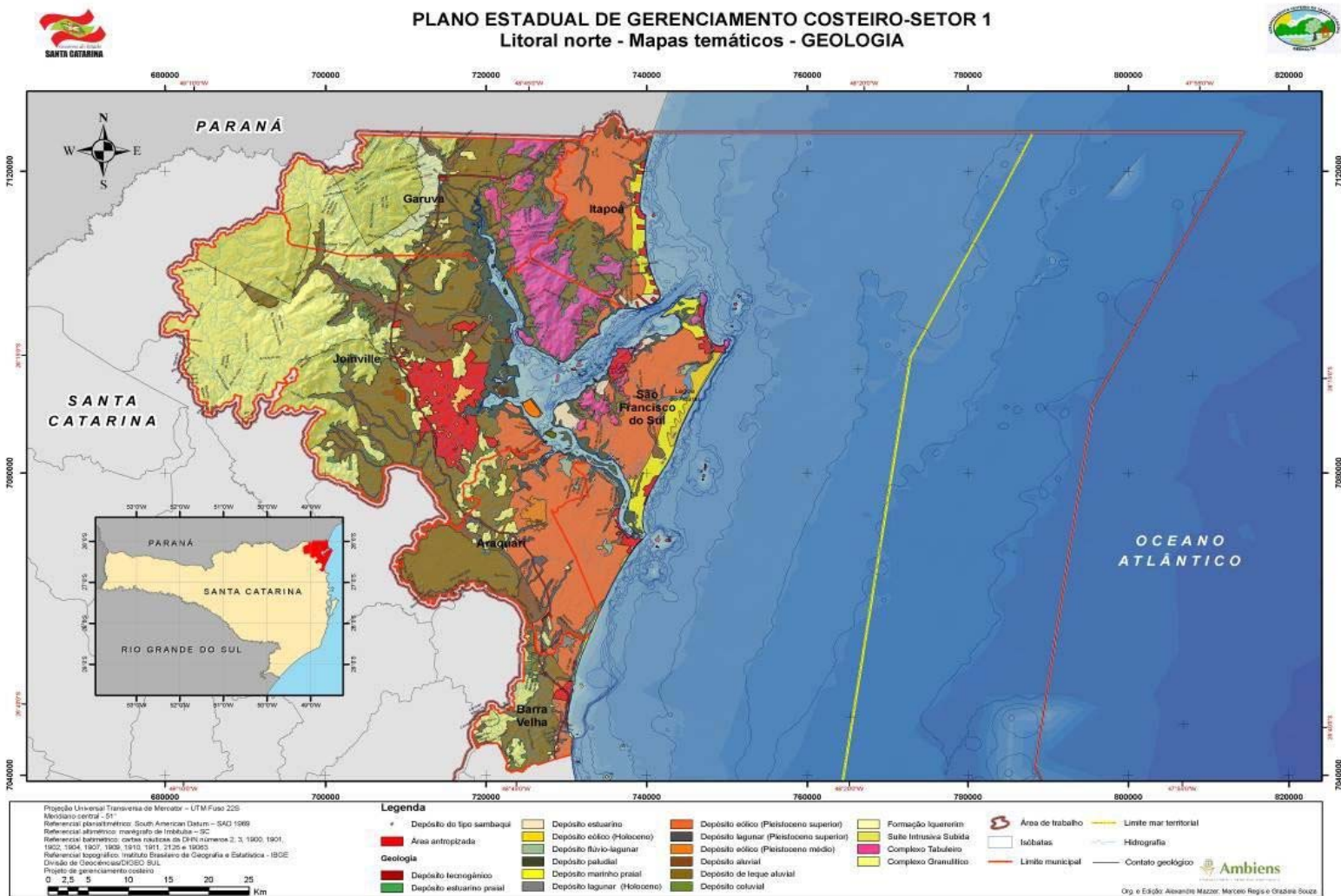


Figura 3-4 – Mapa geológico do litoral norte ou Setor 1  
FONTE: Horn Filho *et al.* (2014)

Tabela 3-4 - Síntese das unidades litoestratigráficas e mapas correspondentes  
 FONTE: Horn Filho *et al.* (2014)

Época	Embasamento/ Sistema Deposicional	Seq.	Unidade litoestratigráfica	Setores													
				Norte			Central				Sul						
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11			
Holoceno	Antropogênic o	20	Depósito Tecnogênico	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
		19	Depósito do tipo Sambaqui	x	x	x		x	x	x	x	x	x				
		18	Depósito Eólico	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
	Transicional	Alta energia	17	Depósito <i>Chenier</i>				x	x								
			16	Depósito Estuario Draial	x												
			15	Depósito Lagunar Draial						x		x	x				
			14	Depósito Marinho Draial	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
		Baixa energia	13	Depósito Paludial	x	x		x	x	x	x	x					x
			12	Depósito Estuarino	x	x											
			11	Depósito de Baía					x	x							
			10	Depósito Deltaico Intralagunar							x						
Pleistocen o Superior	Continental	9	Depósito Flúvio- lagunar	x	x	x		x		x	x	x			x		
		8	Depósito Lagunar	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
		7	Depósito Eólico	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
Pleistocen	Continental	6	Depósito Lagunar		x	x				x		x	x	x	x		
		5	Depósito Eólico	x	x					x							
Quaternári o Indiferen- ciado	Continental	4	Depósito Aluvial	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		
		3	Depósito de Leque Aluvial	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		x	
Pré- quaternári	Cristalino/Sedi- mentar	1	Embasamento Indiferenciado	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x		

\* Os números 1, 2 e 3 correspondem aos mapas do setor Norte; 4, 5, 6, 7, 8 e 9 aos mapas do setor Central; e 9, 10 e 11 aos mapas do setor Sul.

Suguio *et al.* (1986 apud BROCHERO, 2014) descrevem que a evolução das planícies que compõe o litoral de Santa Catarina durante o quaternário pode ser dividida em oito etapas:

1. Sedimentação dos depósitos continentais do Plioceno (formação Barreiras), chamados localmente Alexandra, Cachoeira, Canhanduva e Iquererim, provavelmente de idade terciária e depositados sob condições semi-áridas;

2. Máximo da Transgressão Antiga (mais de 120.000 anos): não existem evidências claras datadas da Transgressão Antiga na área;
3. Sedimentação dos depósitos continentais pós-barreiras: Terraços marinhos ainda não são conhecidos nesta área, mas os depósitos quaternários indiferenciados podem ser incluídos dentro desta fase;
4. Máximo da Penúltima Transgressão (cerca de 120.000 anos, 8 metros acima do nível atual): erosão parcial dos depósitos continentais anteriores, com o mar atingindo o sopé das escarpas rochosas pré-cambrianas;
5. Construção dos terraços arenosos extensivos marinhos do Pleistoceno, formados após o máximo da Penúltima transgressão ao longo das zonas litorais dos estados do Paraná e Santa Catarina. Tais depósitos foram retrabalhados superficialmente por ventos que deram origem a enormes campos de dunas eólicas;
6. Máximo da transgressão do Holoceno (cerca de 5.100 anos): Terraços do Pleistoceno profundamente erodidos foram invadidos pelo mar, com a formação de muitos estuários, baías e lagoas;
7. Construção de deltas intralagunares na foz dos rios mais importantes: as ilhas-barreira isolaram as lagoas do mar e os sedimentos transportados pelos rios formavam os deltas intralagunares;
8. Máximo da Última Transgressão seguido pela formação de terraços marinhos arenosos do Holoceno. Na metade sul desta planície costeira, depósitos de areia foram superficialmente retrabalhados pelos ventos que deram origem a importantes campos de dunas eólicas.

Com base no contexto histórico de evolução, Brochero (2014) descreve que é possível concluir que parte do solo que compõe o perfil estudado foi formado entre as etapas 4 e 5, durante o pleistoceno superior, há aproximadamente 120.000 anos. Neste período, o nível do mar se encontrava 8 metros acima do nível atual. Atualmente, os terraços arenosos possuem aspecto esbranquiçado na superfície e marrom a negra na em profundidade. Essa coloração escura pode ser atribuída à presença de matéria orgânica epigenética.

### 3.1.2. Caracterização geotécnica

Neste item, resultados de ensaios de laboratório apresentados por (Lavallo 2017) serão apresentados e discutidos. O escopo de investigações compreendeu desde técnicas mais comumente empregadas como granulometria por peneiramento, índice de vazios e limites de Atterberg como ainda análises químicas com ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e difração de raios X.



Com base nas curvas granulométricas obtidas pela autora, verifica-se a presença de uma camada de areia fina entre 3,0 m e 17,0 m, com porcentagem de finos variando entre 15 e 40%. Sobreposta a esta camada tem-se entre 18,0 m e 22,0 m a presença de um silte-argiloso com 60% do solo sendo classificado como siltoso. Por fim, identifica-se uma areia de granulometria média a grossa até os 24,0 m, composta por uma porcentagem de finos de aproximadamente um 20%. A Tabela 3-5 apresenta um resumo com os demais resultados de ensaios de caracterização realizados. Os valores de densidade relativa dos grãos foram obtidos por meio de correlações a partir de resultados de SPT e CPTu.

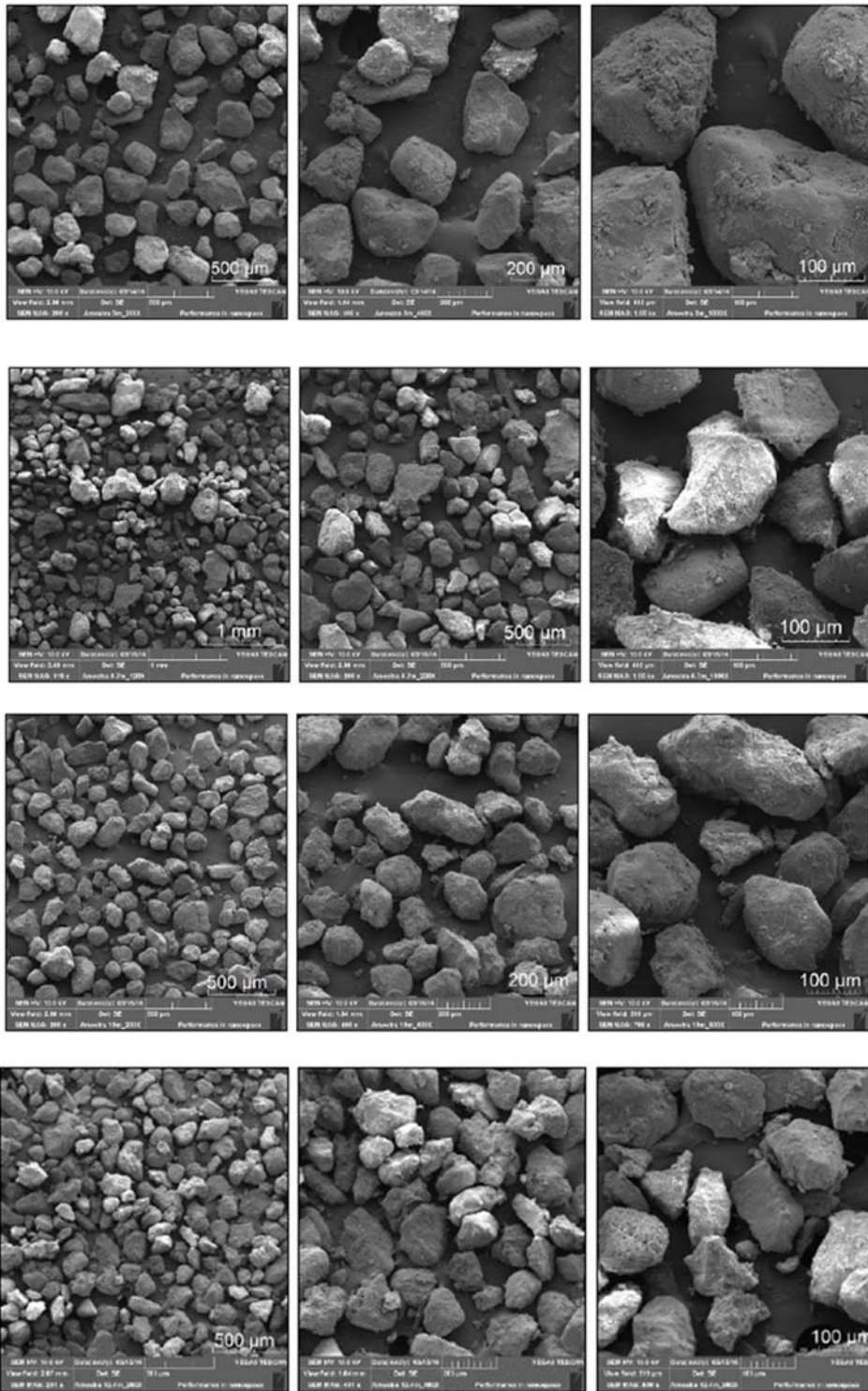
Tabela 3-5 – Resumo com os resultados de ensaios de laboratório de caracterização  
 FONTE: (Lavalle 2017)

Prof. (m)	$e_{\min}$	$e_{\max}$	$e_{\text{médio}}$	Gs médio	Dr (%) média	% Silte	% Argila
3,0	0,785	0,900	0,850	2,51	42	8,9	1,3
5,0	0,732	0,940	0,780	2,67	76	14,2	2,3
8,5	0,732	0,940	0,780	2,67	76	9,8	1,6
9,0	0,835	1,015	0,880	2,69	64	-	-
10,0	0,835	1,015	0,880	2,69	64	16,0	2,6
10,7	0,816	1,180	1,102	2,54	22	17,8	2,5
14,0	0,816	1,180	1,102	2,54	22	32,8	3,1
15,0	0,887	1,340	1,163	2,66	39	29,9	3,0
17,1	0,887	1,340	1,163	2,66	39	27,1	3,2
18,8	0,465	1,215	1,070	2,34	19	24,8	2,4
19,0	0,465	1,215	1,070	2,34	19	56,1	3,7
21,0	0,820	1,070	1,005	2,47	25	67,5	6,4
22,5	0,640	0,855	0,795	2,58	32	26,4	3,9
24,0	0,640	0,855	0,795	2,58	32	23,3	4,0

Por meio dos ensaios de MEV - microscopia eletrônica de varredura foram geradas ferramentas que permitiram determinar a forma dos grãos que compõe a região de instalação das estacas em análise no presente trabalho (Figura 3-5). Com base nesses resultados, observa-se que em todas as profundidades os grãos apresentam um grau baixo de arredondamento em parte por sua dimensão (areia fina) e ainda como consequência de processos intensos de abrasão que podem conduzir à quebra das partículas formando grãos angulosos (Lavalle, 2017).

Os resultados da difração de raios - X permitiram concluir que a composição química dos grãos está baseada em silício e alumínio - elementos que definem o quartzo. A fração arenosa apresenta ampla predominância de quartzo, com pequena proporção de feldspato

potássico, em todos perfis e frações granulométricas analisadas. A fração argila possui ampla predominância de illita, sendo bem menos abundante a caolinita (Lavalle, 2017).



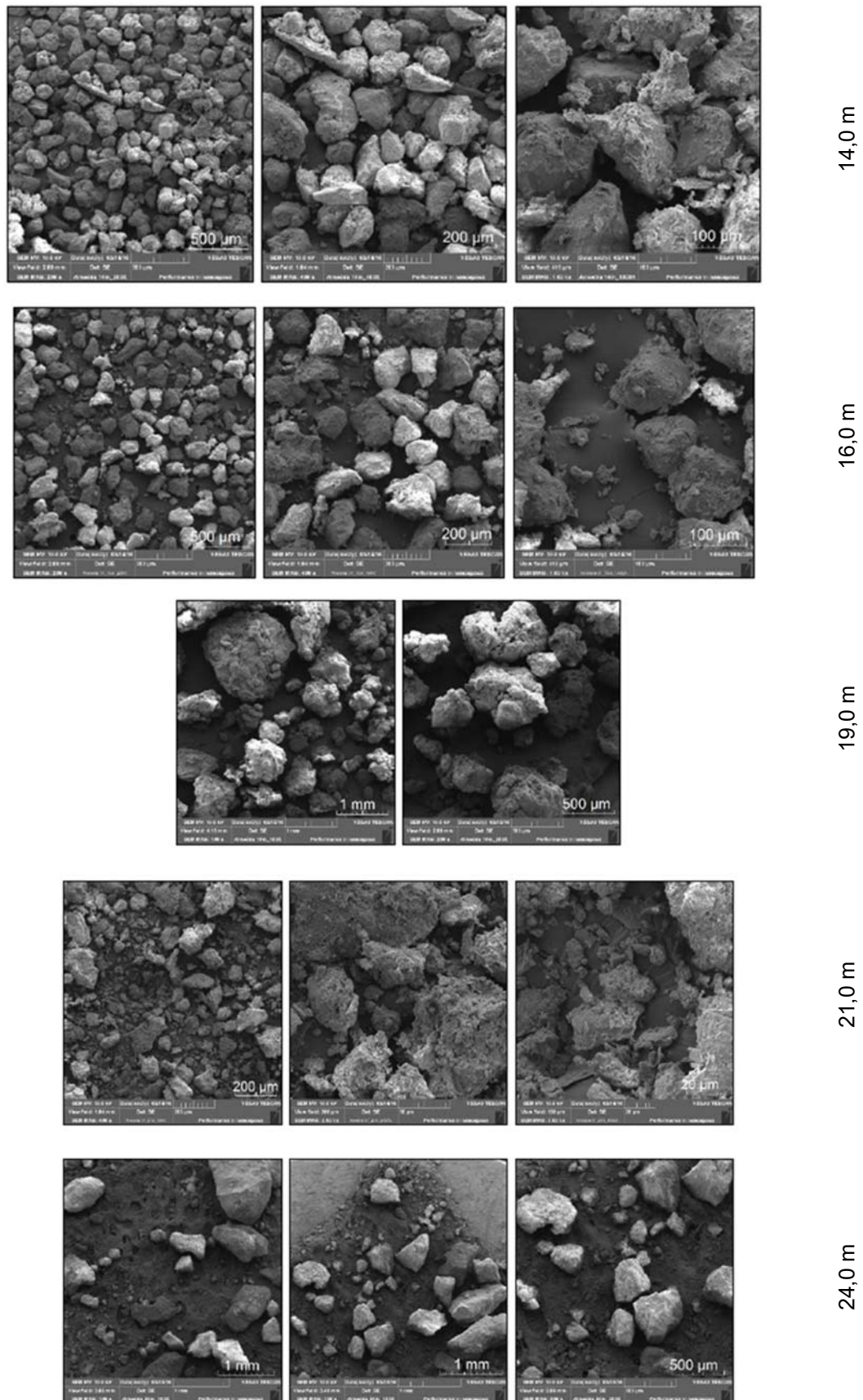


Figura 3-5 - Fotografias MEV ao longo da profundidade  
Fonte: (Lavelle 2017)

A resistência ao cisalhamento dos solos arenosos depende essencialmente de três fatores: estado do solo (densidade, estado de tensões, textura e cimentação), origem e características das partículas (composição mineral, tamanho dos grãos, angularidade e rugosidade) e ainda condições ambientais (condições de contorno impostas ao solo e presença de água nos vazios) (Salgado 2008).

No presente trabalho, as análises propostas englobam resultados obtidos com ensaios de carregamentos estáticos em estacas e, com isso, torna-se necessário o entendimento do comportamento ou da resistência ao cisalhamento do solo sob grandes deformações. Sendo assim, as análises dos próximos parágrafos serão realizadas buscando compreender os mecanismos que exercem influência no ângulo de atrito em um estado crítico de tensões.

Com relação aos fatores do estado do solo, a densidade é a que mais influencia no ângulo de atrito: ao comparar materiais onde todos os demais parâmetros sejam iguais, o ângulo de atrito de pico tende a crescer com o aumento da densidade o que representa um aumento dos efeitos de dilatância. Em contrapartida, diversos estudos (e. g. BEEN; JEFFERIES; HACHEY, 1991; BOLTON, 1986; SALGADO, 2008) afirmam que o ângulo de atrito no estado crítico é independente da densidade mas pode ser associado à mineralogia. Na Tabela 3-6 é possível observar uma coletânea de valores de ângulo de atrito no estado crítico obtidos para areias quartzosas em diversos estudos publicados na literatura, sendo 32,5° o valor médio encontrado com base nesses resultados (Ching et al. 2012). Com base nesses resultados, observa-se que a faixa de variação do ângulo de atrito crítico para areias de mesma composição mineral (quartzosas como as avaliadas no presente trabalho) é relativamente pequena, principalmente quando se tem conhecimento da distribuição granulométrica e angularidade.

Tabela 3-6 – Valores de ângulo de atrito no estado crítico obtidos em diversos estudos  
Fonte: (Ching et al. 2012)

Name	$\phi_{cv}$ (°)	$e_{max}$	$e_{min}$	$D_{50}$ (mm)	Angularity <sup>a</sup>	% fines	Reference(s)	Remarks
Erksak	30 ~ 32	0.96	0.53	0.35	SR	3-6	Been et al. (1987b); Ghafghazi and Shuttle (2009); Vaid and Sasitharan (1992)	Trace of mica
Kogyuk 350	31	0.83	0.47	0.35	SR to SA	2.2	Been and Jefferies (1985)	
Hokksund	27 ~ 32	0.91	0.55	0.39	SA	0	Been and Jefferies (1985); Been et al. (1987a)	Some feldspar and mica
Monterey no.0	30 ~ 32	0.82	0.54	0.37	SR	0	Been et al. (1987a)	Trace of feldspar
Beaufort	30 ~ 32					2-10	Been and Jefferies (1985)	
Brasted River	32.6	0.79	0.47	0.26		0	Comforth (1964, 1973)	
Ham River	33	0.92	0.59	0.20			Bishop and Green (1965)	
Ottawa	28.5 ~ 30	0.79	0.49	0.53	R	0	Lee and Seed (1967)	
Sacramento River	33	1.03	0.61	0.30	SR to SA	0	Lee and Seed (1967)	Significant feldspar
Glacial outwash	37	0.84	0.41				Hirschfield and Poulos (1964)	
Berlin	33	0.75	0.46				Bolton (1986)	
Guinea marine	33	0.90	0.52	0.34			Comforth (1973)	
Portland River	36	1.10	0.63	0.34			Comforth (1973)	
Leighton Buzzard	33	0.79	0.49	0.67			Houlsby and Hitchman (1988)	
Oosterschelde	33.2	0.88	0.56	0.17	SA		Greeuw et al. (1988)	
Reid Badfort	32	0.87	0.55	0.24	SA	0	Been et al. (1987a)	Some feldspar
Hilton Mines	35	1.05	0.62	0.20	A	2.5	Been et al. (1987a)	Some feldspar
Ticino	31	0.89	0.60	0.53	SR	0	Been et al. (1987a)	Trace of mica
Toyoura	31	0.87	0.66	0.21	SA	0	Been et al. (1987a)	
Hauchipato	35						Been and Jefferies (1985)	
Chattahoochee River	32.5	1.10	0.61	0.37	SA		Vesic and Clough (1968)	Trace of mica

<sup>a</sup>Notation: "A" denotes angular; "SA" denotes subangular; "R" denotes rounded; "SR" denotes subrounded.

Salgado (2008) afirma ainda que quanto maior o grau de angularidade maiores os ângulos de pico e residuais. Partículas mais angulares resistem mais ao rolamento/rearranjo de partículas do que as partículas arredondadas. Elas também tendem a "travar" mais, aumentando a dilatância para tensões de confinamento baixas a moderadas. Em tensões de confinamento maiores, ocorre uma maior quebra de partículas nos solos mais angulares do que nos arredondados, reduzindo e até revertendo o ganho de resistência ao cisalhamento típico de partículas mais angulares.

Areias/solos bem graduados tendem a ser menos compressíveis e mais dilatantes que solos mal graduados pois a presença de partículas pequenas e grandes facilita o "entrosamento" /empacotamento do solo, estando as partículas menores ocupando vazios e promovendo um intertravamento adicional às partículas grandes. Nesse caso, tanto o ângulo de pico como o residual/crítico tendem a ser maiores. O mesmo ocorre com a existência de partículas não plásticas de silte – aumento do ângulo de atrito e residual.

(SADREKARIMI and OLSON 2011) comparam e discutem em seu estudo valores de ângulo de atrito de areias no estado crítico. Segundo os autores, solos granulares mobilizam resistência ao cisalhamento através do atrito durante o deslizamento entre duas partículas de solo ( $\Phi'_u$ ) e conforme a geometria dos grãos ( $\Phi'_g$ ) conforme pode ser observado na Equação 3-1. Cada uma dessas parcelas, por sua vez, é dependente de outros parâmetros, conforme pode ser observado na Figura 3-6.

$$\Phi'_{MOB} = \Phi'_u + \Phi'_g$$

Equação 3-1

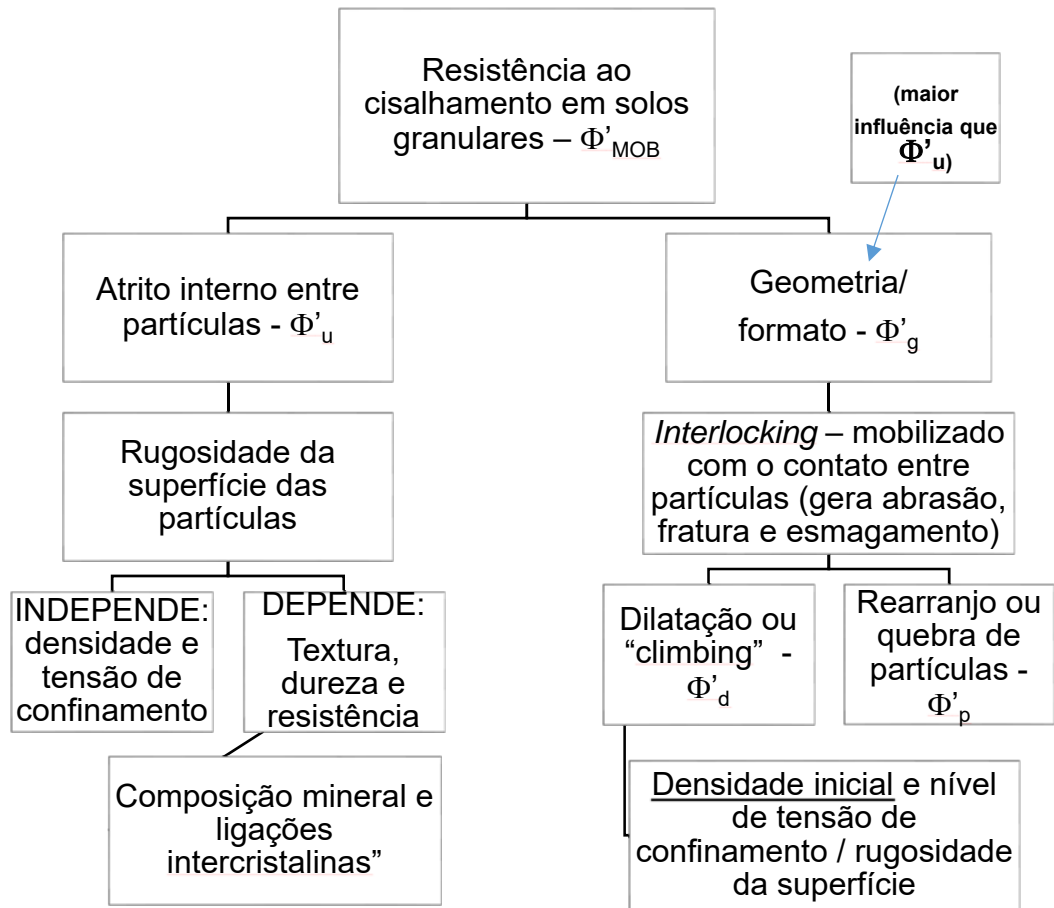


Figura 3-6 – Resistência ao cisalhamento em solos granulares: composição e fatores de influência

Fonte: (SADREKARIMI and OLSON 2011)

Na Figura 3-7 é possível visualizar de forma ilustrativa a evolução do ângulo de atrito em função do nível de deslocamentos cisalhantes em areias (SADREKARIMI and OLSON 2011). Os autores descrevem que dependendo do tipo de ensaio realizado (carregamentos triaxiais, por exemplo) o nível de deformação obtido pode estar associado ao que denominam ângulo de atrito crítico inicial ( $\Phi'_{cs,o}$ ). Em contrapartida, partículas de areia após cisalhamento com *ring shear* são mais angulares que as originais, como resultado da quebra, rearranjo e reorientação das partículas que é obtido apenas para níveis de deslocamentos maiores e resulta em um ângulo de atrito crítico "*crushed*" ( $\Phi'_{cs,c}$ ), refletindo, conseqüentemente, em um  $\Phi'_{MOB}$  maior.

Contudo, os autores concluem que o aumento do ângulo de atrito crítico após quebra e rearranjo de partículas em comparação ao ângulo de atrito crítico existente antes do início desse processo indica que o ângulo de atrito no estado crítico não pode ser determinado apenas em função de  $\Phi'_u$  (cujo comportamento depende principalmente da mineralogia e rugosidade) e sim deve ser analisado em conjunto com o formato dos grãos e distribuição granulométrica.

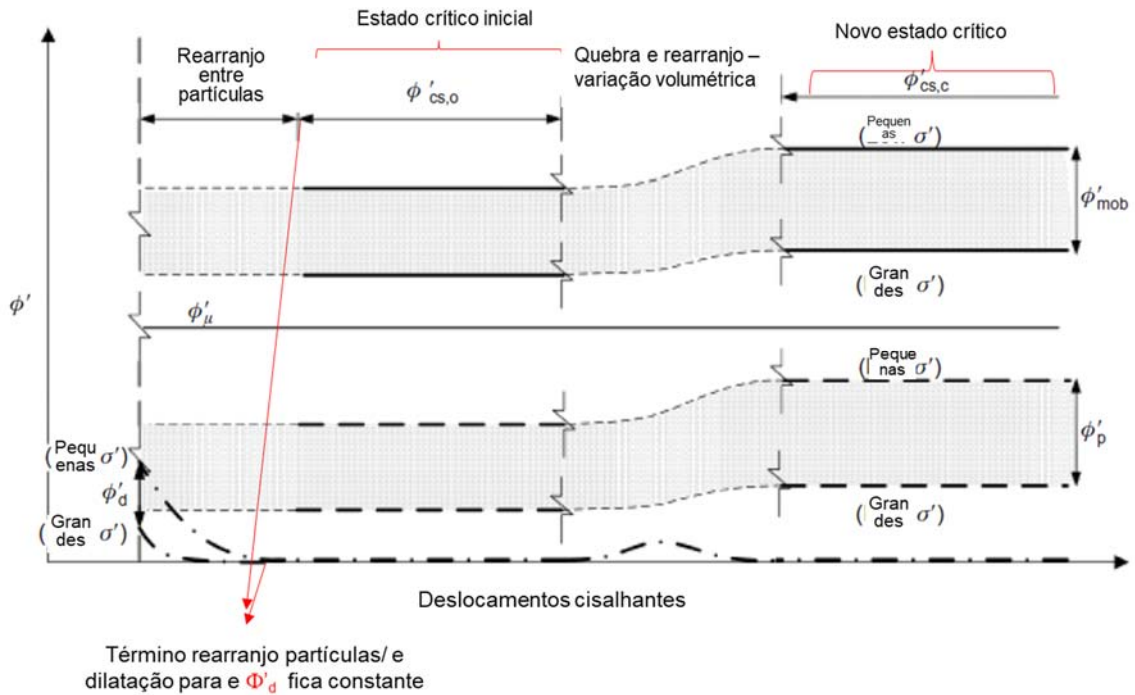


Figura 3-7 – Evolução do ângulo de atrito mobilizado em areias  
Fonte: (SADREKARIMI and OLSON 2011)

Outro aspecto importante a ser destacado é que como consequência da quebra e rearranjo de partículas ocorrem mudanças que podem ser significativas na curva granulométrica do solo. Na Figura 3-8 é possível visualizar as curvas granulométricas obtidas antes e depois de ensaios de ring shear para 3 tipos de areia:

- Areia de Ottaza (OU) – formada por quartzo e com grãos arredondados;
- Areia rio Illinois (IR) – formada por quartzo com grãos de muscovita, clorito e hematita e com grãos arredondados a subarredondados;
- Areia rio Mississippi (MR) – formada 70% por albite, 21% por quartzo, 5% por calcita e 4% outros e grãos sub-arredondados a sub-angulares



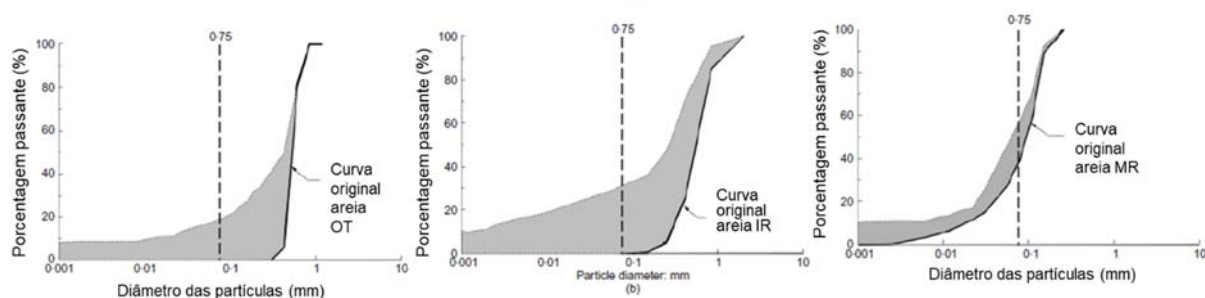


Figura 3-8 – Distribuição granulométrica antes e depois da realização de ensaios de *ring shear*

Fonte: (SADREKARIMI and OLSON 2011)

Observa-se que para as três areias avaliadas houve um aumento na porcentagem de finos existente após o cisalhamento. Além das variações granulométricas, conforme descrito anteriormente, solos granulares quando submetidos a grandes deformações estão sujeitos a quebra e rearranjo de partículas. Na Figura 3-9 é possível visualizar imagens que ilustram o formato dos grãos antes e depois do cisalhamento. Verifica-se que areias com grãos originalmente arredondados (areia OT) passam a apresentar formatos de grãos mais angulares. Além disso, areias inicialmente angulares ou subarredondadas (IR ou MR) tendem a apresentar uma maior quebra de grãos e formar partículas menores de solo.

Com base na discussão apresentada nos parágrafos precedentes, é possível concluir que a adoção de um valor único de ângulo de atrito no estado crítico ao longo da profundidade para as análises que serão apresentadas no presente trabalho é adequada em função das características do subsolo local (formação quartzosa, distribuição granulométrica similar, baixo grau de arredondamento). Ensaios complementares de caracterização pós cisalhamento poderiam fornecer informações sobre a nova distribuição granulométrica e com isso permitir avaliar possíveis quebras de partícula durante o cisalhamento. Apesar disso, por se tratar de um material de granulometria fina, é possível afirmar que eventuais quebras de partículas não representariam grandes variações na distribuição granulométrica desses materiais.

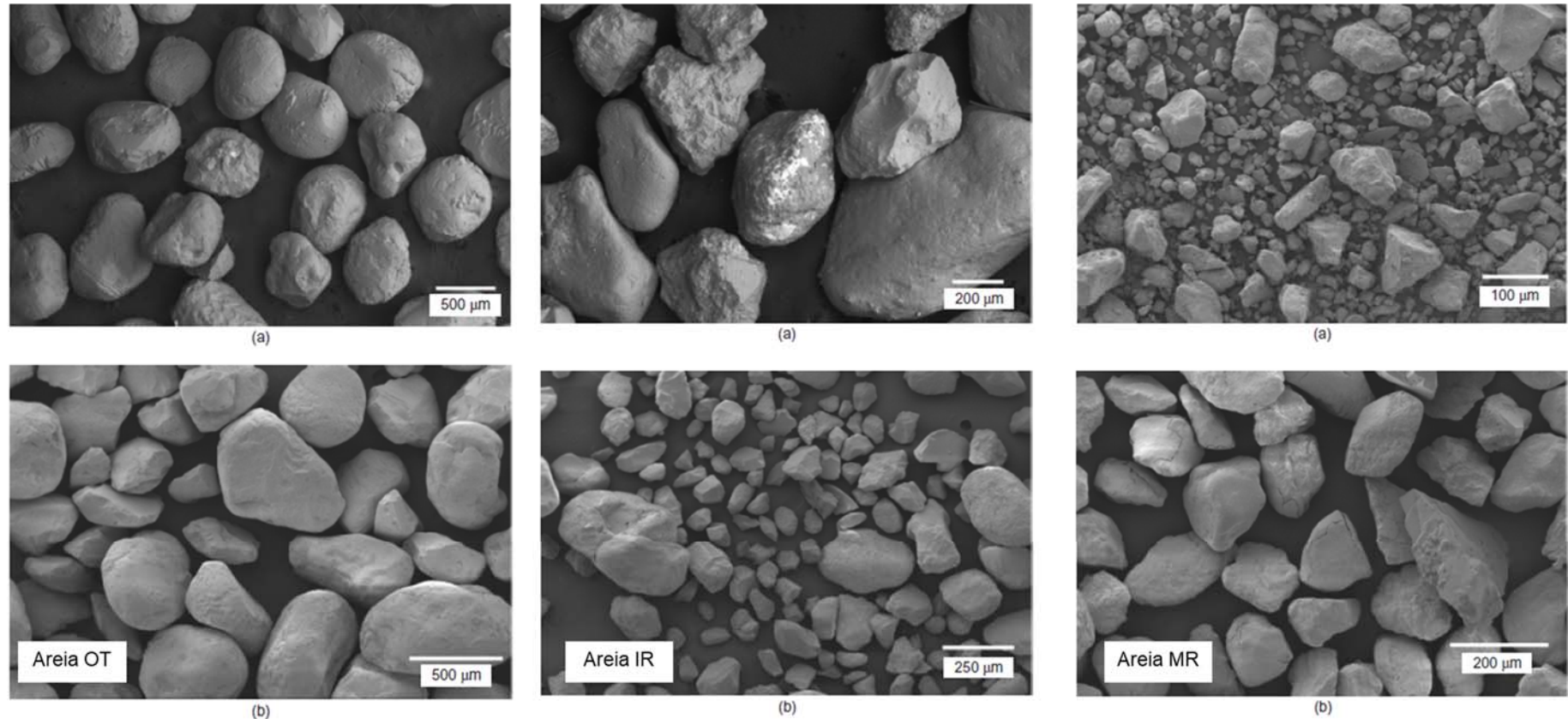


Figura 3-9 – Distribuição granulométrica antes e depois da realização de ensaios de *ring shear*  
Fonte: (SADREKARIMI and OLSON 2011)

### 3.1.3. Sondagens a percussão – SPT

Reconhecidas nacional e internacionalmente como uma ferramenta simples, robusta e de custo atrativo, as sondagens a percussão representam uma técnica popular ao longo de quase todo o mundo. Classificam-se como sondagens de simples reconhecimento onde medidas de resistência dinâmica ( $N_{SPT}$ ) são obtidas por meio de perfuração a trado e circulação de água. Amostras deformadas são obtidas a cada metro, permitindo uma caracterização tátil visual do solo ao longo da profundidade investigada. Conforme descrito no Capítulo 2, existem diversos métodos de projeto de fundações baseados nesse ensaio. Em contrapartida, por ser normalmente executada de forma manual, diversos autores já questionaram a falta de padronização dos seus resultados, sendo importante, contudo, atentar-se para alguns cuidados essenciais à interpretação desses resultados, incluindo conceitos de energia. Uma análise detalhada sobre esse assunto pode ser obtida em Odebrecht (2003).

Como parte do escopo da investigação de campo realizada no campo experimental, três furos de sondagem a percussão com 30 metros de profundidade foram realizados. Um resumo com as informações obtidas é apresentado na Tabela 3-7. Nela, apresentam-se os valores medidos e fornecidos por Geoforma (2014a) de  $N_{SPT}$ . Buscando padronizar essa medida para um valor de penetração de referência, optou-se por normalizá-los segundo padrão internacional  $N_{60}$  através da aplicação de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência (Equação 3-2).

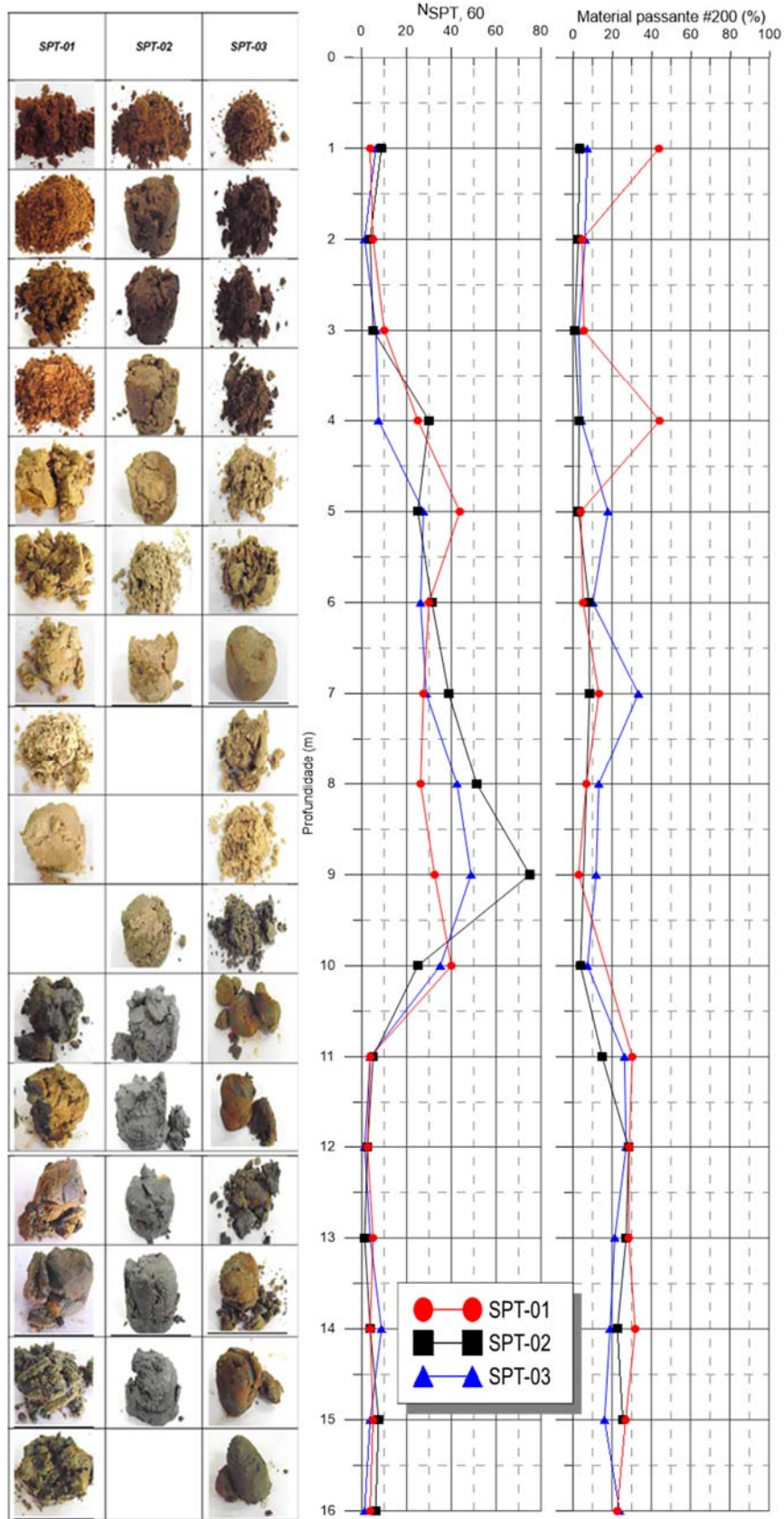
$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} * \text{Energia aplicada}}{0,60} \quad \text{Equação 3-2}$$

Para ensaios realizados no Brasil de acordo com os procedimentos prescritos pela NBR-6484 (ABNT, 2001) com acionamento manual do martelo, tem uma energia potencial variando entre 70 e 80% (Schnaid & Odebrecht, 2012). Com isso, no presente trabalho o número de golpes medido foi corrigido em função da energia considerando um fator de 75% (Figura 3-10). De modo complementar as informações obtidas com esses ensaios, análises granulométricas por peneiramento foram executadas com as amostras extraídas durante as perfurações. Na Figura 3-10 é possível visualizar essas amostras em conjunto com as variações de  $N_{SPT,60}$  e com a porcentagem de material passante na peneira de número 200. Tal informação torna-se particularmente importante para o presente estudo pois essa peneira representa o limite de diâmetro para que um material seja considerado arenoso.

Contudo, verifica-se que a estratigrafia local é formada predominantemente por material arenoso, com exceção de uma camada de argila com espessura variando entre 2,0 e 4,0 metros situada entre 18,0 e 21,0 metros de profundidade. Com relação ao material granular, é possível classificá-lo em subcamadas de acordo com o nível de compactidade encontrado. Identifica-se inicialmente uma camada composta predominantemente por areia fina fofa a pouco compacta com espessura variando entre 3,8 e 4,7 metros. Na sequência, identifica-se a presença de uma areia compacta que se estende até 11,0 metros de profundidade. Sotoposta a essa camada, verifica-se a presença de um material ainda arenoso, mas de consistência fofa até os 18,0 ou 19,0 metros de profundidade. Tem-se então, a camada de material argiloso de baixa consistência já descrita, identificada entre 18,0 e 21,0 metros de profundidade seguida de uma camada arenosa com compactidade crescente com a profundidade entre pouco compacta a compacta, estendendo-se até o final da sondagem. Análises granulométricas realizadas com base nas amostras de solo obtidas com os SPT's identificaram uma porcentagem média de material passante na peneira de número 200 entre 15 e 80% (Figura 3-10), o que representa uma faixa de variação próxima à obtida com as análises granulométricas apresentadas no item 3.1.2. Em complemento a isso, cabe salientar que o nível de água obtido durante essas sondagens variou entre 2,15 (SPT-03) e 2,77 (SPT-02) metros. Por fim, cabe salientar que a homogeneidade e horizontalidade presente nesses resultados é condizente com as características de material sedimentar desse material.

Tabela 3-7 – Dados dos ensaios SPT  
 FONTE: Adaptado de Geoforma (2014a)

Prof. (m)	Descrição das camadas			N <sub>SPT</sub>		
	SPT-01	SPT-02	SPT-03	SPT-01	SPT-02	SPT-03
1	Areia fina siltosa			3	7	5
2	Areia fina			4	3	1
3	Areia fina			8	4	5
4	Areia siltosa com pedregulhos	Areia fina		20	24	6
5	Areia fina	Areia fina	Areia fina siltosa	35	20	22
6	Areia fina			24	25	21
7	Areia fina siltosa	Areia fina	Areia fina siltosa	22	31	23
8	Areia fina	Amostra não recuperada	Areia fina siltosa	21	41	34
9	Areia fina	Amostra não recuperada	Areia fina	26	60	39
10	Amostra não recuperada	Areia fina	Areia fina	32	20	28
11	Areia fina argilosa	Areia fina siltosa	Areia fina argilosa	3	4	3
12	Areia fina argilosa			2	2	1
13	Areia fina argilosa		Areia fina siltosa	4	1	3
14	Areia fina argilosa		Areia fina siltosa	3	3	7
15	Areia fina siltosa	Areia fina argilosa		4	6	3
16	Areia fina siltosa	Amostra não recuperada	Areia fina argilosa	3	5	1
17	Areia fina siltosa	Areia fina argilosa	Areia fina siltosa	2	4	2
18	Argila arenosa	Areia argilosa	Areia fina siltosa	2	4	3
19	Argila arenosa		Areia fina argilosa	3	3	3
20	Argila arenosa			4	4	4
21	Argila arenosa	Areia média siltosa	Areia média	4	5	7
22	Areia média	Areia média siltosa	Areia média	8	7	10
23	Areia grossa	Areia média	Areia média siltosa	7	12	11
24	Amostra não recuperada	Areia grossa com pedregulhos	Areia média	4	13	11
25	Areia grossa com pedregulhos	Areia siltosa com pedregulhos	Areia grossa com pedregulhos	7	10	10
26	Silte arenoso com pedregulhos	Areia grossa com pedregulhos	Amostra não recuperada	7	11	11
27	Areia grossa com pedregulhos			9	11	12
28	Areia grossa com pedregulhos	Amostra não recuperada	Areia grossa com pedregulhos	13	14	10
29	Amostra não recuperada	Areia com pedregulhos		19	20	15
30	Amostra não recuperada	Areia grossa com pedregulhos		12	20	18



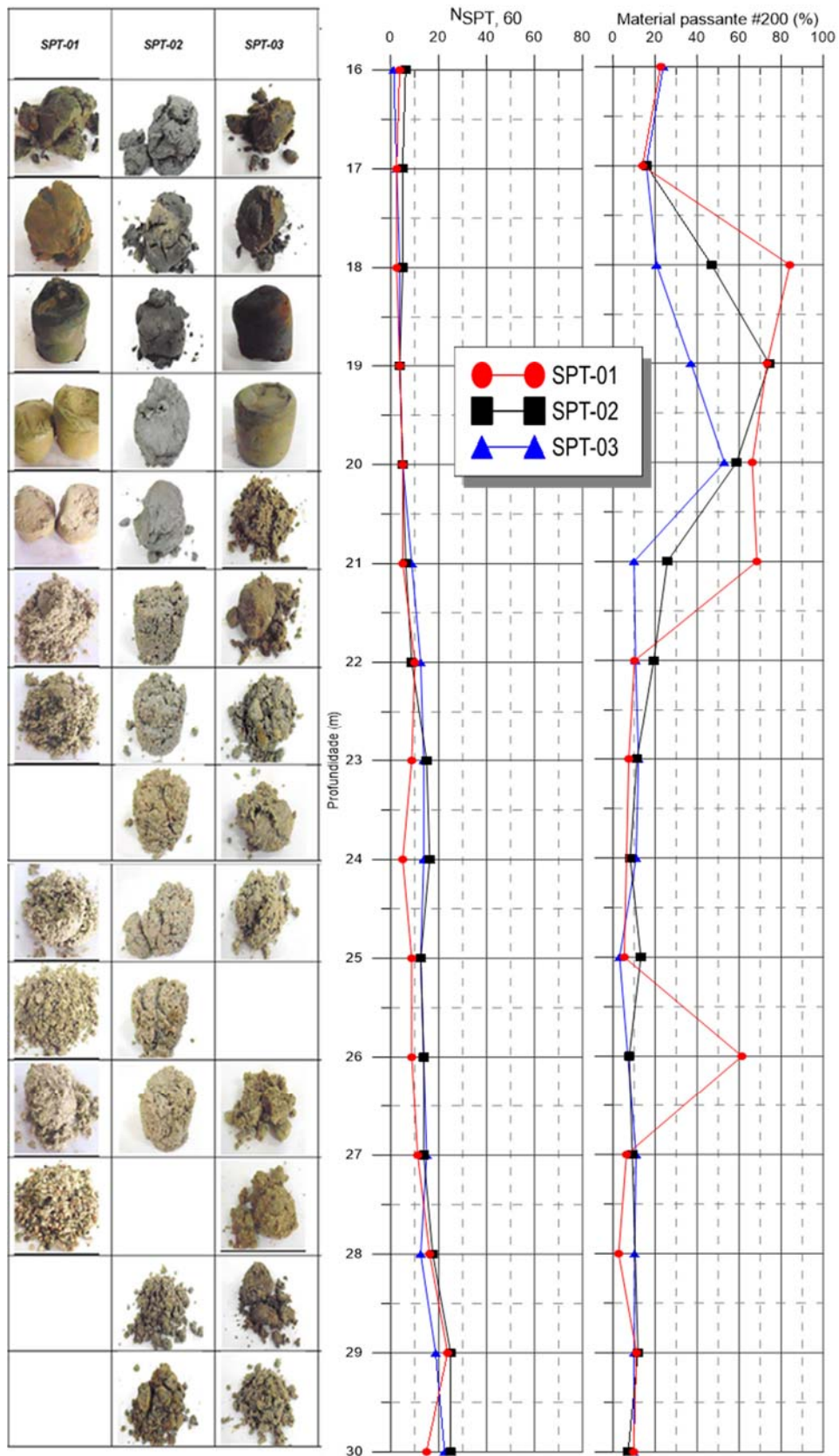


Figura 3-10 – Amostras, variação do NSPT e da porcentagem de material passante na peneira nº200 ao longo da profundidade nos três furos realizados  
 FONTE: Adaptado de Geofirma (2014a)

### 3.1.4. Ensaio de piezocone - CPTu

Os ensaios de cone ou piezocone, usualmente conhecidos como CPT (*Cone Penetration Test*) ou CPTu (*Piezocone Penetration Test*) representam uma ferramenta consagrada internacionalmente e de crescente aplicação na prática nacional. Schnaid & Odebrecht (2012) descrevem que os principais objetivos desse ensaio são a obtenção da estratigrafia de terreno e de algumas propriedades dos materiais prospectados, em particular ao longo de depósitos de argilas moles, sendo comum ainda sua aplicação para previsão de capacidade de carga em fundações.

Ao longo dos primeiros anos de aplicação, a existência de equipamentos e procedimentos diversos refletiu em dificuldades de comparação dos resultados obtidos, culminando na padronização do ensaio inicialmente pela IRTP/ISSMFE (1977, 1988), seguido de diversas outras recomendações regionais dentre as quais destacam-se as encontradas na Parte 3 do Eurocode 7 (1997-3:2000 2007) e na ASTM D5778 (ASTM 1995). No Brasil, o ensaio foi normatizado por 24 anos pela NBR-12069 (ABNT, 1991) mas, em 2015, este procedimento foi cancelado e aguarda definição de um novo procedimento.

O ensaio consiste em cravar no terreno uma ponteira cônica a uma velocidade constante de 20 mm/s  $\pm$  5 mm/s. De modo geral, tem-se utilizado cones com 10 cm<sup>2</sup> de seção transversal e vértice com ângulo de 60°, existindo, contudo, equipamentos maiores (15 cm<sup>2</sup>) e até mesmo menores (5 cm<sup>2</sup> ou menos). O equipamento de cravação compreende ainda uma luva com diâmetro igual ou maior que o do cone e, para os piezocones, um elemento filtrante, posicionado usualmente entre a ponta e a luva (posição u<sub>2</sub>). Informações detalhadas sobre os tipos de equipamentos disponíveis, outros elementos que compõem o conjunto de ensaio (sistema de reação e de aquisição de dados, por exemplo) podem ser obtidas em Schnaid & Odebrecht (2012) e TRSB (2007).

Os ensaios de cone executados no Campo Experimental de Araquari empregaram penetrômetros estáticos italianos modelo TG73-200 da *Pagani Geotechnical Equipment*, com capacidade de reação de 200 kN (20 tf). O sistema hidráulico desse equipamento é acionado por motor a diesel e sua reação é dada através de ancoragens helicoidais. Na Figura 3-11 podem ser observados detalhes desses equipamentos durante a execução dos ensaios.





(a)



(b)



(c)

Figura 3-11 – Execução de ensaios de cone no Campo Experimental de Araquari: (a) penetrômetro TG73-2000, (b) conjunto de cravação pronto para ensaio e (c) detalhe da ponteira com filtro posicionado na posição u2

As dimensões dos elementos empregados atenderam à padronização internacional: 10 cm<sup>2</sup> de área transversal e um ângulo de vértice de 60°. Os ensaios foram realizados com medidas de poropressão na base do cone (posição u<sub>2</sub>) e, portanto, são denominados ensaios de piezocone (CPTu). A cravação do cone foi conduzida a uma velocidade constante de 20 mm/s. A partir de um sistema de aquisição automatizado, dados de resistência de ponta (q<sub>c</sub>), atrito lateral (f<sub>s</sub>), poropressão (posição u<sub>2</sub>) e ângulo de inclinação da ponteira em relação à vertical foram monitorados a cada 2,0 cm de profundidade.

Com relação aos parâmetros medidos, é consenso no meio técnico que como a poropressão age em áreas desiguais ao longo da geometria do cone, a resistência de ponta q<sub>c</sub> do cone deve ser corrigida, de modo a se obter a resistência real mobilizada q<sub>t</sub> (Equação Equação 3-3):

$$q_t = q_c + (1 - a) u_2 \quad \text{Equação 3-3}$$

Onde: “a” é a razão entre a área da ponteira na base do cone (posição aonde a poropressão u<sub>2</sub> é medida) e a área total (calculada com o diâmetro do cone). A ponteira utilizada no presente trabalho possuía relações de áreas a igual a 0,75.

Os dados de ensaios de CPTu que compreendem o presente trabalho consistem em informações obtidas em FISG (2014). A apresentação dos resultados é dada da seguinte forma: inicialmente, foram sobrepostos os resultados obtidos com os seis ensaios e então um gráfico contendo apenas os ensaios nas estacas de interesse. Por fim, um resumo com todos os parâmetros medidos e interpretados para a ET-04 e ET-06.

Na Figura 3-12 é possível visualizar os valores de resistência de ponta corrigida ao longo da profundidade obtidos em todos os ensaios (Figura 3-12a) e na Figura 3-12b apenas as estacas que são objeto de estudo do presente trabalho. Da mesma forma, na Figura 3-13 tem-se os valores medidos de atrito lateral e na Figura 3-14 as medidas de poropressão (u<sub>2</sub>) comparativamente com a linha de pressão hidrostática com base no nível do lençol freático em 1,7 metros obtido nesses ensaios. A execução desses ensaios compreendeu uma perfuração inicial (pré-furo) na área não saturada com comprimentos variando entre 2,04 m e 2,21 m.

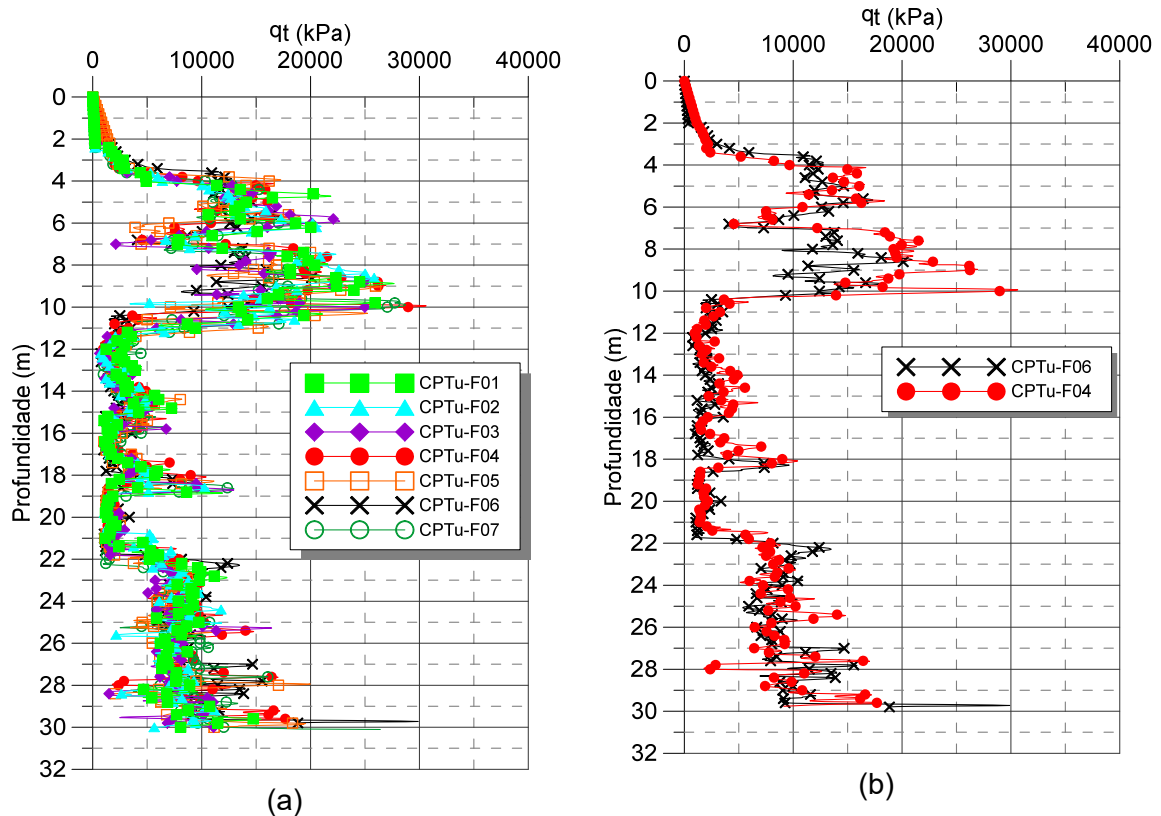


Figura 3-12 – Comparativo entre os valores de resistência de ponta ( $q_t$ ) obtidos com os CPTu's: (a) todos os resultados e (b) estacas avaliadas no presente trabalho

A análise dessas informações permite concluir que, em linhas gerais, o comportamento medido ao longo dos sete pontos avaliados é bastante similar. Ao avaliar apenas as respostas dos ensaios realizados sob os eixos das estacas de interesse no presente estudo, verifica-se que as medidas do CPTu-04 (correspondente à ET-04) tendem a apresentar valores mais altos que os do CPTu-06 (correspondente à ET-06).

Assim como nos resultados de SPT, verifica-se que entre aproximadamente 3,5 e 11,0 m ocorre uma camada com maior resistência, com valores médios de aproximadamente 15 MPa e picos que chegam a 30 MPa de resistência de ponta. A presença de uma camada com característica argilosa entre aproximadamente 18,0 e 21,5 m é evidenciada nas leituras de poropressão, sendo registrados acúmulos entre 800 e 1.000 kPa. Ainda com relação à poropressão, os pequenos acréscimos medidos na camada entre 11,0 e 18,0 m podem ser associados à presença de finos em uma quantidade acima das demais camadas (em média 25% do material passante na peneira 200 conforme apresentado na Figura 3-10). O atrito lateral ( $f_s$ ), após apresentar valores mais altos (entre 100 e 225 kPa), tende a oscilar em torno de 30 kPa a partir de 11,0 m.

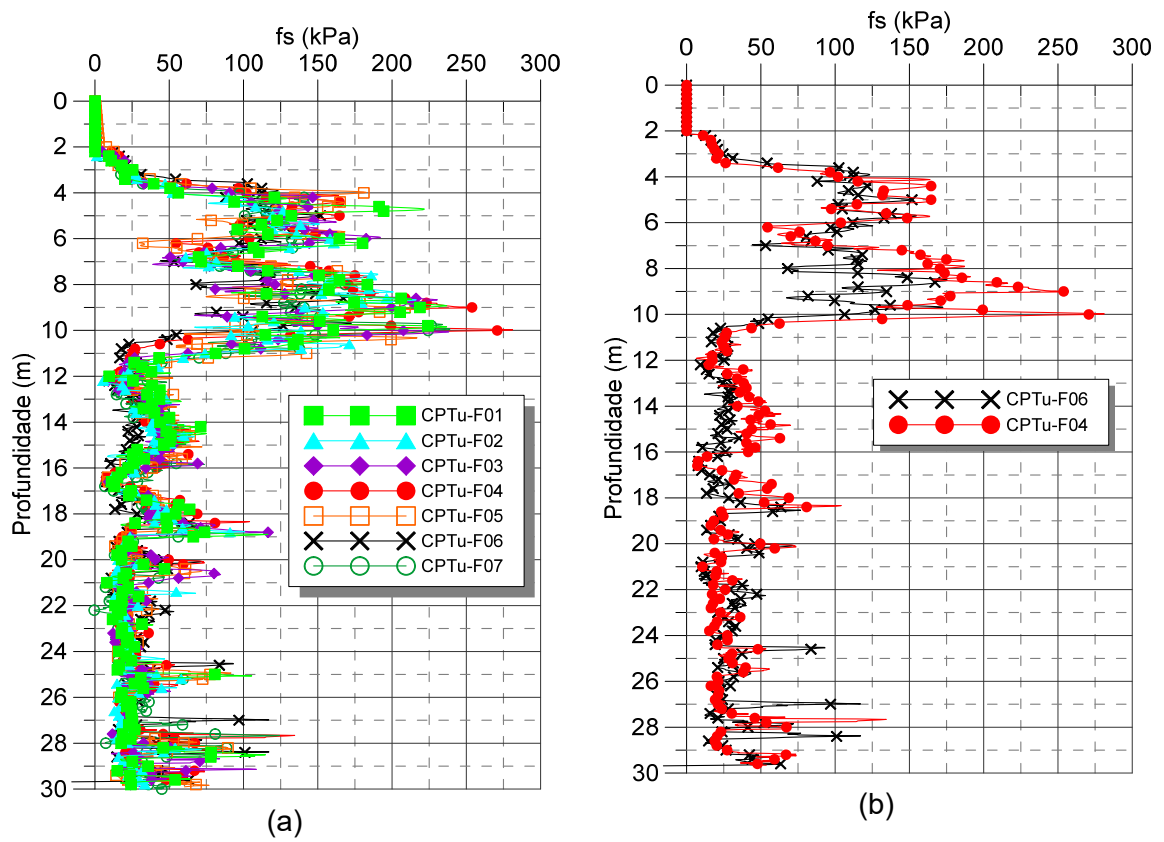


Figura 3-13 – Comparativo entre os valores de atrito lateral ( $f_s$ ) obtidos com os CPTu's: (a) todos os resultados e (b) estacas avaliadas no presente trabalho

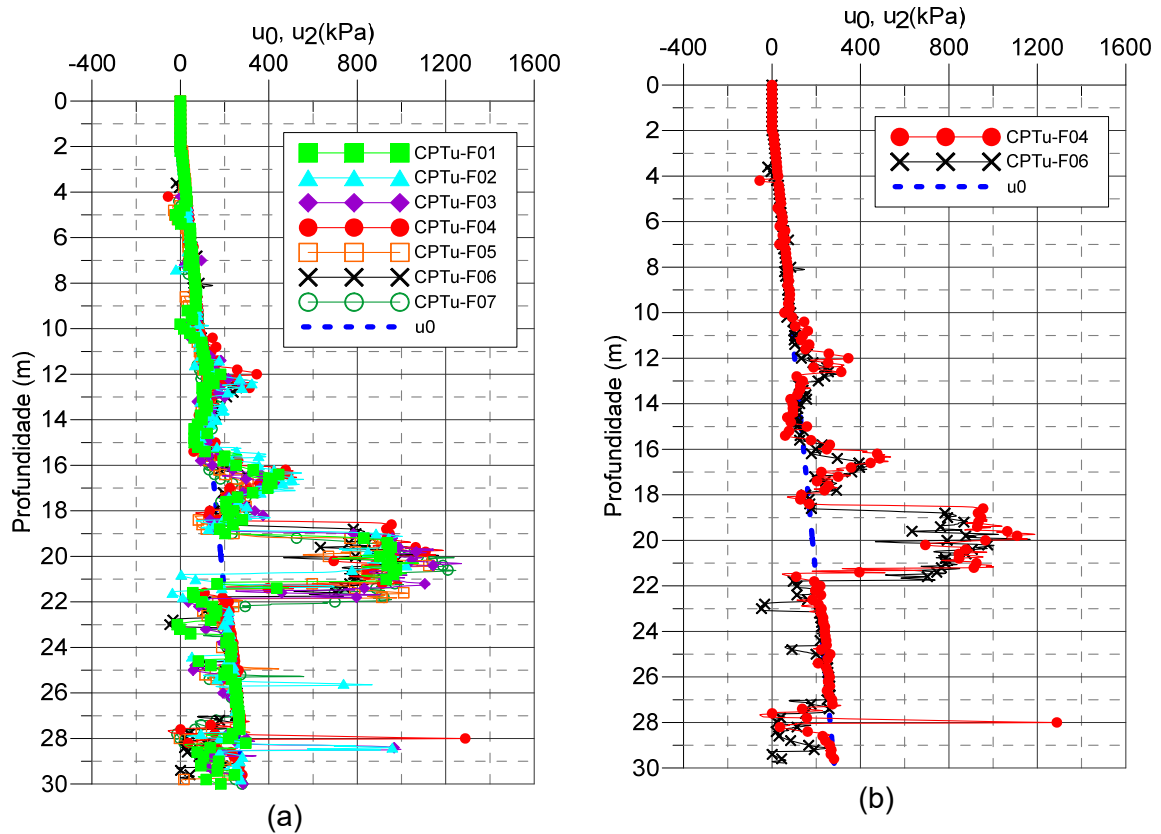


Figura 3-14 – Comparativo entre os valores de poropressão ( $u_0$  e  $u_2$ ) obtidos com os CPTu's: (a) todos os resultados e (b) estacas avaliadas no presente trabalho

Com base nessas informações, no desenvolvimento do presente trabalho alguns parâmetros foram interpretados. Inicialmente, obteve-se a razão de atrito (FR), que corresponde à relação entre o atrito lateral ( $f_s$ ) e a resistência de ponta ( $q_c$ ) e pode ser utilizado para classificação dos solos. A Figura 3-15 apresenta um gráfico com a distribuição desse parâmetro. Com base na Tabela 3-8, verifica-se uma consistência entre a classificação e os valores de FR obtidos: nos 11,0 primeiros metros, verifica-se a presença de solo tipicamente arenoso. Na sequência e até aproximadamente 18,0 m tem-se um material predominantemente arenoso, porém com uma porcentagem maior de finos devido a presença de silte. Entre 18,0 e 21,0 metros os valores de RF acima de 2,0 refletem a presença de argila. Por fim, a razão de atrito volta a apresentar valores bastante baixos ( $\sim 0,4$ ), característicos de solos arenosos. (Ganju et al. 2017) propõem um gráfico para

Tabela 3-8 – Classificação do solo em função da razão de atrito  
 FONTE: Begemann (1965)

Tipo de solo	Razão de Atrito (FR) em %
Areia fina a grossa	1,2 a 1,6
Areia siltosa	1,6 a 2,2
Areia silto-argilosa	2,2 a 3,2
Misturas de argila	3,2 a 4,1
Argila	4,1 a 7,0
Turfa	>7,0

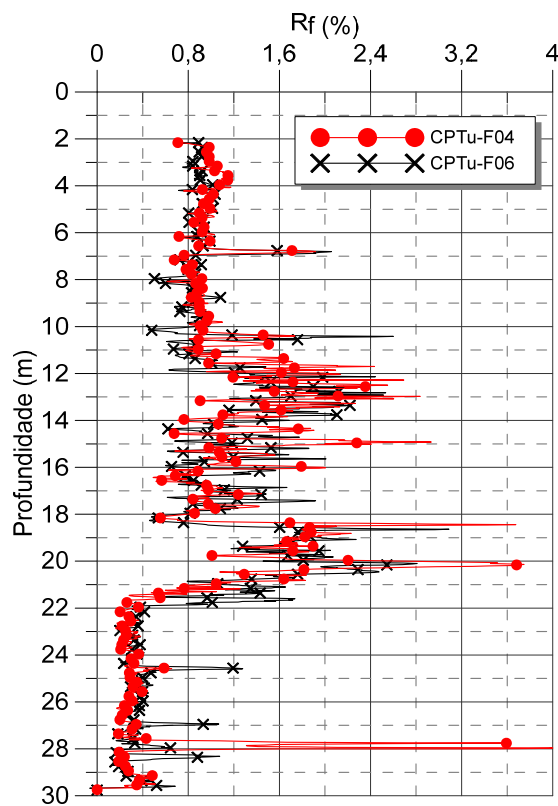


Figura 3-15 – Razão de Atrito (FR)

Na sequência, o peso específico natural ao longo da profundidade foi obtido a partir da Equação Equação 3-4 proposta por Robertson & Cabal (2015).

$$\gamma/\gamma_w = 0.27 [\log R_f] + 0.36 [\log(q_t/p_a)] + 1.236$$

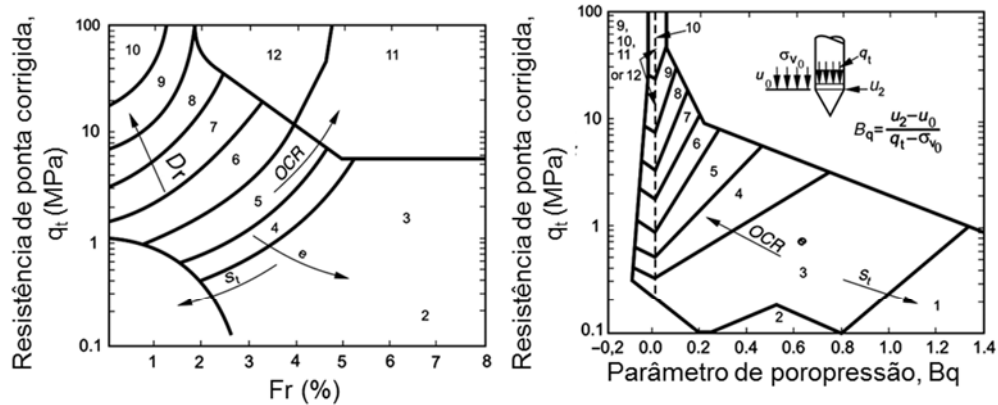
Equação 3-4

Com base nesses valores de peso específico e em parâmetros obtidos de forma direta com o ensaio foi possível calcular o parâmetro de poropressão  $Bq$  a partir da aplicação da Equação Equação 3-5 abaixo.

$$Bq = \frac{(u_2 - u_0)}{q_t - \sigma_{v0}} \quad \text{Equação 3-5}$$

Os resultados de peso específico mostram-se consistentes com a classificação descrita anteriormente, enquadrando-se na faixa de ocorrência típica de solos granulares (Figura 3-17a). No trecho inicial (entre 2 e 4 m de profundidade), estimam-se pesos específicos variando entre de 16 e 18 kN/m<sup>3</sup>. Entre 4 e 11 m de profundidade, tem-se uma camada de solo arenoso com peso específico médio de 20 kN/m<sup>3</sup>. A partir de 11,0 m de profundidade, verifica-se que, com exceção da faixa entre 18,0 e 21,0 m onde o peso específico reduz-se devido à presença da camada argilosa (entre 16 e 17 kN/m<sup>3</sup>), observa-se um crescimento gradual com a profundidade, começando com valores de 17 kN/m<sup>3</sup> e terminando com picos próximos à 20 kN/m<sup>3</sup>. Em complemento a isso, uma análise simplificada da distribuição do parâmetro de poropressão  $Bq$  permite confirmar a região com presença de argila (entre 18,0 e 21,0 m) e com maior presença de silte (entre 11,0 e 18,0 m), caracterizadas por valores de  $Bq$  diferentes de zero.

Ainda como objetivo de classificar o solo presente ao longo do perfil investigado pelos ensaios, os valores de  $Bq$  e  $q_t$  foram inseridos em um ábaco proposto por Robertson *et al.* (1986), conforme pode ser observado na Figura 3-16. Os resultados obtidos com essas análises estão apresentados na Figura 3-18. Verifica-se que os dados coletados se concentram entre as áreas 5 e 9, representando materiais de granulometria silte-argilosa/argilo-siltosa à puramente arenosos, representando resultados condizentes com outras classificações já descritas no presente trabalho. No Capítulo 6 esses resultados serão interpretados em maior detalhe e de forma integrada com as outras técnicas investigativas executadas.



Zona	Tipo de solo	Zona	Tipo de solo
1	Solo fino sensível	7	Areia siltosa – silte arenoso
2	Solo orgânico e turfas	8	Areia – areia siltosa
3	Argilas	9	Areia
4	Argilas siltosas – argilas	10	Areia com pedregulhos – areia
5	Silte argiloso – argila siltosa	11	Areias finas rígidas
6	Silte arenoso – silte argiloso	12	Areias ou areias argilosas (sobreadensadas ou cimentadas)

Figura 3-16 – Sistema de classificação de solos baseado em resultados de ensaios de cone proposto por Robertson *et al.* (1986)

É possível classificar o material com base na metodologia proposta por Jefferies & Davies (1993), desenvolvida com base na proposta de Robertson *et al.* (1986) através da Equação 3-6 abaixo;

$$I_c = \sqrt{\left\{3 - \log \left( \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \right) \cdot [1 - B_q] \right\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_R)\}^2} \tag{Equação 3-6}$$

onde:

$$\frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \tag{Equação 3-7}$$

Uma versão simplificada dessa metodologia foi proposta por Robertson & Wride (1998) através da definição de um índice de classificação do material ( $I_{CRW}$ ) obtido com base na Equação 3-8 abaixo em conjunto com a

Tabela 3-9. Os resultados obtidos com essa classificação são apresentados na Figura 3-19.



$$I_{CRW} = \sqrt{\left\{3,47 - \log\left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{atm}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}}\right)^n\right\} + \{1,22 + \log(F_R)\}^2}$$

Equação 3-8

Tabela 3-9 – Classificação de solos em função do índice de classificação do material Ic  
Fonte: Schnaid & Odebrecht (2012)

Classificação do solo	Tipos de solo	Índice $I_{CRW}$
Argilas orgânicas	2	$I_{CRW} > 3,6$
Argilas	3	$2,95 < I_{CRW} < 3,60$
Misturas de siltes	4	$2,60 < I_{CRW} < 2,95$
Misturas de areias	5	$2,05 < I_{CRW} < 2,60$
Areias	6	$1,31 < I_{CRW} < 2,05$
Areias com pedregulhos	7	$I_{CRW} < 1,31$

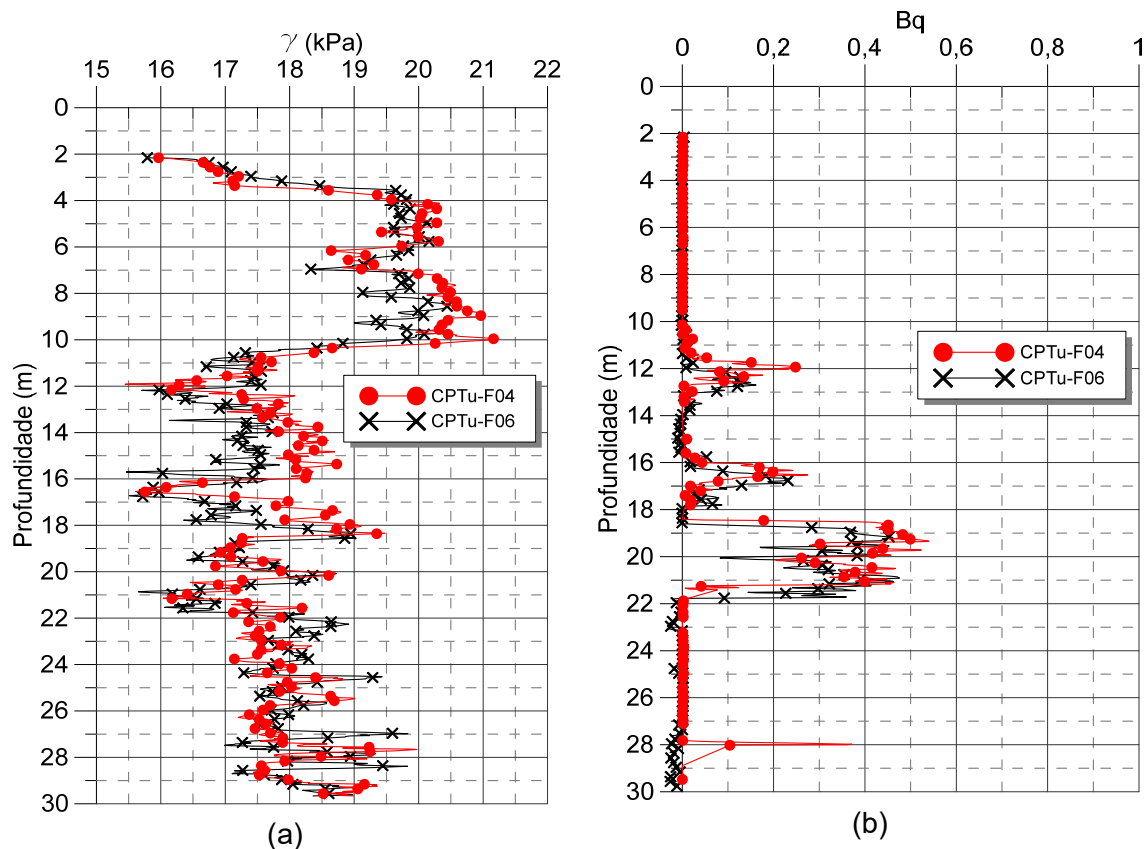


Figura 3-17 – Parâmetros obtidos com base nos resultados dos CPTu's: (a) peso específico natural e (b) parâmetro de poropressão  $B_q$

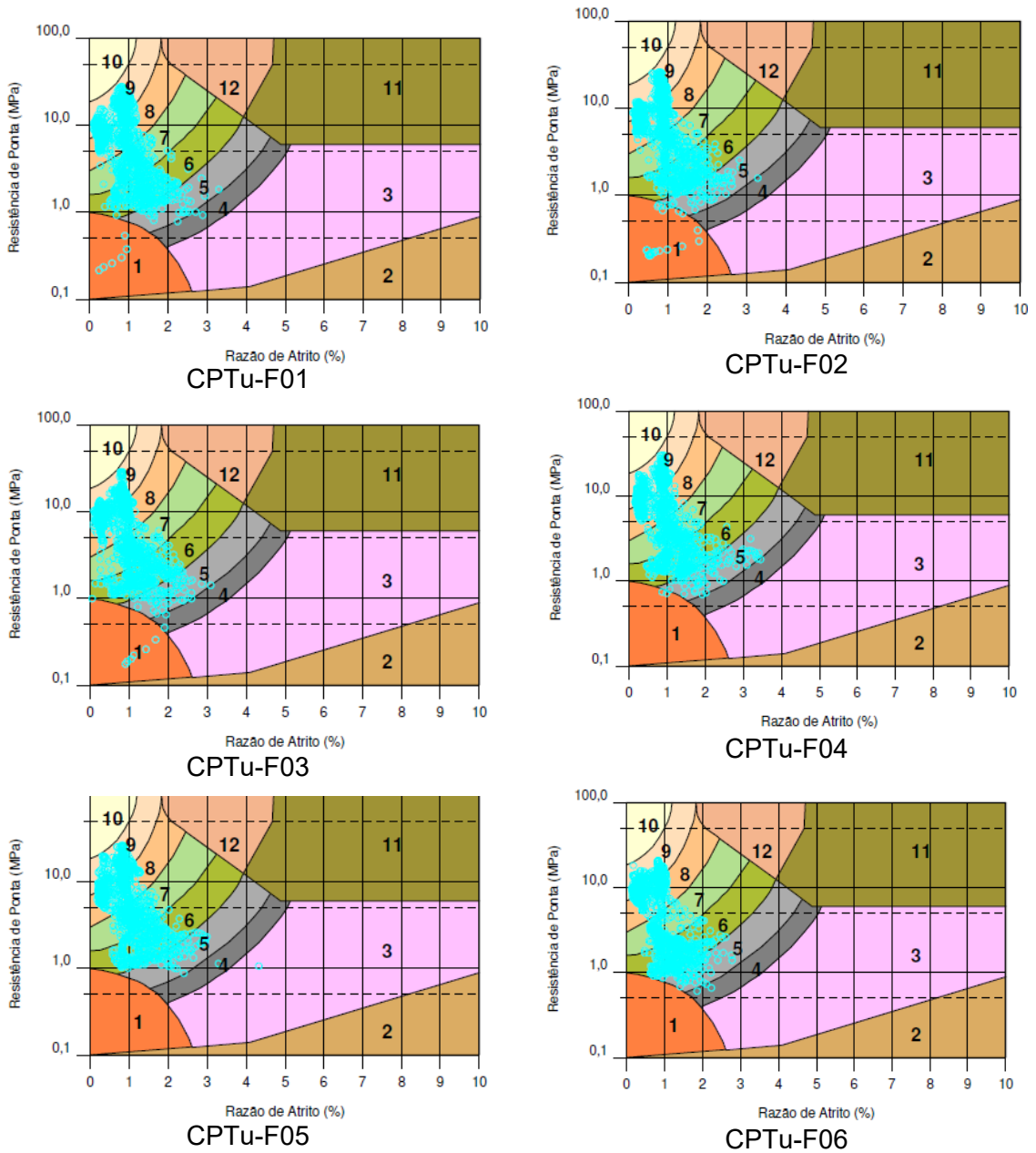
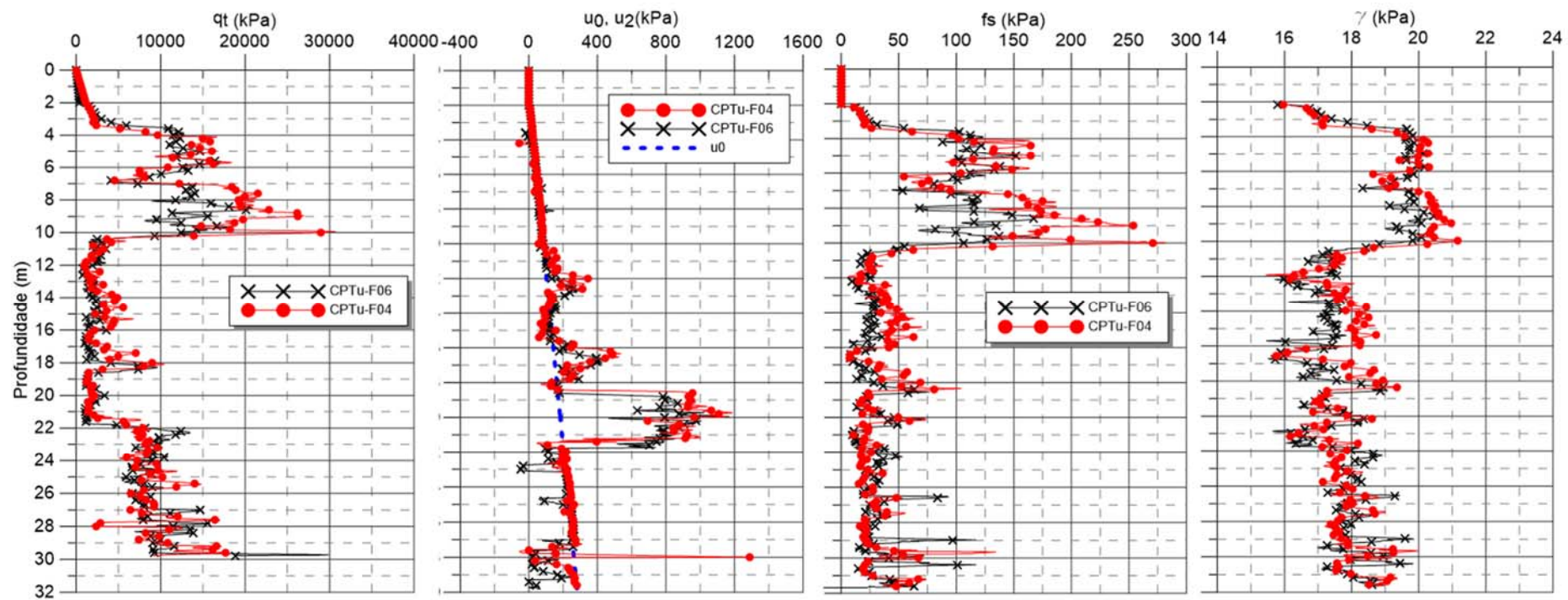


Figura 3-18 – Classificação dos resultados com base em Robertson et al. (1986)  
 FONTE: Adaptado de FISG (2014)

Na Figura 3-19, um resumo com os resultados obtidos com as duas estacas avaliadas no presente estudos é apresentado.



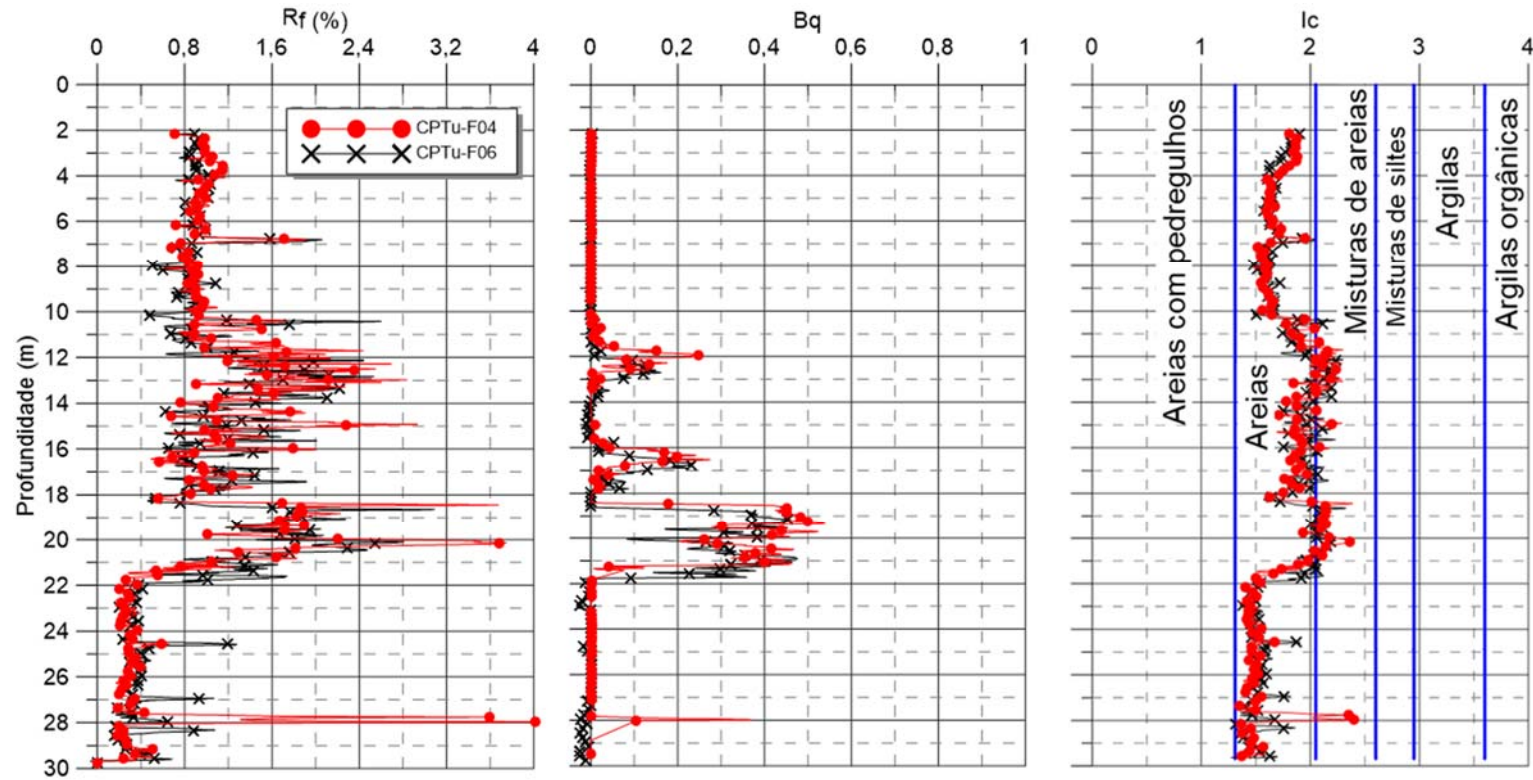


Figura 3-19 – Resumo com os resultados de CPTu ao longo do eixo das estacas ET-04 e ET-06 ET-06

### 3.1.5. Ensaio dilatométrico sísmico

Em complemento às outras metodologias de investigação geotécnica de campo descritas nos itens precedentes, foram executados dois ensaios dilatométricos sísmicos (*Seismic DilatoMeter Test* - SDMT) que subsidiaram a interpretação do perfil estratigráfico e de algumas propriedades geotécnicas da área em estudo. Por se tratar de um ensaio de uso pouco difundido no cenário nacional, nos próximos parágrafos uma breve descrição contendo seu princípio de funcionamento, parâmetros medidos e as principais correlações semi-empíricas que podem ser utilizadas na interpretação de seus resultados serão apresentados. Informações em maior detalhe podem ser encontradas em Marchetti (1997); Schnaid & Odebrecht (2012) e Schnaid (2009).

O equipamento e os conceitos básicos associados à sua interpretação foram desenvolvidos inicialmente pelo professor e pesquisador italiano Silvano Marchetti, estando seus primeiros registros datados da década de 70 (Marchetti, 1975, 1980, 1997). Em sua forma convencional ou simplificada (ensaio dilatométrico), constitui-se basicamente de uma lâmina de aço inoxidável (ou lâmina dilatométrica) dotada de uma membrana de aço muito fina em uma das faces. Durante o ensaio, o dilatômetro é cravado no terreno de forma segmentada (normalmente em intervalos de 20 cm) e, a cada interrupção, registram-se duas leituras (pressões A e B). A Figura 3-20 apresenta um esquema ilustrativo do funcionamento desse sensor. No momento em que a lâmina atinge a profundidade de leitura, a membrana encontra-se na posição 1 e não há a injeção de pressão no sistema. Na sequência, introduz-se gradativamente pressão ao sistema até que a membrana se afaste do disco sensitivo. Nesse instante, a pressão horizontal no terreno é igual à pressão aplicada e obtém-se a Leitura A (Posição 2  $\rightarrow P_{gás}=P_0$ ). Novos acréscimos no nível de pressão são então aplicados até que o cilindro de aço encoste no disco sensitivo e então, faz-se a Leitura B (Posição 3  $\rightarrow P_{gás}=P_1$ ), que representa um deslocamento da membrana de 1,1 mm.

Para que esse procedimento seja realizado, além do próprio dilatômetro, faz-se necessária a utilização de uma unidade de controle, composta normalmente por dois manômetros de pressão, quatro válvulas de controle de pressão e um circuito elétrico. Recomenda-se a utilização de sistemas hidráulicos de cravação, sendo comum o uso das mesmas hastes utilizadas em ensaios de cone (Schnaid & Odebrecht, 2012).

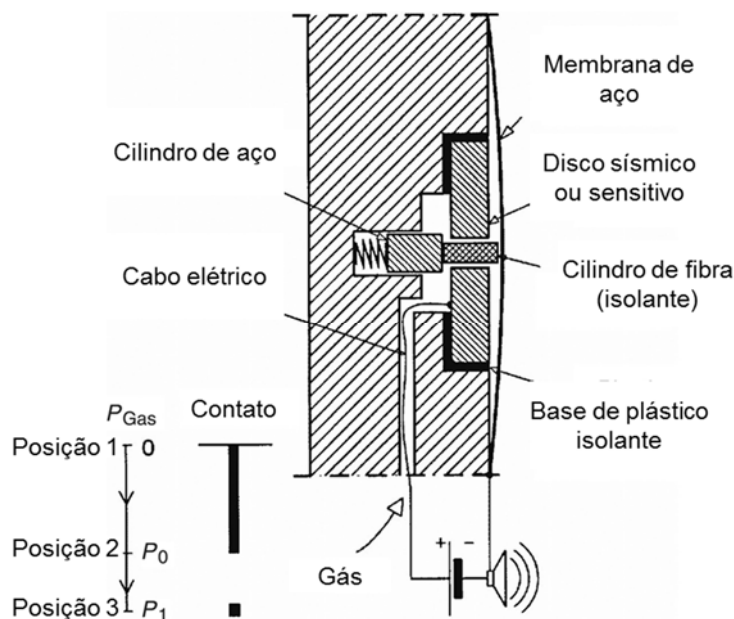


Figura 3-20 – Esquema ilustrativo funcionamento da lâmina de um dilatômetro  
 FONTE: Adaptado de Marchetti (1997)

A interpretação dos dados do ensaio é baseada em correlações empíricas que resultam em três índices dilatométricos: índice do material -  $I_D$  (Equação Equação 3-9), índice de tensão horizontal -  $K_D$  (Equação Equação 3-10) e módulo dilatométrico -  $E_D$  (Equação Equação 3-11) (Marchetti, 1980):

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad \text{Equação 3-9}$$

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Equação 3-10}$$

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad \text{Equação 3-11}$$

Onde:

$u_0$  é a poropressão de equilíbrio, assumida como hidrostática;

$\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva na profundidade considerada;

$I_D$  é o índice de material;

$K_D$  é o índice de tensão horizontal;

$E_D$  o módulo dilatométrico (drenado em areias, não drenado em argilas e parcialmente drenado em solos argiloarenosos).

O ensaio dilatométrico sísmico representa um complemento do procedimento convencional, diferenciando-se pelo uso de um dilatômetro sísmico composto por geofones afastados a uma distância exata de 0,50 m um do outro no segmento de haste posicionado imediatamente sobre a lâmina dilatométrica (Figura 3-21a). Os registros sísmicos (ou ondas cisalhantes) são provocados por um golpe de martelo a uma fonte externa (Figura 3-21b) e registrados através desses dois receptores (geofones). Os instantes de geração e chegada da onda são registrados pela unidade de controle situada na superfície e, conhecendo-se a distância percorrida pela onda ( $S_1$  e  $S_2$ ) é possível determinar a velocidade com que a onda percorreu o maciço em cada profundidade de ensaio. Esses dados são filtrados e apresentados em tempo real, permitindo que o operador verifique a qualidade do sinal e a eventual necessidade de novos registros a uma mesma profundidade. A utilização desse equipamento resulta em um gráfico complementar com a variação da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) ao longo do tempo.

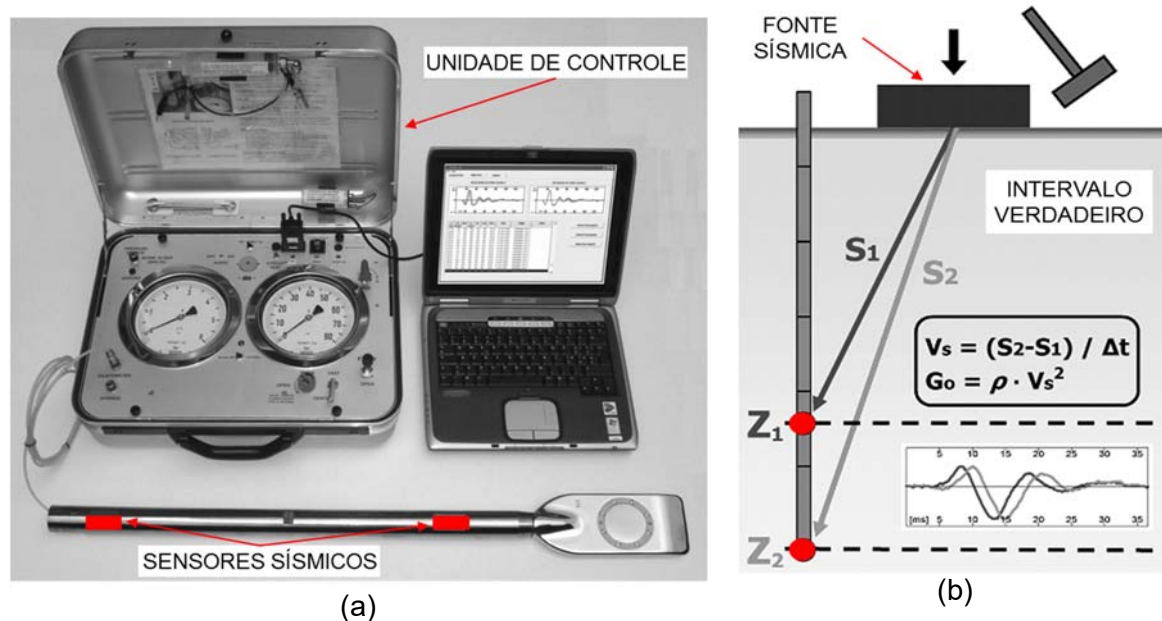


Figura 3-21 – Esquema ilustrativo funcionamento da lâmina de um dilatômetro  
 FONTE: Marchetti *et al.* (2008)

No presente estudo, foram executados dois ensaios dilatométricos sísmicos, cujas principais características foram apresentadas na Tabela 3-3 e a locação em planta foi apresentada na Figura 3-3. Os procedimentos adotados durante a execução dessas sondagens seguiram as recomendações da norma D6635-15 (ASTM, 2015). A cravação foi realizada com a mesma velocidade do ensaio de cone (20 mm/s). Nas Figuras 3-22 e 3-23 são apresentados os gráficos com os resultados obtidos.

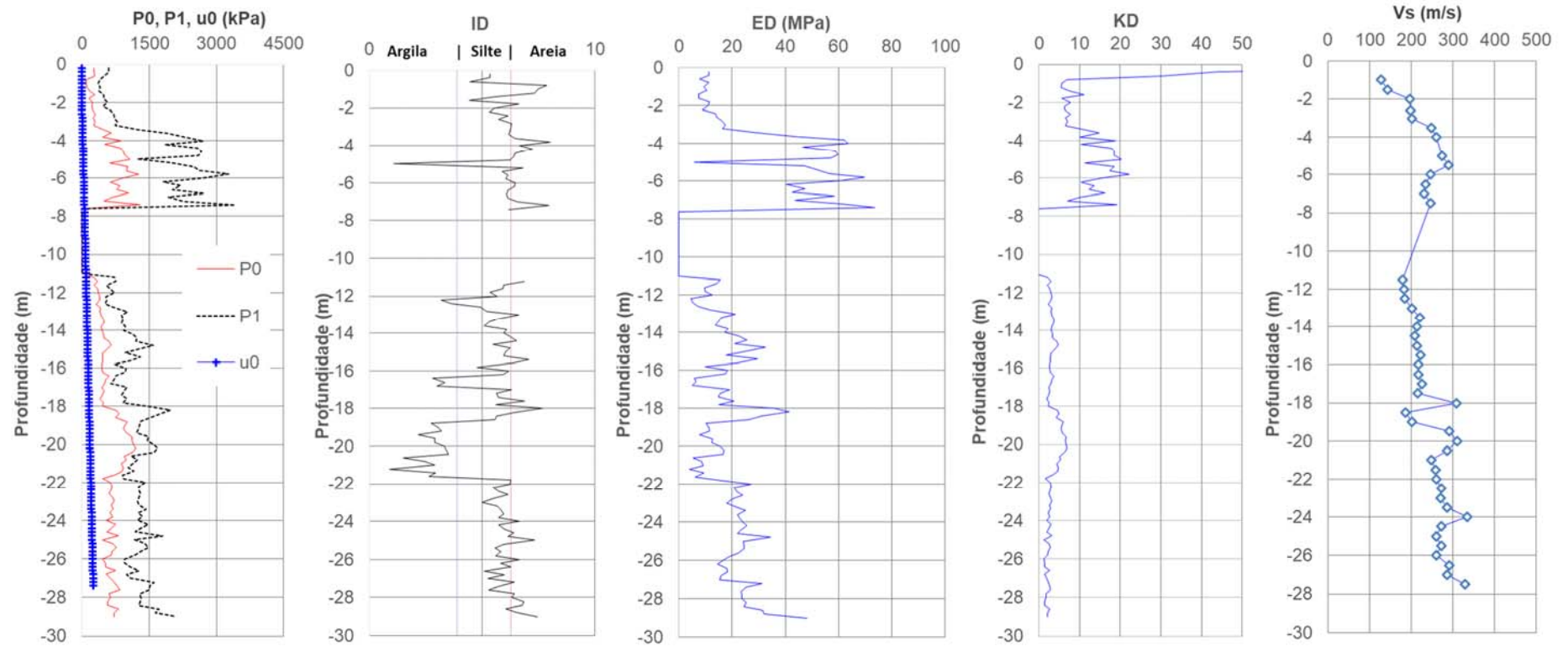
Com base nesses resultados, é possível verificar inicialmente que o comportamento observado nos dois ensaios é bastante similar, refletindo a homogeneidade presente no local onde foram executadas as estacas. Cabe salientar a ausência de informações entre 8,0 e 11,0 m para o SMDT-01 e entre 5,0 e 11,0 m para o SDMT-03 devido a limitações impostas pelo sistema de ancoragem disponível durante a realização desses ensaios. Conforme descrito anteriormente, é possível utilizar o mesmo sistema de cravação do ensaio de cone, porém, como a lâmina do DMT apresenta uma resistência a cravação muito maior que o cone, torna-se necessário utilizar um sistema de reação mais robusto. Em particular para o presente estudo, a areia superficial não é muito resistente, dificultando a ancoragem do sistema de cravação.

Com relação ao índice do material ( $I_D$ ), verifica-se que entre 0,0 e 8,0 m o solo classifica-se predominantemente como areia, entre 8,0 e 11,0 m conforme descrito anteriormente não foi possível obter leituras, entre 11,0 e 19,0 m tem-se predominantemente um solo classificado como silte, entre 19,0 e 21,0 m como argila e, por fim, a partir de 22,0 até o final da investigação como silte.

Marchetti (1997) ressalta que a interpretação do índice do material  $I_D$  deve considerar que o mesmo não representa uma análise granulométrica e sim um parâmetro que reflete um comportamento mecânico, podendo ser considerado um índice de rigidez. Contudo, se, por exemplo, uma argila por algum motivo apresentar um comportamento mais rígido que a maior parte das argilas, ela provavelmente será classificada como um silte. Tal classificação, embora equivocada sob o ponto de vista da distribuição granulométrica, pode representar resultados mais representativos quando se deseja compreender o comportamento mecânico do material. Seguindo essa mesma premissa, uma camada formada por areia e argila poderá ser classificada como um silte. O autor descreve ainda que, se o interesse for obter uma classificação para avaliar características de permeabilidade, por exemplo, deve-se complementar essa informação com outro parâmetro denominado  $U_D$ .

O índice de tensão horizontal  $K_D$  pode ser considerado como um  $K_0$  ampliado pela penetração, sendo o formato do perfil de  $K_D$  semelhante ao do OCR. Marchetti (1997) descreve que para uma argila normalmente consolidada com  $K_D = 2$ ,  $K_0$  é igual a 0,5, por exemplo. No presente estudo, foram obtidos valores de  $K_D$  próximos a 7 entre 0 e 3,0 m de profundidade, seguidos de uma média de 15 entre 3,0 e 8,0 m e inferiores a 5 entre 11,0 m e o término das sondagens. Por fim, salienta-se que o módulo dilatométrico ( $E_D$ ) é obtido a partir de  $p_0$  e  $p_1$ , com base na teoria da elasticidade. De forma isolada, tal parâmetro não relaciona a história de tensões do solo e, portanto, deve ser interpretado em conjunto com  $K_D$  e  $I_D$ . Uma interpretação em maior detalhe desses e dos demais parâmetros calculados ( $V_s$ ,  $S_u$ ,  $S_u/\sigma'_v$  e  $M$ ) será apresentada no Capítulo 6.





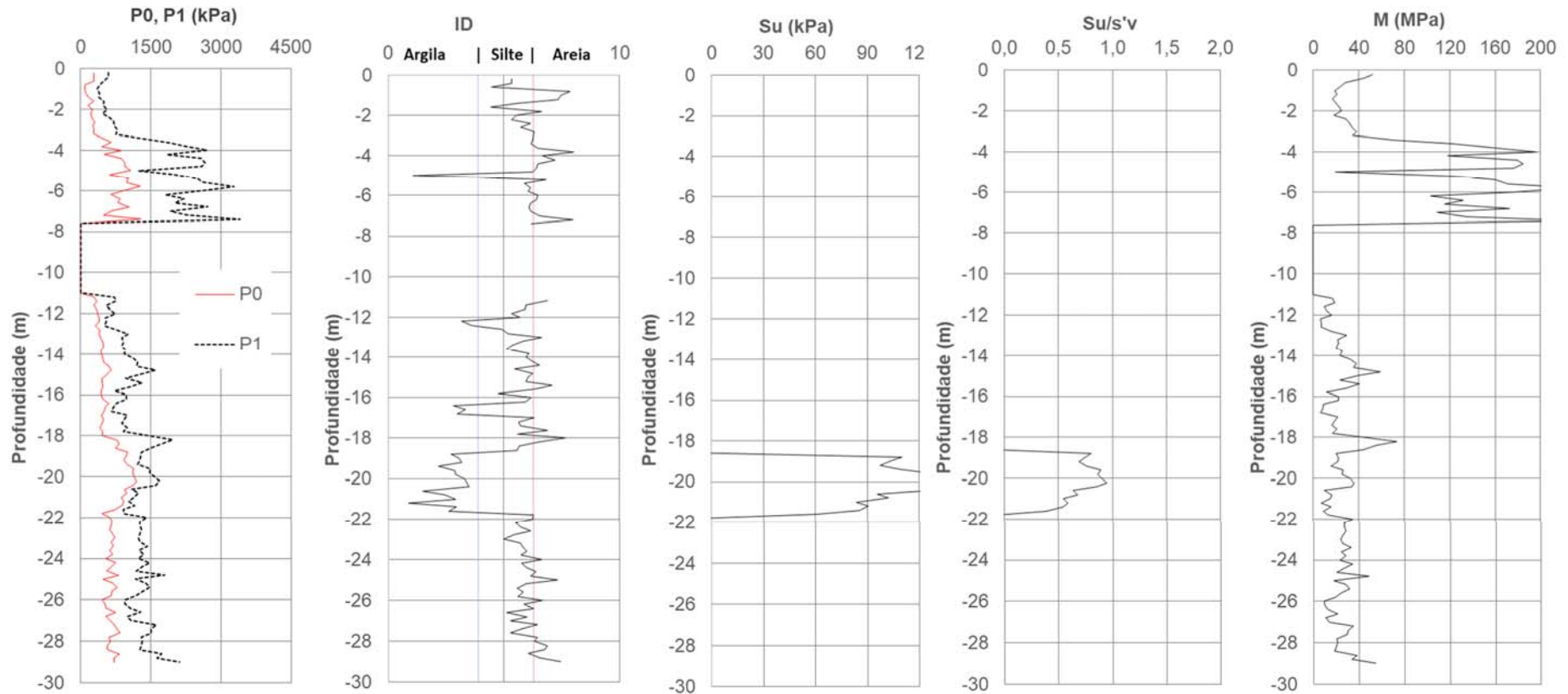
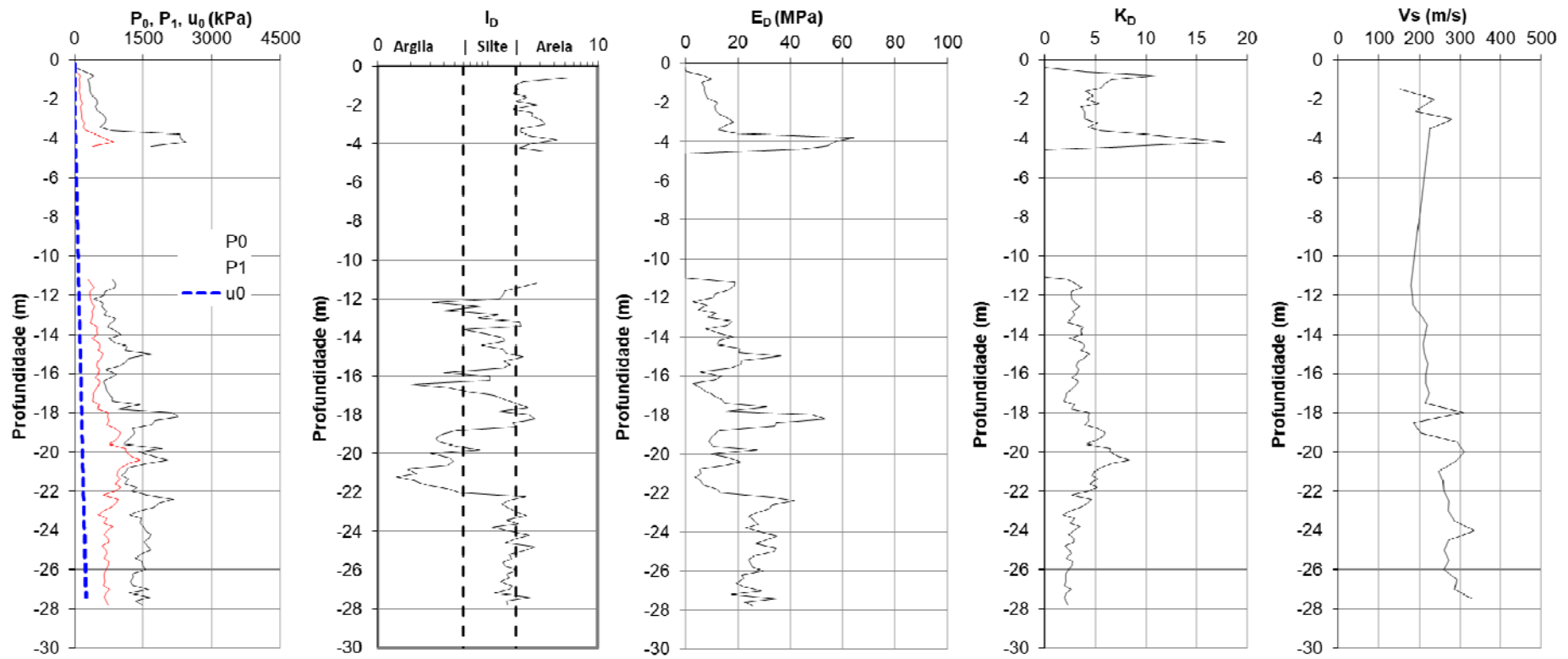


Figura 3-22 – Resultados obtidos com o SDMT-01  
 FONTE: Geofirma (2014) Geofirma (2014)



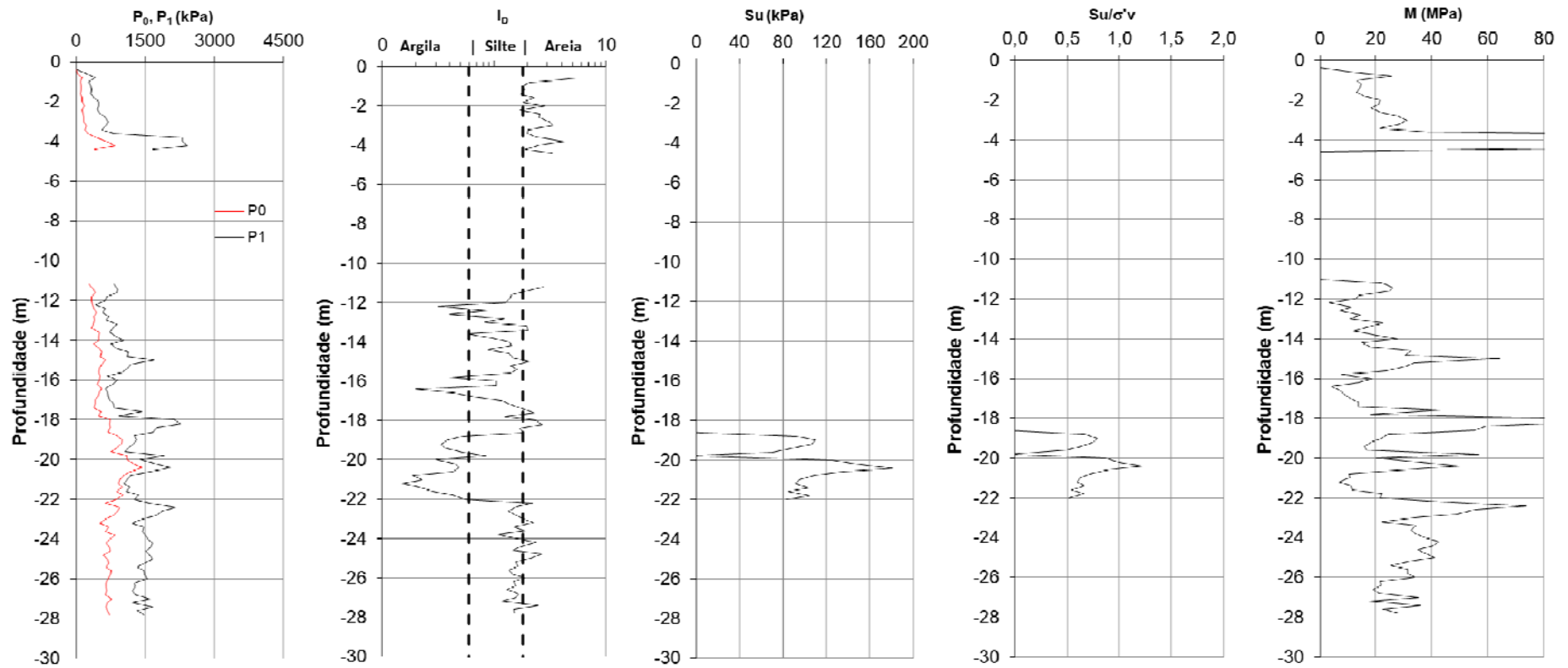


Figura 3-23 - Resultados obtidos com o SDMT-03  
 FONTE: Geoforma (2014)

## 4. EXECUÇÃO DAS ESTACAS

### 4.1. GEOMETRIA

Conforme descrito anteriormente, as fundações que são objeto de estudo no presente trabalho fazem parte de um campo experimental de estudos (CEA) no qual foram executadas seis estacas teste. É importante salientar a participação da empresa Brasfond Fundações Especiais nessa etapa do trabalho, responsável pela execução de todas as estacas teste e de reação.

Um resumo com as principais características dos elementos de fundação de teste que compõem o CEA é apresentado na Tabela 4-1. Cabe salientar que após o período de cura e previamente aos ensaios de integridade e execução dos blocos, constatou-se a necessidade de arrasar parte do material no topo das estacas cujas características do concreto eram inadequadas. Contudo, o comprimento final de cada um desses elementos sofreu algumas variações que serão descritas nos itens subsequentes. Cabe salientar ainda que como o escopo de estudo do presente trabalho envolve apenas as estacas ET-04 e ET-06, informações detalhadas sobre esses e outros procedimentos serão apresentadas apenas para esses dois elementos.

Tabela 4-1 – Principais características das estacas que compõe o Campo Experimental de Araquari

Estaca	Diâmetro (m)	Profundidade (m)	Volume teórico (m <sup>3</sup> )	Volume real (m <sup>3</sup> )	Superconsumo	Data de execução (início e término)
ET-01	0,70	15,07	5,80	7,53	30%	10/12/2014
ET-02	0,70	15,70	6,04	7,50	24%	16/12/2014
ET-03	1,00	20,13	15,81	19,70	25%	11/12/2014
ET-04	1,00	24,10	18,93	22,50	19%	15/12/2014
ET-05	1,00	24,40	19,16	23,00	20%	18/12/2014
ET-06	1,00	24,30	19,09	22,50	18%	17/12/2014

A execução das estacas foi realizada de acordo com os procedimentos normativos constantes na NBR-6122 (ABNT, 2010). Na superfície das perfurações, utilizou-se uma camisa metálica com 3 (três) metros de comprimento e diâmetro nominal 10 cm maior que o da estaca, resultando em um alargamento na seção de topo desses elementos (Figura 4-1).



Figura 4-1 – Execução das estacas com uso de camisa metálica no topo: (a) perfuração e (b) detalhe da camisa

As estacas teste avaliadas na presente pesquisa são do tipo escavadas com polímero. Na Tabela 4-2 são apresentadas informações detalhadas sobre sua geometria antes e após o processo de arrasamento descrito anteriormente.

Tabela 4-2 – Principais características das estacas estudadas

Características	ET-04	ET-06
Comprimento inicial (m)	24,10	24,30
Comprimento após arrasamento (m)	22,60	23,00
Comprimento com alargamento de base após arrasamento (m)	1,80	2,00
fck do concreto (MPa)	20	20
Armadura longitudinal após arrasamento	10 barras de $\phi$ 32 mm e comprimento 23,4 m	10 barras de $\phi$ 32 mm e comprimento 23,8 m
Armadura transversal	Estribo espiral de $\phi$ 8 mm com espaçamento de 20 cm	Estribo espiral de $\phi$ 8 mm com espaçamento de 20 cm

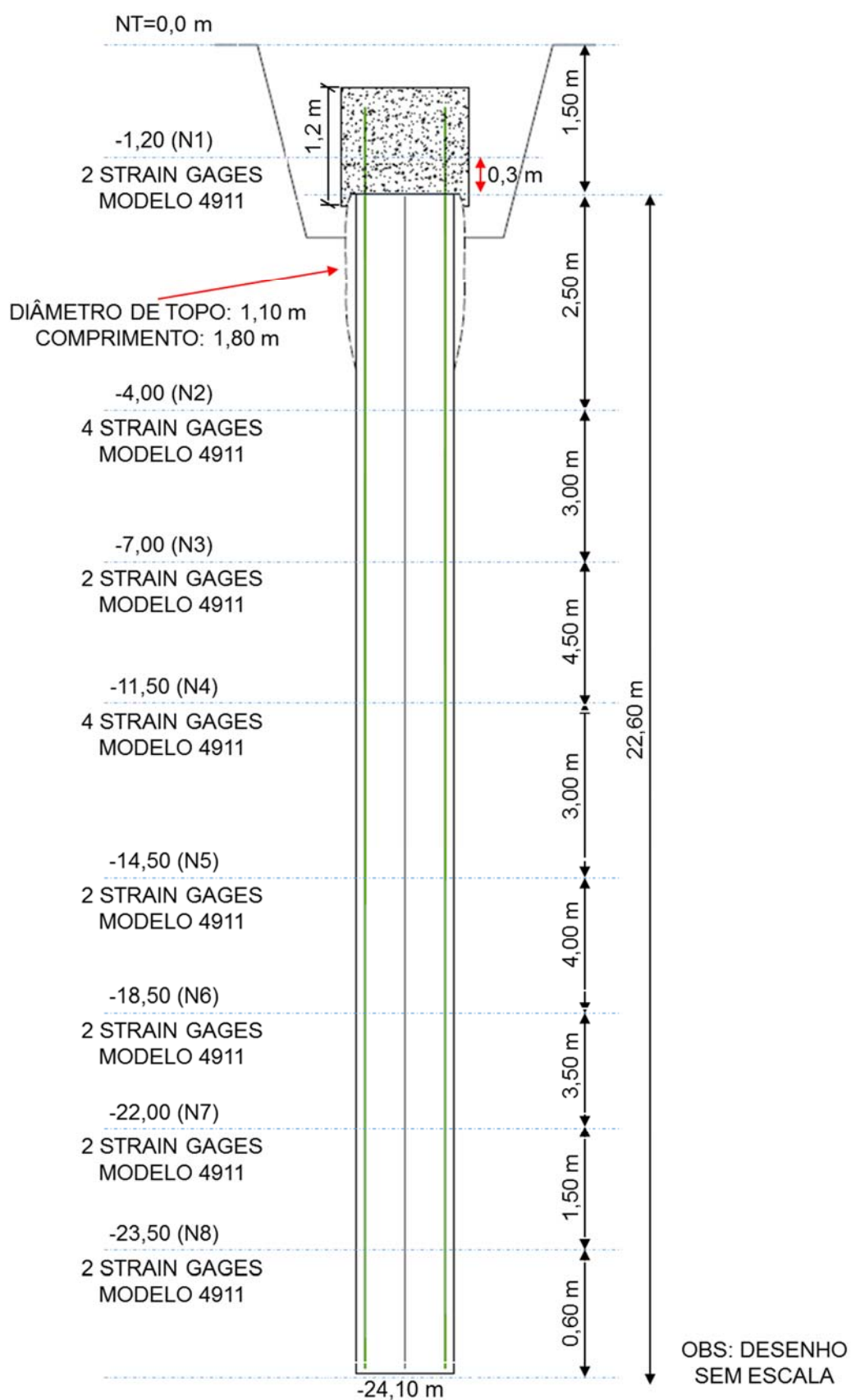


Figura 4-2 – Croqui ilustrativo da geometria e distribuição dos sensores ao longo do fuste da ET-04

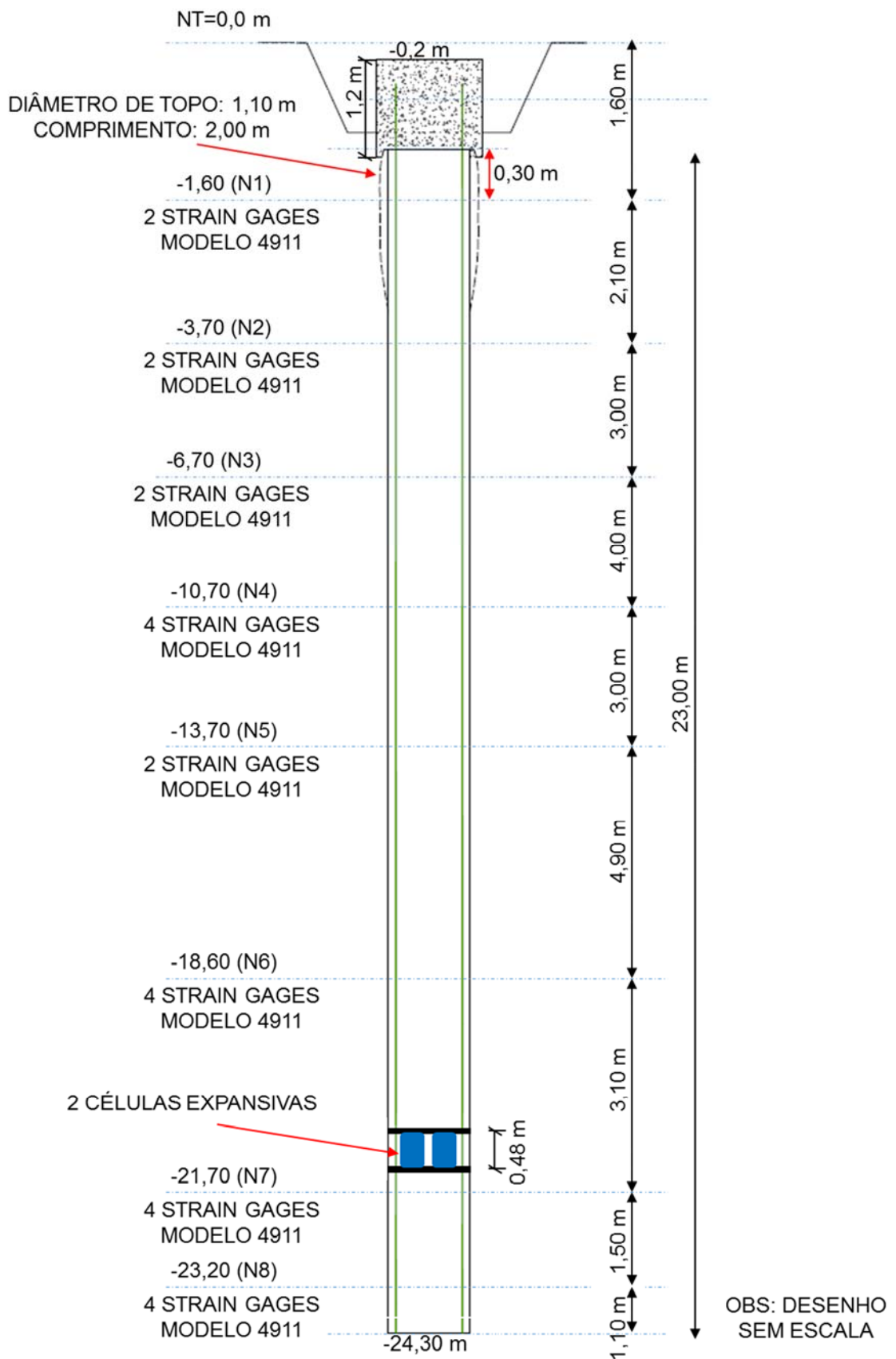


Figura 4-3 – Croqui ilustrativo da geometria e distribuição dos sensores ao longo do fuste da ET-06



Com relação à geometria (diâmetro) ao longo do fuste das estacas, salienta-se que, ao contrário de estacas do tipo pré-fabricadas, para elementos escavados com uso de polímero estabilizante, é comum a ocorrência de pequenas variações de diâmetro ao longo do fuste que podem ser decorrentes da passagem por interfaces com propriedades distintas solo ou ainda perturbações causadas pelo procedimento de escavação (variações no alinhamento da escavação, por exemplo). Com base nesse contexto, a definição da geometria final das estacas avaliadas no presente trabalho foi realizada com base nos boletins de execução das mesmas (que incluíam informações sobre o volume de concreto utilizado), no perfil estratigráfico obtido por meio dos ensaios de cone e sondagens a percussão e ainda em um ensaio de integridade térmico - TIP. Este último representa uma tecnologia onde sensores de temperatura são instalados no interior de elementos de fundação moldados *in loco* para o monitoramento das variações de temperatura durante o processo de cura do concreto. Tais informações em conjunto com o volume de material utilizado durante a execução da estaca permite a obtenção de um perfil com as variações de geometria ao longo da profundidade. Informações em detalhe sobre o procedimento de instalação desses sensores podem ser visualizadas em MCDERMOTT; ZARRELLA; HAMBLIN (2017).

Para o presente trabalho, foram avaliados resultados de ensaios realizados em uma terceira estaca do mesmo campo experimental de estudos denominada ET-05, com dimensões muito similares, instalada a poucos metros dos elementos avaliados no presente estudo e cujo perfil estratigráfico obtido por meio de ensaios de cone é bastante semelhante aos encontrados na ET-04 e ET-06. Os sensores foram instalados ao longo de 3 perfis com sensores posicionados a cada 30 centímetros. O procedimento de ensaio consistiu em coletar informações sobre a temperatura do concreto a cada 15 minutos em cada um dos sensores (Figura 4-4). Os resultados obtidos com o ensaio TIP podem ser visualizados nas Figuras 4-5 a 4-7.



Figura 4-4 – Sensores TIP para monitoramento das variações de temperatura ao longo da cura do concreto na ET-05

Com base nesses resultados, um perfil com a variação da temperatura ao longo da profundidade permite inferir a qualidade e uniformidade do concreto que é representada por uma distribuição uniforme da temperatura com a profundidade. Para elementos não revestidos, acréscimos na temperatura podem sugerir um alargamento no diâmetro, enquanto as reduções podem ser associadas a reduções (estreitamento) na seção da estaca, má qualidade do concreto ou inclusão ou intrusão do solo. Durante a cura, a temperatura do concreto é maior no centro do elemento, reduzindo de maneira uniforme ao longo do perímetro. Logo, ao observar dados de sensores posicionados diametralmente opostos onde uma das leituras é superior à média e a outra é inferior, os resultados deveriam ser interpretados de modo a considerar que o sensor com temperaturas maiores se movimentou dentro da armadura em direção ao centro e aquele com menores temperaturas se deslocou para a região mais próxima da interface solo-estaca (MCDERMOTT; ZARRELLA; HAMBLIN, 2017).

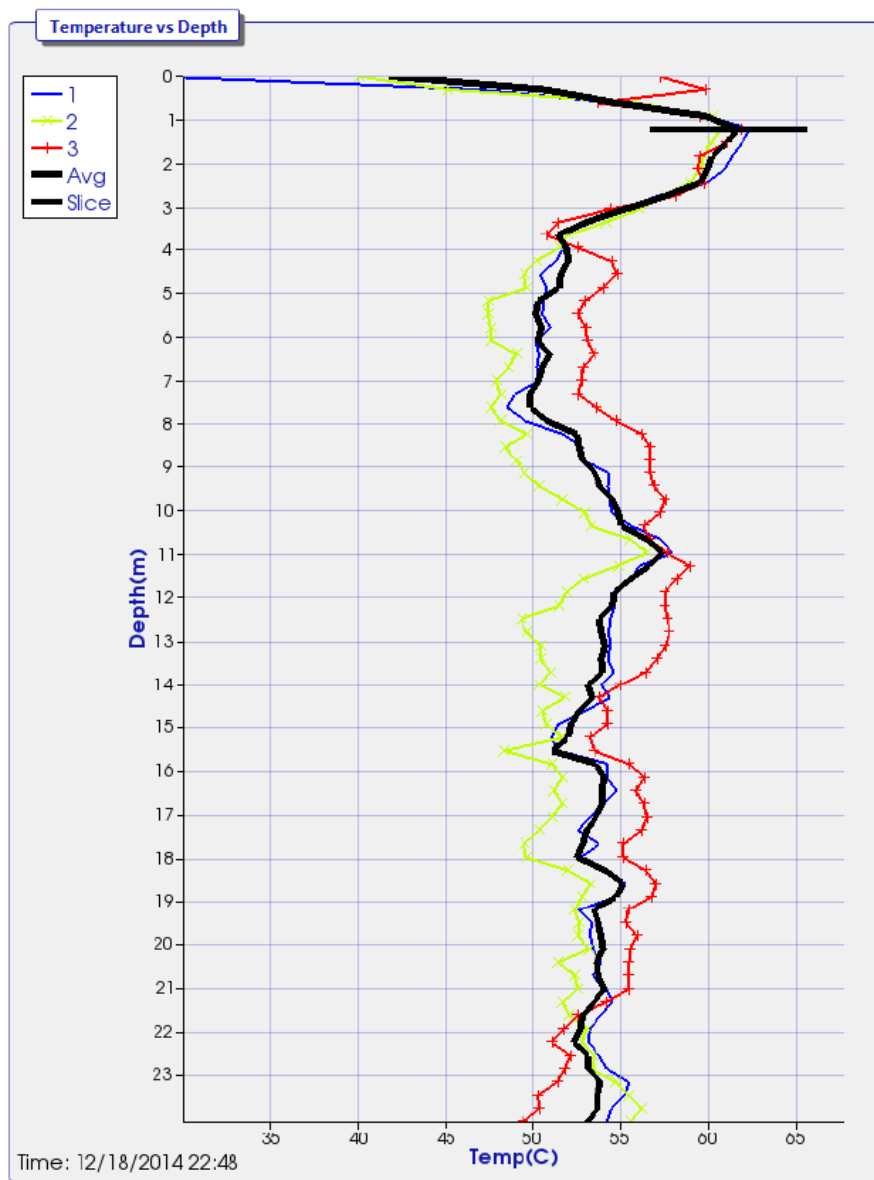


Figura 4-5 – Temperatura medida ao longo da profundidade durante o ensaio de TIP na estaca ET-05 (GEOTECHNE, 2014)

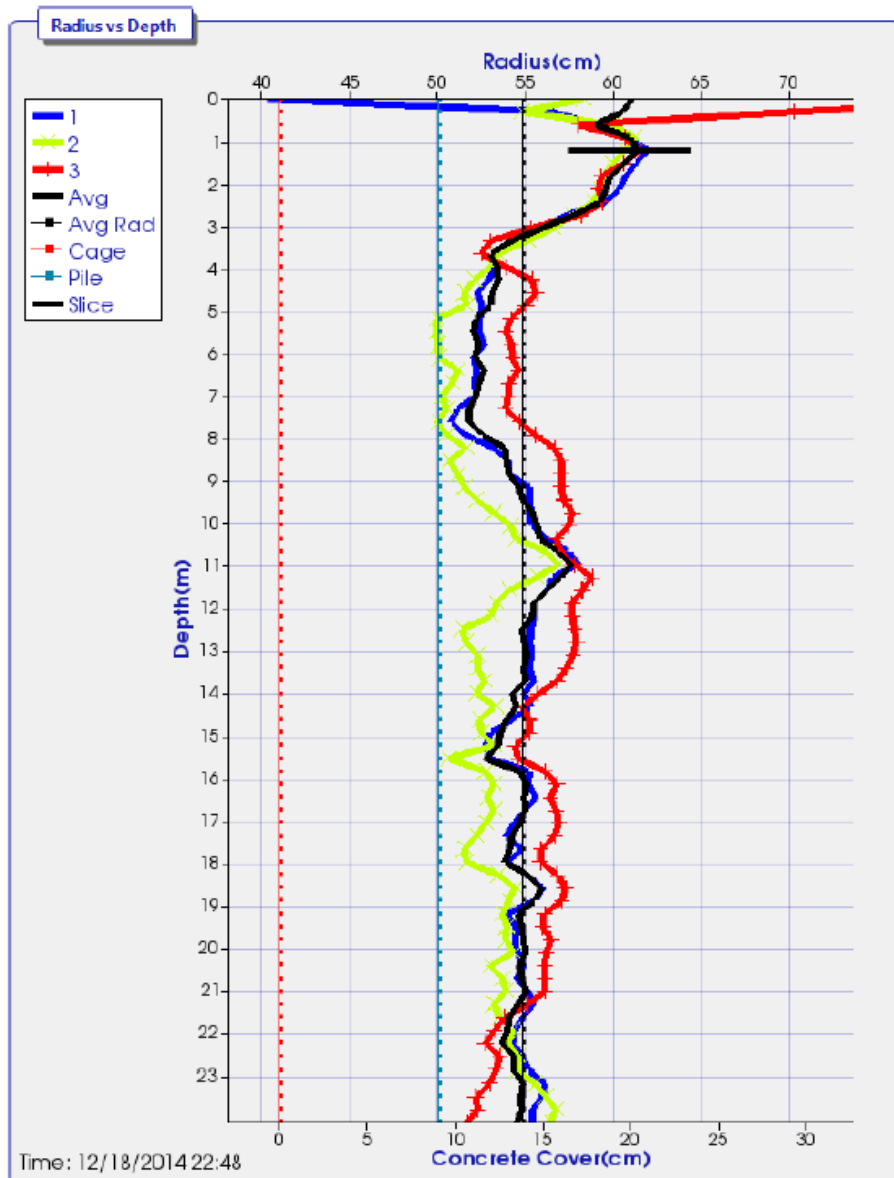


Figura 4-6 – Raio estimado ao longo da profundidade com base no ensaio TIP na estaca ET-05 (GEOTECHNE, 2014)

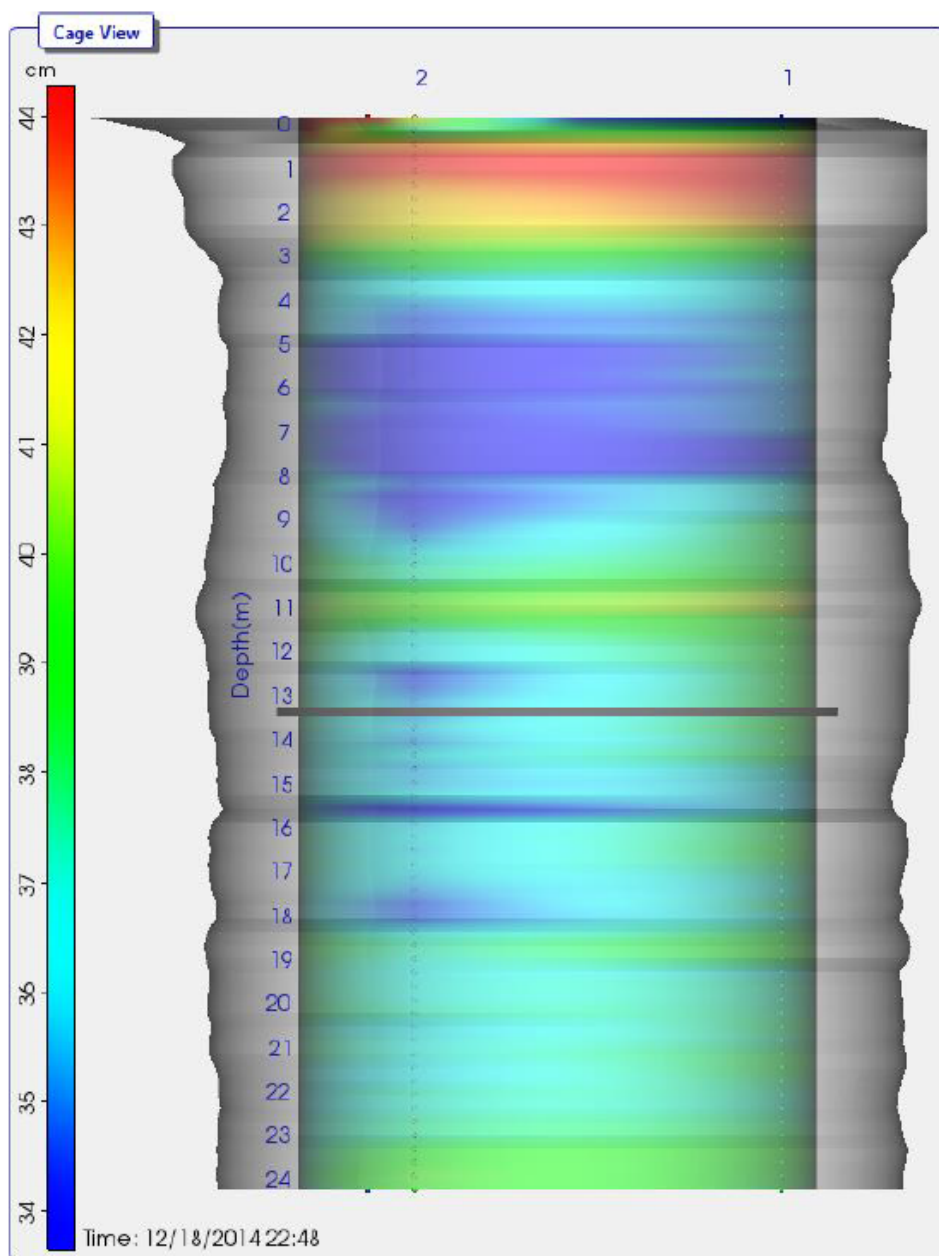


Figura 4-7 – Raio estimado ao longo da profundidade com base no ensaio TIP na estaca ET-05 (GEOTECHNE, 2014)

Com base nesses resultados, observa-se um aumento de temperatura nos primeiros três metros da estaca, que podem ser associados ao alargamento do fuste provocado pela presença da camisa metálica na região. Pequenas variações no diâmetro/temperatura podem ser observadas ao longo de outras regiões da estaca. Em complemento a isso, verifica-se que o diâmetro interpretado com base no ensaio foi de 1,06 m. Com base nesses resultados e no volume de concreto utilizado durante a execução da ET-05 (23 m<sup>3</sup>), na Tabela 4-3 é possível observar a geometria final interpretada com base nesse ensaio em conjunto com o perfil estratigráfico local.

Tabela 4-3 – Interpretação da variação geométrica da ET-05 ao longo da profundidade

Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	Diâmetro (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )
0	3	1,22	1,17	3,51
3	8	1,06	0,88	4,41
8	11	1,10	0,95	2,85
11	12	1,12	0,99	0,99
12	14	1,10	0,95	1,90
14	16	1,08	0,92	1,83
16	24	1,10	0,95	7,60

## 4.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Como parte dos cuidados necessários para se obter estacas íntegras e, conseqüentemente, bons resultados com as provas de carga, um controle de qualidade com a matéria prima utilizada para a execução das mesmas (concreto, aço e polímero) tornou-se fundamental.

Com relação ao concreto, durante a execução das estacas foram realizados ensaios de abatimento (*slump*) em amostras de todos os caminhões momentos antes da concretagem das estacas. Em paralelo a isso, foram moldados de corpos de prova para rompimento aos 7, 14, 28 dias e no dia da primeira prova de carga (ABNT, 1998, 2007, 2016).

Na Figura 4-8 apresentam-se os valores de resistência à compressão obtidos com os corpos de prova em 7, 14, 28 dias e no dia da realização do ensaio bidirecional na ET-06 – PCB-01 (72 dias). A resistência média do concreto no dia do carregamento bidirecional foi de 48 MPa, sendo possível ainda observar diferenças na ordem de 20% entre os corpos-de-prova avaliados. Na Figura 4-9 é possível avaliar a evolução da resistência a compressão do concreto utilizado nas estacas de reação da ET-06, cujos resultados indicam uma resistência média aos 28 dias de 33,5 MPa e variações na ordem de 40%.

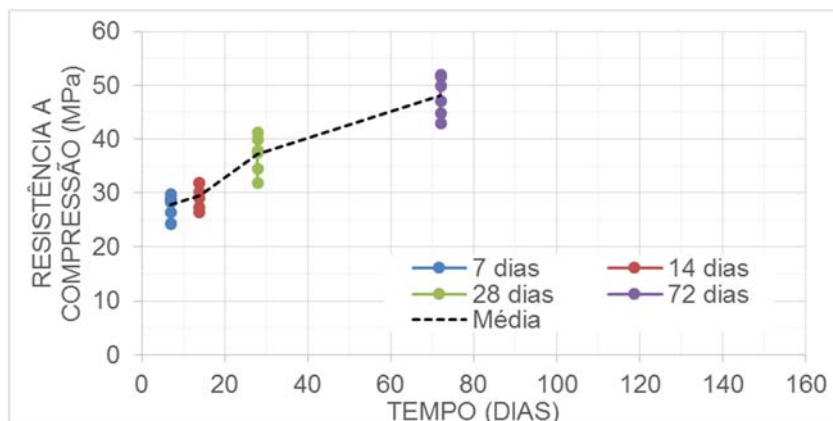


Figura 4-8 – Resistência a compressão do concreto – ET-06

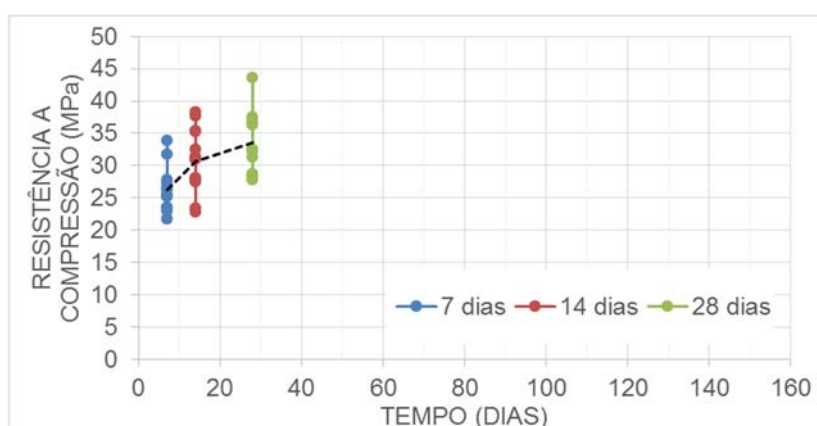


Figura 4-9 – Resistência a compressão do concreto – estacas de reação da ET-06

A evolução da resistência no concreto utilizado nos blocos é apresentada na Figura 4-10. Observa-se uma resistência média aos 28 dias de 53,4 MPa e variação em torno de 15%. O cimento utilizado em todos esses elementos foi o CP-IV da Votorantim, com origem na unidade de Itajaí/SC. Foram obtidos abatimento de 230 +/-20 mm para o material da ET-06, 230+/-30 mm para as estacas de reação da ET-06 e 120 +/-20 mm para o concreto utilizado nos blocos.

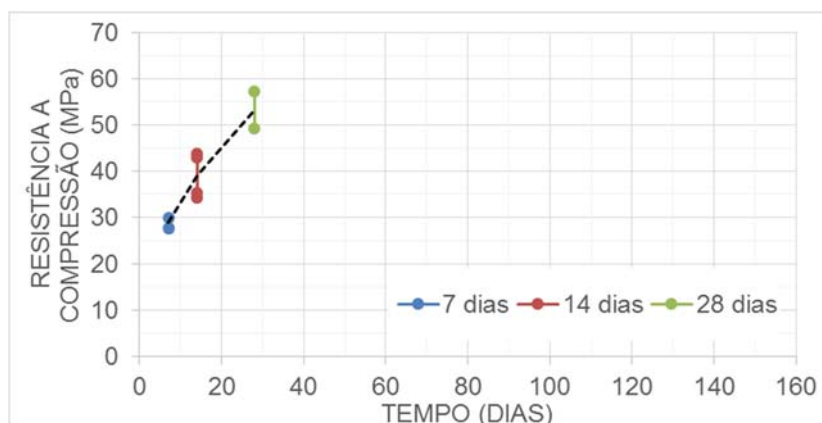


Figura 4-10 – Resistência a compressão do concreto – blocos

Com relação a ET-04, observa-se na Figura 4-12 uma resistência à compressão média após 120 dias de 43,6 MPa e variações entre os resultados da ordem de 35%. Com relação ao concreto utilizado nas estacas de reação da ET-04, observa-se na Figura 4-11 uma resistência média aos 28 dias de 30 MPa e variação na ordem de 46%.

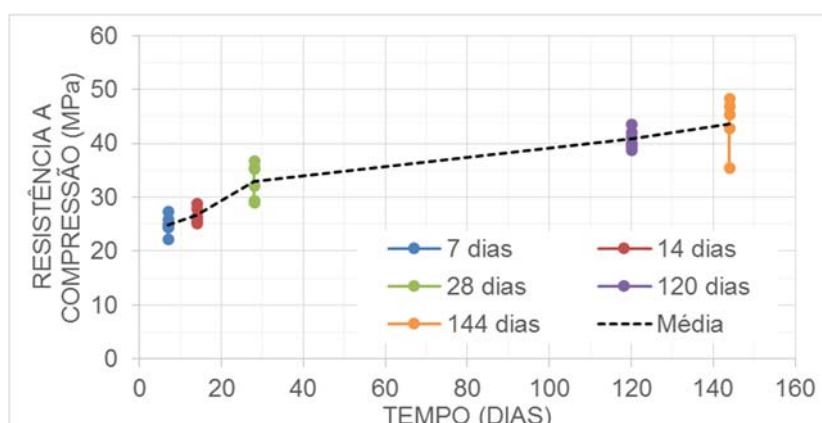


Figura 4-11 – Resistência a compressão do concreto – ET-04

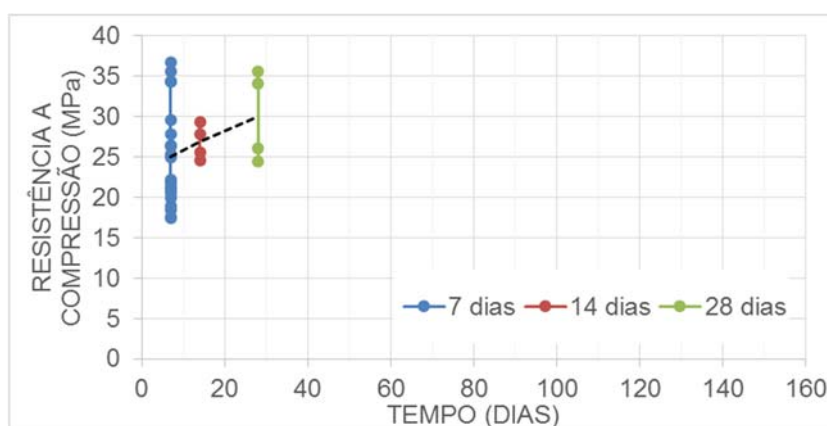


Figura 4-12 – Resistência a compressão do concreto – estacas de reação da ET-04



Um comparativo com a evolução da resistência média nesses 5 elementos é apresentado na Figura 4-13, sendo possível observar uma diferença consistente entre o material utilizado nas estacas teste e de reação e ainda entre o concreto utilizado na ET-04 e ET-06.

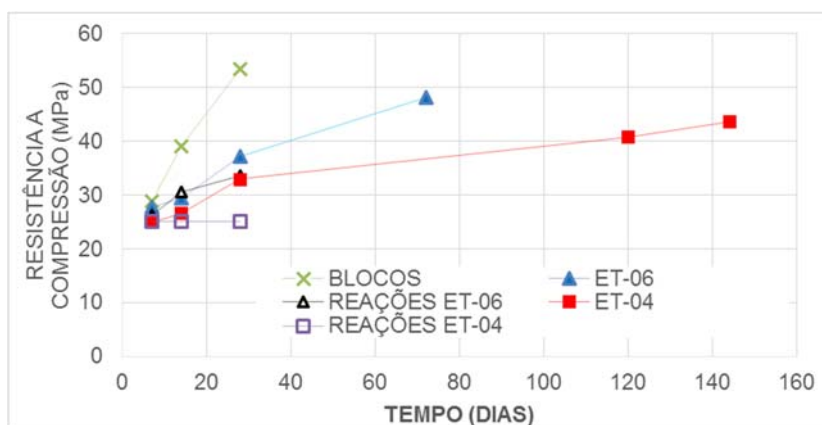


Figura 4-13 – Comparativo da evolução da resistência à compressão do concreto

### 4.3. PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS: PREPARO, MONTAGEM E EXECUÇÃO DAS ESTACAS

#### 4.3.1.1. Etapas iniciais

Neste item serão abordadas todas as etapas envolvidas antes, durante e após a execução das estacas. Cabe salientar que o dimensionamento das mesmas, incluindo a definição do tipo de concreto e armadura utilizados compreendem o escopo do trabalho apresentado por Nienov (2016).

A Tabela 4-4 apresenta um resumo com a armadura que compõe as estacas do CEA. Tal configuração representa uma taxa de armadura longitudinal de 1,24% da área transversal para as estacas de 1,0 m de diâmetro e foi adotada com base na premissa de que elementos mais rígidos seriam menos suscetíveis a danos na instrumentação principalmente durante as etapas de içamento, instalação e concretagem. Com relação ao concreto, utilizou-se em todos os elementos uma resistência característica ( $f_{ck}$ ) de 20 MPa (Nienov, 2016).

Tabela 4-4 – Detalhe da armadura utilizada nas estacas do CEA  
 FONTE: Nienov (2016)

Estaca	Armadura longitudinal	Armadura transversal
ET-01	4 Ø 32mm Dywindag até 13m	Ø 8mm cada 20cm - CA 50
ET-02	4 Ø 32mm Dywindag até 15m	Ø 8mm cada 20cm - CA 50
ET-03	10 Ø 32mm Dywindag até 20m	Ø 8mm cada 20cm - CA 50
ET-04, ET-05 e ET-06	10 Ø 32mm Dywindag até 24m	Ø 8mm cada 20cm - CA 50 24m

Com base nesse planejamento, as armaduras foram confeccionadas em elementos com 12 m de comprimento (Figura 4-14a), valor este limitado pelo processo de transporte até o campo de estudos. Assim que esses segmentos chegaram ao CEA foram realizadas emendas com solda (Figura 4-14b) para que ficassem com os comprimentos planejados.



(a)



(b)

Figura 4-14 – Armaduras utilizadas nas estacas de teste: (a) segmentos de 12 m e (b) união de dois segmentos com solda

#### 4.3.1.2. Instrumentação

De modo a obter a distribuição dos carregamentos e, conseqüentemente, dos mecanismos de transferência de carga ao longo do fuste durante os carregamentos, foram instalados medidores de deformação (*strain gages*) em diversos níveis dos elementos avaliados. O preparo, instalação e posicionamento desses sensores contaram com o apoio e supervisão da Fugro *In situ* Geotecnia.

Existem diversos modelos de *strain gages*, dentre os quais pode-se citar: portáteis com indicadores (ou mecânicos), “*telltails*”, de corda vibrante e os sensores de resistência elétrica. Como característica comum, ressalta-se que todos esses sensores têm seu princípio de funcionamento baseado na Lei de Hooke, ou seja, em uma relação entre tensão e deformação, considerando ainda que os metais sofrem alteração em sua resistência elétrica

quando submetidos a deformações. Com base nesse contexto, obtém-se uma relação entre a variação de resistência e a deformação. No presente trabalho, o modelo escolhido para tal monitoramento é o 4911 (Figura 4-18), cujo funcionamento baseia-se no princípio de corda vibrante e em uma capacidade de leitura (faixa) de até 1.800  $\mu\epsilon$  quando submetido à esforços de compressão (Geokon, 2013a).

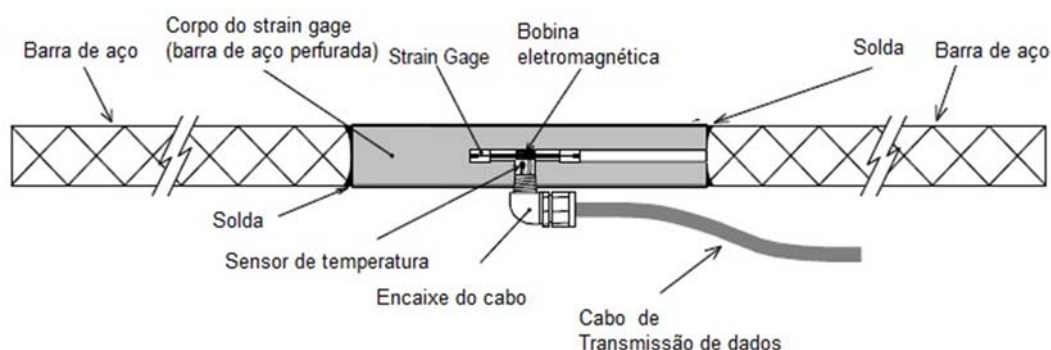


Figura 2.24 – *Strain gage* de corda vibrante modelo 4911A  
 FONTE: Adaptado de Geokon (2013)

Um resumo com a distribuição desses sensores ao longo das estacas estudadas pode ser observado na Tabela 4-5. No total, foram instalados 26 *strain gages* na ET-06 e 20 na ET-04, dispostos ao longo de 8 níveis. A Tabela 4-5 apresenta um resumo com o posicionamento desses instrumentos.

Tabela 4-5– Níveis dos *Strain gages* instalados nas estacas teste ET04 e ET06

Nível	ET-04			ET-06		
	Quant.	Nomenclatura	Prof. (m)	Quant.	Nomenclatura	Prof. (m)
N1	2	N1A, N1C	1,2	2	N1A, N1C	1,6
N2	4	N2A, N2B, N2C e N2D	4,0	4	N2A, N2B, N2C e N2D	3,7
N3	2	N3A, N3C	7,0	2	N3A, N3C	6,7
N4	4	N4A, N4B, N4C e N4D	11,5	4	N4A, N4B, N4C e N4D	10,7
N5	2	N5A, N5C	14,5	2	N5A, N5C	13,7
N6	2	N6A, N6C	18,5	4	N6A, N6B, N6C e N6D	18,6
N7	2	N7A, N7C	22,0	4	N7A, N7B, N7C e N7D	21,7
N8	2	N8A, N8C	23,5	4	N8A, N8B, N8C e N8D	23,2

Cabe salientar que a nomenclatura dos sensores foi definida de modo a se obter uma padronização no posicionamento dos mesmos, ou seja: os *strain gages* cuja nomenclatura

termina em “A” (N1A, N2A, N3A, etc) foram posicionados sempre em uma mesma barra. Contudo, análises comparando sensores obtidos ao longo de uma determinada região da estaca puderam ser realizadas. Na Figura 4-15 é possível visualizar um exemplo de como esse posicionamento foi definido. Nela, verifica-se ainda a existência de um padrão onde os eixos instrumentados foram correlacionados a cores pré-estabelecidas (A - amarelo, B - azul, C - vermelho e D - verde).

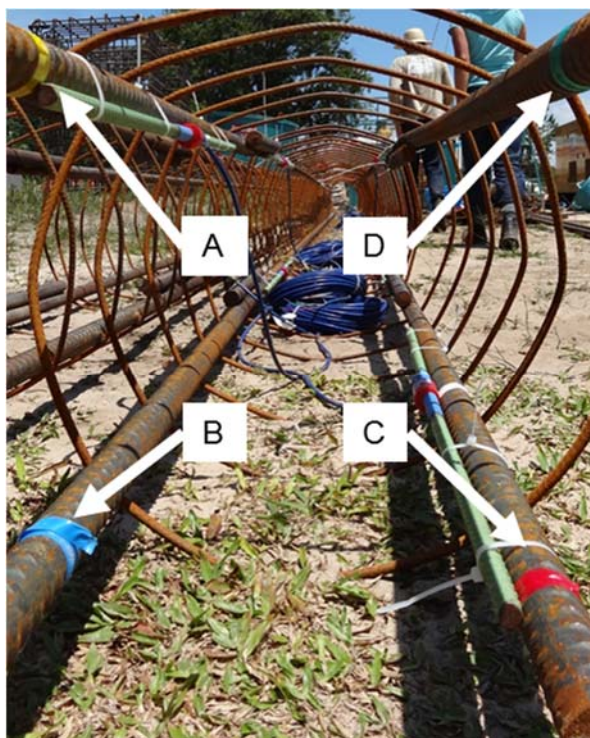


Figura 4-15 – Eixos de instrumentação: detalhe com a distribuição dos sensores de acordo com a nomenclatura padronizada

No total, ao longo das 6 estacas teste executadas até o momento no Campo Experimental de Araquari, foram instalados 112 *strain gages*, sendo 46 nas duas estacas avaliadas no presente trabalho. Contudo, cabe ressaltar que durante a fase de instrumentação fez-se necessário um procedimento bastante criterioso de identificação de todos os sensores, posicionando-os de acordo com o comprimento do cabo e sua profundidade de instalação (Figura 4-16).



Figura 4-16 – Distribuição dos sensores previamente à sua fixação

A fixação desses *strain gages* (Figura 4-17) foi realizada nas armaduras longitudinais de acordo com os procedimentos descritos em Geokon (2013), previamente à perfuração e instalação de cada uma das estacas.

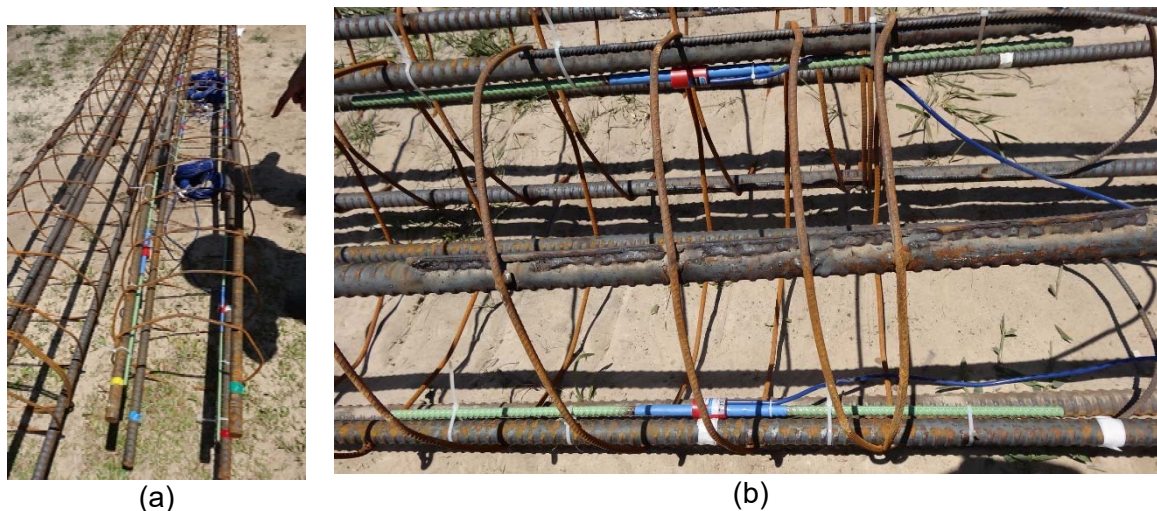


Figura 4-17 – *Strain gages* fixados à armadura longitudinal: (a) vista geral e (b) detalhe

Ressaltam-se ainda alguns cuidados realizados para garantir a qualidade das medições. Previamente à sua fixação na armadura, realizou-se uma leitura de todos os instrumentos por meio de unidades leitoras manuais (Geokon, 2016), buscando obter uma primeira leitura zero de cada um dos sensores. Tal procedimento foi repetido após a instalação da armadura e concretagem da estaca, buscando verificar novamente a integridade de cada medidor.

#### 4.3.1.3. Instalação

Por se tratar de elementos de grande dimensão (armaduras com 24 m de comprimento), a etapa de içamento e instalação da armadura representou um momento bastante crítico durante o processo de execução das estacas. Na Figura 4-18 apresenta-se uma sequência de fotos para ilustrar esse processo. A definição dos seis pontos de apoio ao longo da armadura (Figura 4-18a) de modo a rotacioná-la da posição horizontal para a vertical (Figura 4-18b) teve particular importância pois possíveis movimentos de flambagem poderiam danificar tanto o cabeamento da instrumentação como a emenda descrita anteriormente. Com base na Figura 4-18c onde uma vista aérea desse processo é apresentada é possível ainda ter noção da escala dos equipamentos utilizados nessa fase.



(a)



(c)



(b)



(d)

Figura 4-18 – Etapa de içamento da armadura: (a) definição dos pontos de apoio, (b) e (c) içamento da armadura e (d) vista aérea durante essa etapa



Na sequência, os cabos foram direcionados até suas respectivas casas de leituras, inseridos em tubos corrugados de modo a conferir proteção mecânica e evitar eventuais danos causados, por exemplo, por movimentações de terra durante a execução das demais estacas.

### 4.3.2. Ensaios de integridade

As estacas que são objeto de análise no presente trabalho foram moldadas *in loco* e, contudo, algumas incertezas no que diz respeito à sua integridade podem representar um aspecto desconhecido ao longo das análises aqui propostas. Com base nesse contexto, foram realizados dois ensaios de integridade do tipo não destrutivo visando identificar possíveis anomalias e/ou confirmar a qualidade dos elementos de fundação. Nos itens subsequentes será apresentada uma descrição sucinta desses procedimentos em conjunto com os resultados obtidos.

#### 4.3.2.1. PIT

Um dos ensaios não-destrutivos mais utilizados para avaliação de elementos de fundação é o ensaio de integridade ou ensaio de P.I.T - "*Pile Integrity Test*", cujos procedimentos são normatizados pela ASTM D5882-96 (ASTM, 2016). Tal metodologia tem como objetivo avaliar de maneira qualitativa a integridade de estacas com relação a possíveis defeitos construtivos, tais como: falhas de concretagem, trincas, rupturas, ou ainda variações seccionais no fuste (FISG, 2015).

O ensaio consiste em medir a variação da velocidade de uma onda (impedância) após aplicação de um impacto de baixo nível de deformação no topo da estaca. Cada golpe gera uma onda de compressão que se propaga pelo fuste e reflete ao atingir a ponta, retornando novamente ao topo. Com base na interpretação do formato da onda de tensão refletida/gerada é possível avaliar as condições da estaca pois variações na seção (alargamento ou estreitamento), na densidade ou no módulo do material resultam em mudanças significativas nesse formato.

Como parte dos procedimentos necessários para a execução desses procedimentos, previamente à sua realização, o topo das estacas foi preparado utilizando-se uma lixadeira elétrica com disco de desbaste buscando obter uma superfície lisa e plana. Com base nos valores médios obtidos ao longo de diversos golpes em cada uma das estacas foi possível estabelecer um gráfico representativo dos sinais de velocidade das estacas ensaiadas (Figura 4-19 e Figura 4-20). No eixo horizontal apresenta-se uma escala de comprimento, obtida a partir da multiplicação dos tempos pela velocidade de propagação da onda. A origem de cada gráfico corresponde ao ponto onde foi instalado o acelerômetro (FISG, 2015).

Reduções no valor de impedância podem ser interpretadas de duas maneiras: heterogeneidade da qualidade do concreto ou estreitamento efetivo da seção enquanto o aumento de impedância geralmente está associado a um alargamento da seção da estaca.

Com base na Figura 4-19, verifica-se uma redução de impedância na região da ponta (a partir de 22,0 m) e um aumento em aproximadamente 18,0 m. Os demais trechos da estaca mostram pequenas variações na velocidade de propagação de onda, usuais para o processo construtivo do elemento em questão (*in loco*). Cabe salientar que para essa estaca, o sinal analisado possuía uma velocidade de onda de 3.650 m/s.

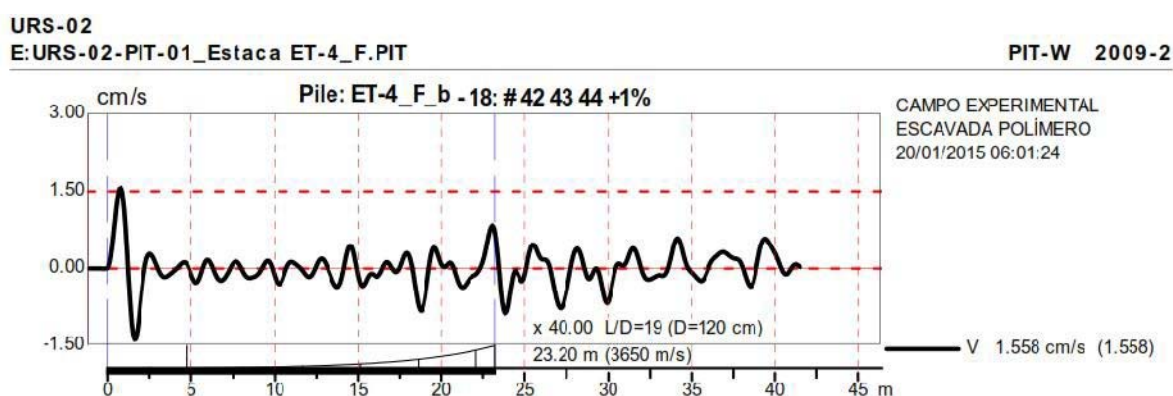


Figura 4-19 – Resultado do ensaio de integridade PIT obtido para a estaca ET04  
FONTE: (FISG, 2015)

Os resultados obtidos na ET-06 (Figura 4-20) permitem concluir que o fuste se encontra homogêneo/íntegro, sendo possível identificar a região da ponta pela diferença de impedância. Cabe salientar que a velocidade de onda calculada nesse ensaio foi de 3.900 m/s, diferente da obtida na ET-04 mas dentro da faixa de variação normal do concreto.

Fugro In Situ Geotecnia Ltda  
 URS-02  
 E:URS-02-PIT-01\_Estaca ET-6\_F.PIT

05/03/2015

PIT-W 2009-2

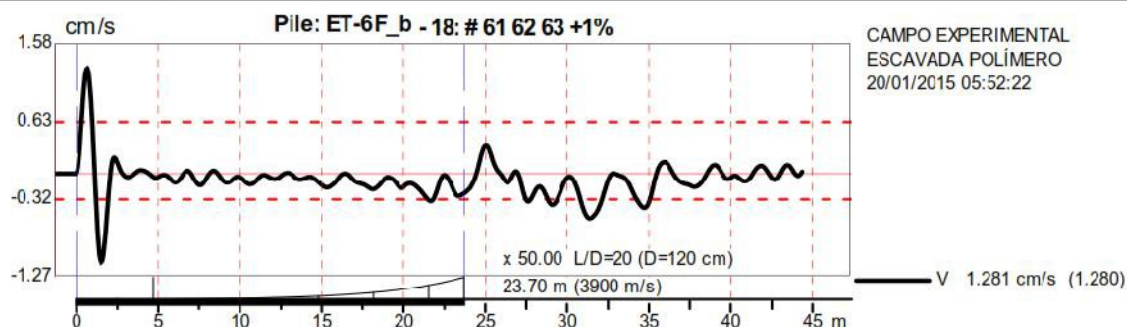


Figura 4-20 – Resultado do ensaio de integridade PIT obtido para a estaca ET06  
 FONTE: (FISG, 2015)

#### 4.3.2.2. Cross-hole

Como parte dos procedimentos propostos para avaliação de integridade das estacas foram realizados ensaios de *Cross-hole*. Tal procedimento requer a instalação de tubos de acesso ao longo do fuste da estaca, fixados normalmente com a armadura, e se baseia no tempo de trajeto de pulsos sônicos entre um tubo de acesso e outro (i.e., na velocidade da onda no concreto). Velocidades de onda inferiores ao valor esperado indicam a suspeita de um concreto de resistência insuficiente, ou de vazios (FISG, 2015). Contudo, previamente à execução das estacas e em paralelo à etapa de instrumentação, inicialmente foi preciso preparar a armadura das estacas com a fixação de tubos metálicos (Figura 4-21).

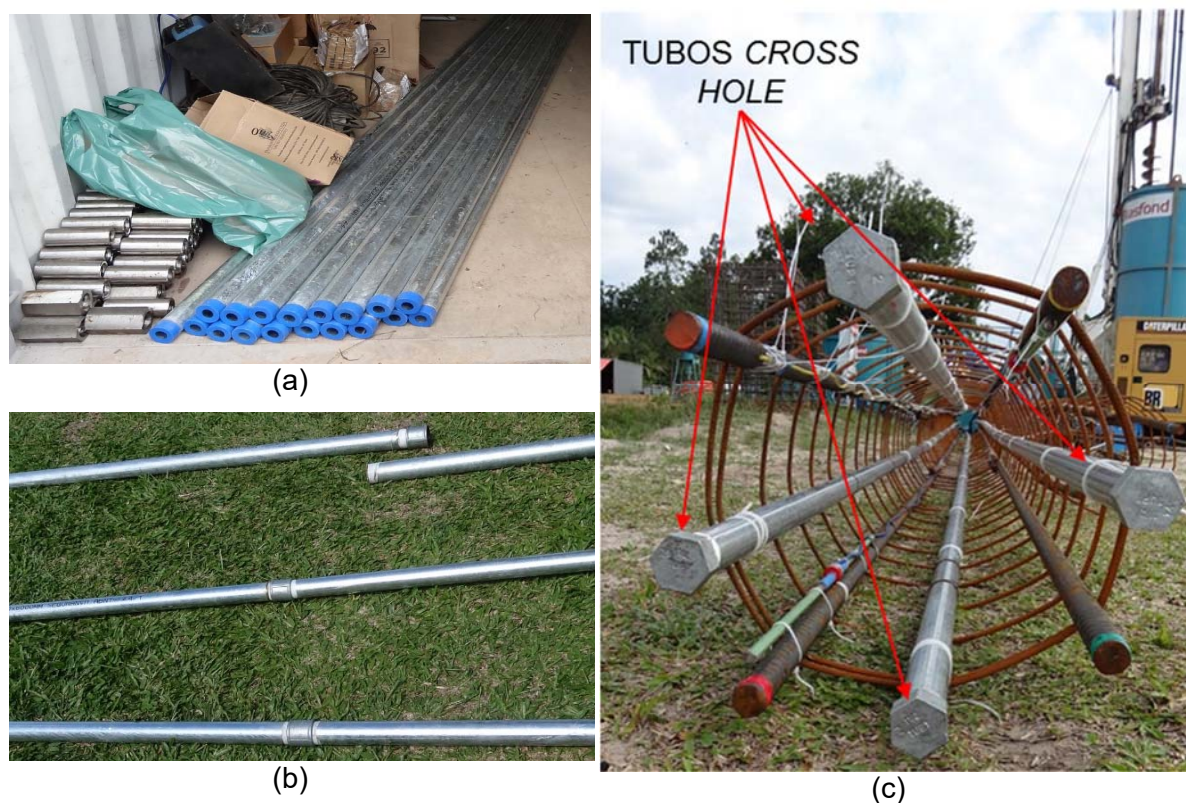


Figura 4-21 – Preparo das estacas para realização de ensaio de *cross-hole*: (a) Detalhe tubos e conexões, (b) montagem dos tubos e (c) tubos após instalação

De modo a obter uma cobertura completa do interior do fuste optou-se por instalar mais de um tubo em cada elemento de fundação. Para a estaca ET-04 foram utilizados quatro (4) tubos metálicos, sendo um com diâmetro de 6,2 cm e os demais com diâmetro de 5,0 cm. Na estaca ET-06 o ensaio foi realizado com três tubos instalados apenas no segmento superior à célula bidirecional. Tal decisão (redução do número de tubos) se ateve à premissa de manter uma seção livre (para passagem do concreto) similar às demais estacas visto que esse elemento possui uma densidade maior de instrumentos devido à presença da célula bidirecional. Tais diferenças estão descritas em maior detalhe no item 4.4.2. Um resumo com os comprimentos medidos em cada um desses segmentos é apresentado na Tabela 4-6.

Tabela 4-6 – Comprimento dos tubos durante o ensaio de *Cross-hole*

Comprimento dos tubos	ET-04	ET-06
1	23,14 m	18,97 m
2	23,16 m	18,93 m
3	23,17 m	18,98 m
4	23,19 m	-

Esse ensaio foi realizado no dia 20 de janeiro de 2015 com base nos procedimentos normatizados pela ASTM D6760 (ASTM, 2014). O procedimento consistiu inicialmente em posicionar um transmissor e um receptor na porção inferior de dois furos (tubos) conforme pode ser observado nas Figuras 4-22a e 4-22b. Em seguida, fez-se com que as sondas percorressem simultaneamente a estaca, registrando-se continuamente a profundidade, o tempo transcorrido entre a emissão do pulso e sua chegada no receptor, e a energia do sinal recebido. O ensaio foi repetido diversas vezes, selecionando-se novas combinações de tubos. Os sinais foram obtidos em campo através do software *Cross-hole Analyzer* (Figura 4-22c). Ressalta-se que os tubos devem estar preenchidos com água durante o procedimento. Cabe salientar ainda que para a presente pesquisa foram utilizados tubos metálicos de forma a garantir uma maior rigidez devido à dimensão da estaca, mas o ensaio pode ser realizado com tubos de PVC sem que a qualidade dos resultados seja afetada. Independentemente do material utilizado, ressalta-se a importância de garantir que todos os elementos estejam bem vedados para que durante o ensaio os tubos mantenham-se preenchidos com água.



Figura 4-22 – Execução ensaio *cross-hole*: (a) inserção do transmissor e do receptor, (b) detalhe desses equipamentos já instalados e (c) conexão dos equipamentos ao sistema de leituras

Os resultados obtidos com a ET-04 e ET-06 são apresentados na Figura 4-23e na Figura 4-24, respectivamente. Cabe salientar que esse ensaio permite avaliar a qualidade do concreto somente na região entre os tubos, ou seja, na região interior à armadura. A contribuição do concreto desta parte central à resistência aos esforços dos momentos fletores, por exemplo, é insignificante quando comparada à contribuição do concreto da parte externa. O concreto que forma o vínculo entre a armadura e o solo é de extrema importância tanto do ponto de vista geotécnico como estrutural.

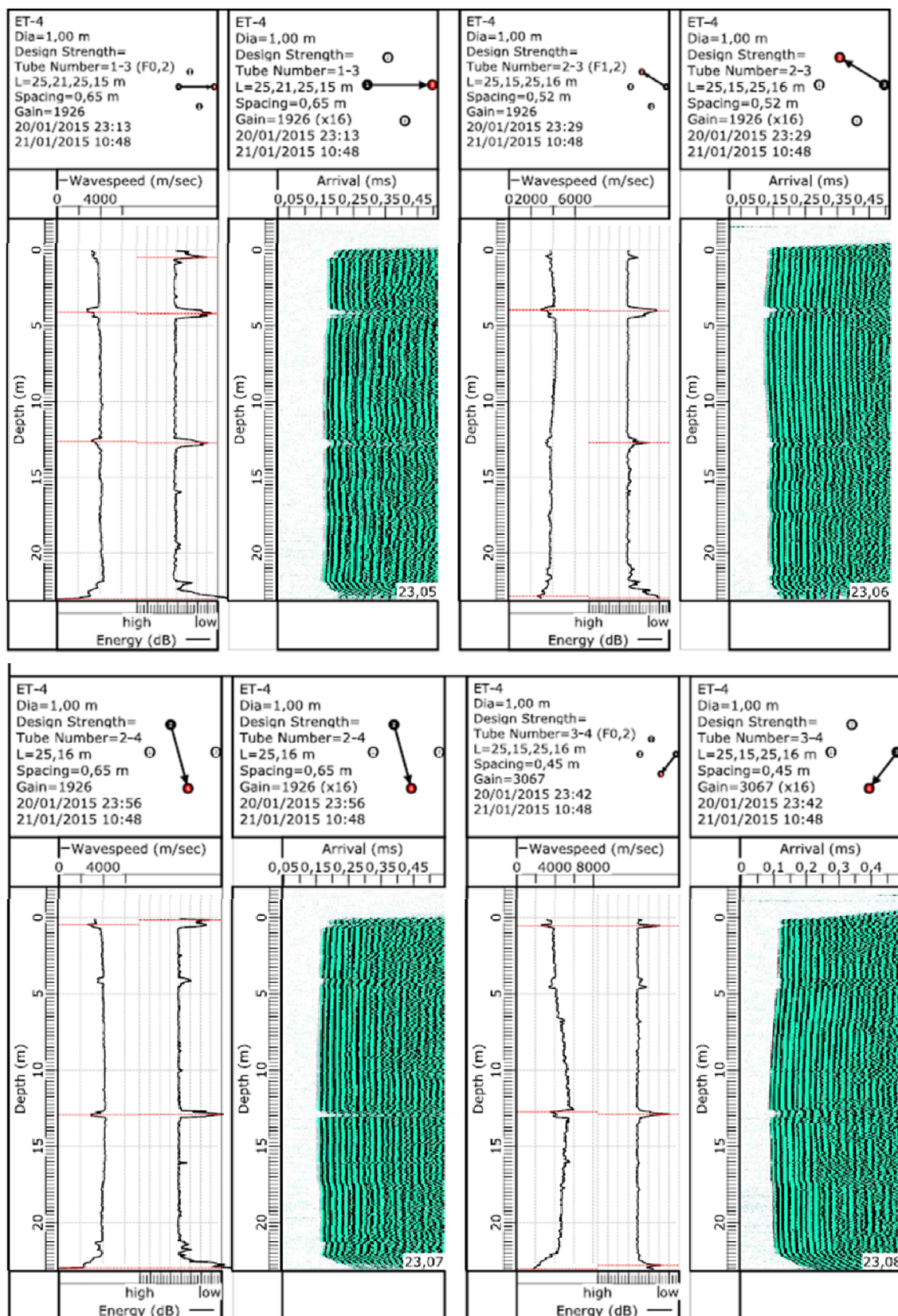


Figura 4-23 – Resultado do ensaio de *Cross-hole* na ET-04  
 FONTE: FISG (2015)

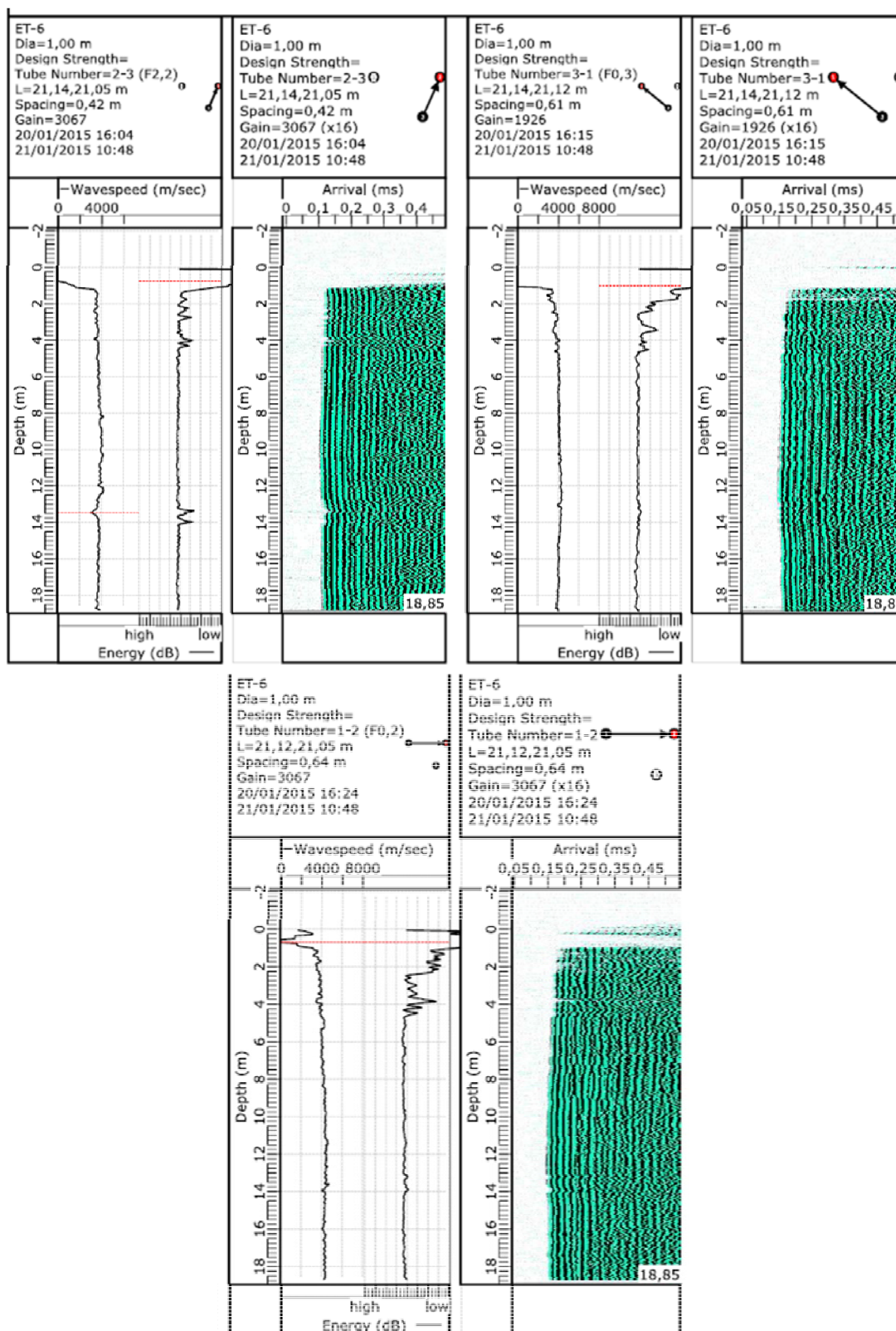


Figura 4-24 – Resultado do ensaio de *Cross-hole* na ET-06  
 FONTE: FISG (2015)



Na Figura 4-25 os resultados dos dois ensaios de integridade realizados na ET-04 são confrontados. Verifica-se pelo resultado do *Cross-hole* uma redução do pulso de energia e na velocidade de onda ao longo de quatro pontos da estaca: de 0,0 a 0,70 m (entre o centro da estaca e o tubo 4), de 3,80 a 4,40 m (próximo ao tubo 3), de 12,40 até 13,50 m (em todas as seções) e de 22,00 até 23,10 m (também em todas as seções). Os demais trechos da estaca mostram pequenas variações na velocidade de propagação de onda, usuais para o processo construtivo do elemento em questão.

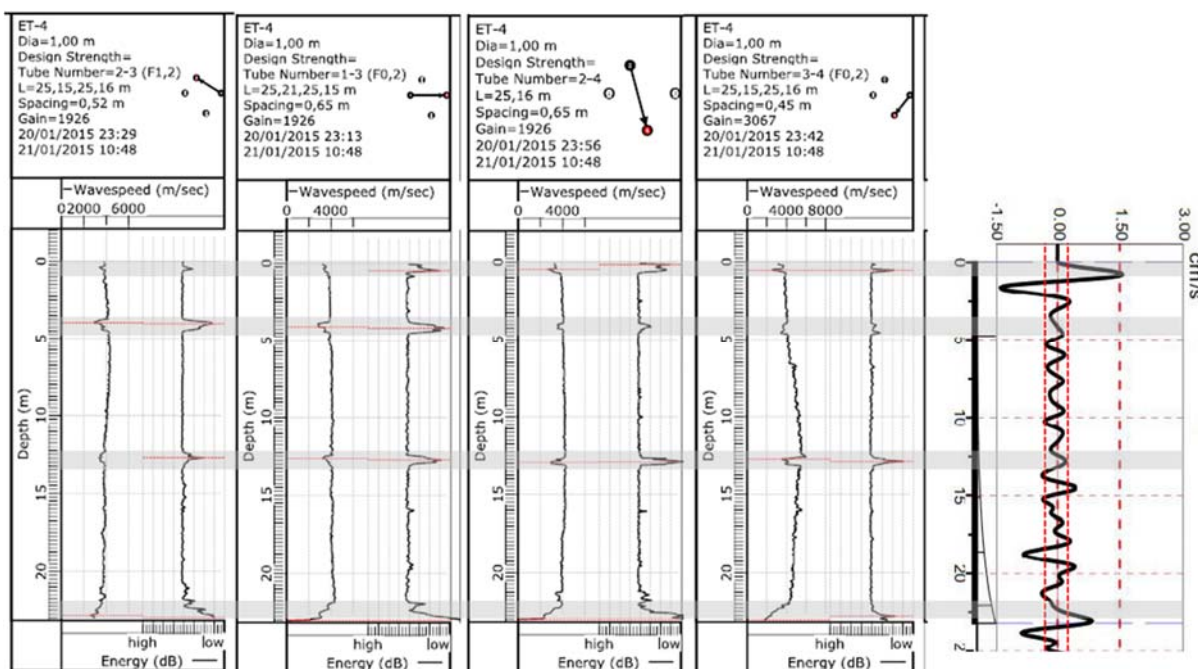


Figura 4-25 – Comparativo entre os resultados dos ensaios de integridade executados na ET-04

Com relação à ET-06 (Figura 4-26), verifica-se uma redução do pulso de energia e na velocidade de onda em três regiões: no trecho de 0,0 até 1,20 m (em todas as seções ensaiadas) e pequenas reduções do pulso de energia no trecho de 1,20 até 2,30 m (próximo do tubo 1) e no trecho de 12,70 até 13,80 m (na porção 2-3). Os demais trechos da estaca mostram pequenas variações na velocidade de propagação de onda, usuais para o processo construtivo do elemento em questão.

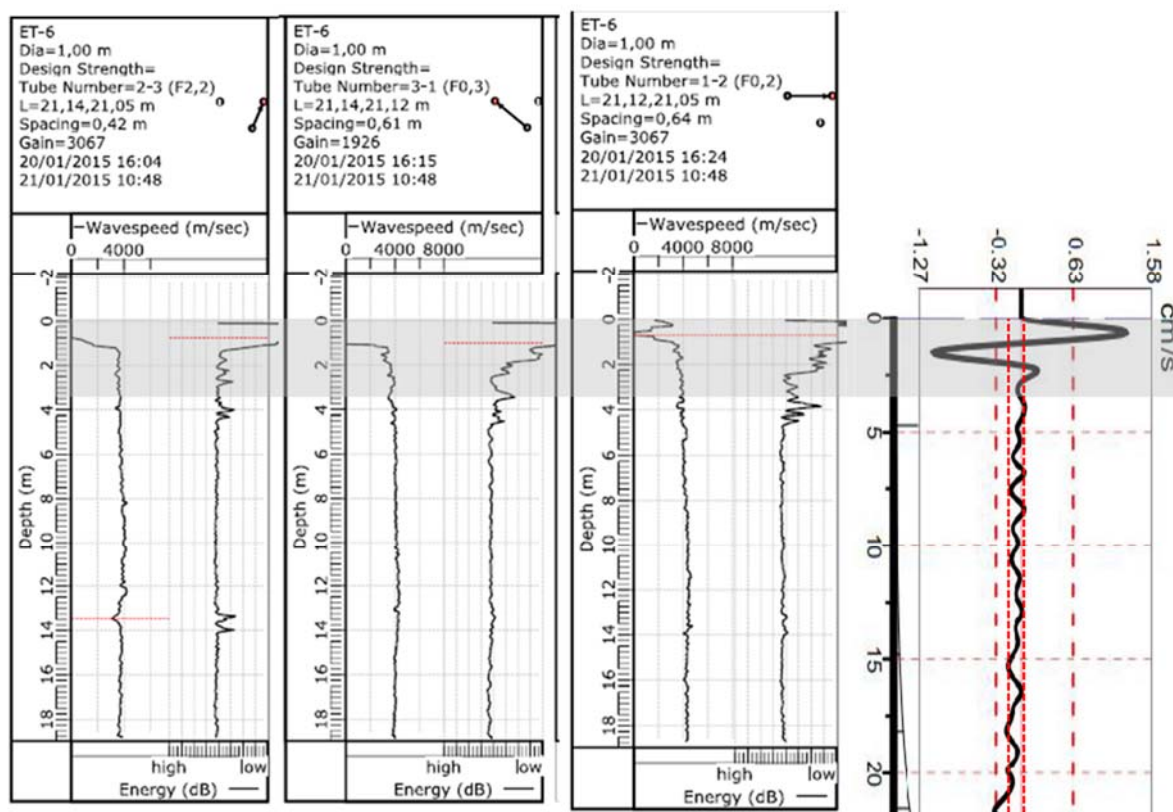


Figura 4-26 – Comparativo entre os resultados dos ensaios de integridade executados na ET-06

Com base nesses resultados e em conjunto com a interpretação obtida com o TIP apresentada no item 4.1 e na estratigrafia obtida através dos ensaios de cone a geometria final foi redefinida de modo a equalizar com essas informações e com o volume de concreto utilizado em cada estaca. A configuração final adotada em todas as análises que serão apresentadas no presente trabalho é apresentada na Tabela 4-7.

Tabela 4-7 – Variação geométrica interpretada para as estacas ET-04 e ET06

	ET-04	ET-06
Comprimento total (m)	22,6	22,6
N1	1,30	1,10
N2	1,20	1,10
N3	1,06	1,06
Diâmetro (m)	N4	1,10
	N5	1,06
	N6	1,06
	N7	1,06
	N8	1,06

#### 4.4. ENSAIOS DE CARREGAMENTO ESTÁTICO

Nos itens subsequentes, uma descrição dos procedimentos de ensaio adotados para a execução da prova de carga estática de topo nas duas estacas analisadas e do ensaio bidirecional na ET-06 será apresentada. Buscando um entendimento da ordem cronológica em que tais ensaios foram realizados, a Tabela 4-8 apresenta um resumo com as datas desses eventos.

Tabela 4-8 – Descrição do período de execução das estacas e dos carregamentos estáticos

Estaca	Data de execução da estaca	Data de início da prova de carga de topo	Data de início do ensaio bidirecional
ET-04	15/12/2014	07/05/2015	-
ET-06	17/12/2014	04/11/2015	26/02/2015

Cabe salientar o apoio recebido da Fugro In Situ Geotecnia durante essa etapa do trabalho, responsável pela execução das provas de carga estáticas de topo. Com relação ao ensaio bidirecional com a célula expansiva, destaca-se o apoio e participação da Fugro Loadtest, responsável pela instalação e execução do ensaio.

##### 4.4.1. Prova de carga estática de topo instrumentada - PCE

Previamente à realização das provas de carga estáticas, fez-se necessário uma etapa de planejamento que envolveu desde a definição das distâncias em planta entre as estacas até a escolha dos equipamentos que seriam utilizados durante os carregamentos. Dentre os cuidados necessários ao desenvolvimento dessa etapa, destacam-se: atendimento da distância mínima exigida em norma entre estacas de reação e estacas teste, dimensionamento do sistema de reação em relação à carga máxima prevista, atendimento ao tempo de cura de todas as estacas, calibração prévia do sistema de referência, macacos hidráulicos, células de carga e medidores de deslocamentos.

##### 4.4.1.1. Montagem e instrumentação

Durante a execução de uma prova de carga estática, a aplicação dos carregamentos normalmente é realizada a partir de macacos hidráulicos que reagem contra um sistema de reação. O tipo de estrutura a ser utilizada para tal finalidade varia em função do nível de esforços a serem aplicados e ainda da disponibilidade de equipamentos. Dentre os sistemas mais utilizados, citam-se: vigas amarradas em tirantes, vigas amarradas em estacas vizinhas

ou ainda reações de cargueiras (para pequenos carregamentos) que consistem em reagir a fundação contra uma massa.

Contudo, dependendo do nível de carregamento desejado, a escolha do sistema de reação pode representar um aspecto limitante à execução do ensaio. Na presente pesquisa, como as estacas avaliadas constituem-se de elementos de grande dimensão, o sistema de reação requerido representou um aspecto de grande influência e será detalhado nos parágrafos subsequentes.

Com base nesse contexto, em complemento às estacas teste, foram executadas quatorze estacas de reação do tipo hélice contínua no Campo Experimental de Araquari, cujas principais características estão apresentadas na Tabela 4-9.

Tabela 4-9 – Resumo com a descrição das estacas de reação que compõe o Campo Experimental de Araquari

Estaca	Profundidade (m)	Volume teórico (m <sup>3</sup> )	Volume real (m <sup>3</sup> )	Sobreconsumo	Data de execução (início e término)
R1	23,73	11,93	13,06	9%	09/12/2014
R2	23,78	11,95	12,87	8%	08/12/2014
R3	23,75	11,94	12,96	9%	08/12/2014
R4	18,90	9,50	12,70	34%	09/12/2014
R5	23,79	11,96	12,89	8%	05/12/2014
R6	23,83	11,98	13,33	11%	09/12/2014
R7	23,95	12,04	14,51	20%	08/12/2014
R8	23,80	11,96	13,82	16%	09/12/2014
R9	23,90	12,01	13,40	12%	08/12/2014
R10	23,80	11,96	13,45	12%	08/12/2014
R11	23,79	11,96	12,82	7%	09/12/2014
R12	23,72	11,92	12,72	7%	09/12/2014
R13	23,78	11,95	12,83	7%	09/12/2014
R14	23,75	11,94	12,90	8%	09/12/2014

A armadura proposta para esses elementos envolveu o uso de três barras Dywidag com diâmetro de 36 mm, cuja carga de ruptura é de 107 tf, a de escoamento é 86 tf e a carga de trabalho em tirantes provisórios recomendada pelo fabricante é de 51 tf (DSI, 2016). Para se obter o comprimento de projeto de 24 metros foi necessário utilizar dois segmentos de 12 metros, conectados com luvas próprias para essa finalidade e material (Figura 4-27a).

Além disso, essas barras foram centralizadas com o auxílio de um gabarito (Figura 4-27b) de modo a garantir seu encaixe de forma equidistante no sistema de reação.



Figura 4-27 – Detalhe da armadura das estacas de reação a) emenda com luvas b) esperas expostas  
 FONTE: Nienov (2016)

Um croqui ilustrativo com a disposição das duas estacas que são objetos de análise no presente trabalho e suas respectivas estacas de reação é apresentado na Figura 4-28. Nele, é possível observar que o arranjo proposto foi definido de modo que cada estaca teste fosse executada entre quatro estacas de reação.

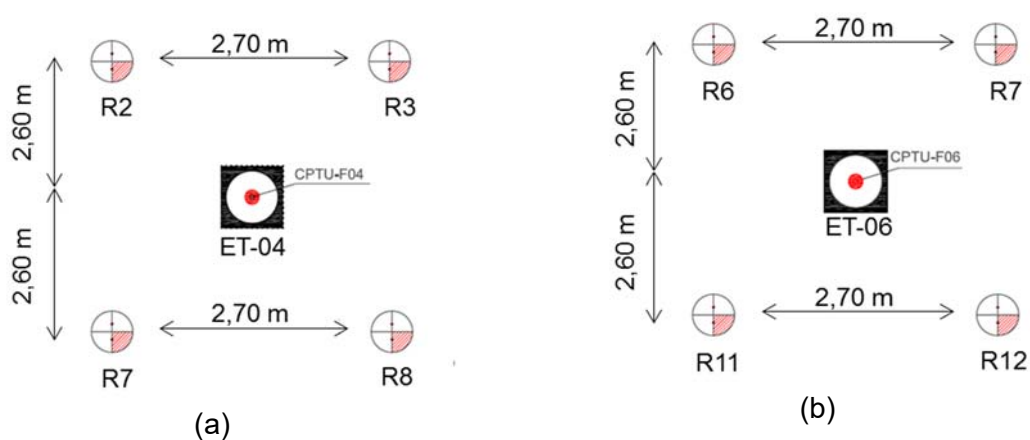


Figura 4-28 – Croqui ilustrativo com as estacas teste e suas respectivas estacas de reação: (a) ET-04 e (b) ET-06

O sistema de reação proposto para a realização das provas de carga estáticas de topo envolveu ainda uma viga principal e seis vigas secundárias, sendo 3 em cada lado da estaca, conforme pode ser observado nas Figuras 4-29 e 4-30. Com relação à geometria, tanto a viga principal como as vigas secundárias utilizadas são formadas por chapas metálicas que resultaram em dois perfis em “I”, sendo a principal fechada nas extremidades formando um caixote. Com relação às dimensões, as vigas secundárias utilizadas possuíam 0,77 m de

largura por 0,65 m de altura e a principal 0,98 m de largura por 1,65 m de altura. Com base no arranjo formado por esses elementos, obteve-se um limite de carregamento na ordem de 1200 toneladas. Contudo, o sistema de reação formado por 4 estacas estabeleceu um limite de carregamento definido em 936 toneladas (90% da carga de escoamento das barras de 32 mm).



Figura 4-29 – Sistema de reação utilizado durante as provas de carga estática de topo

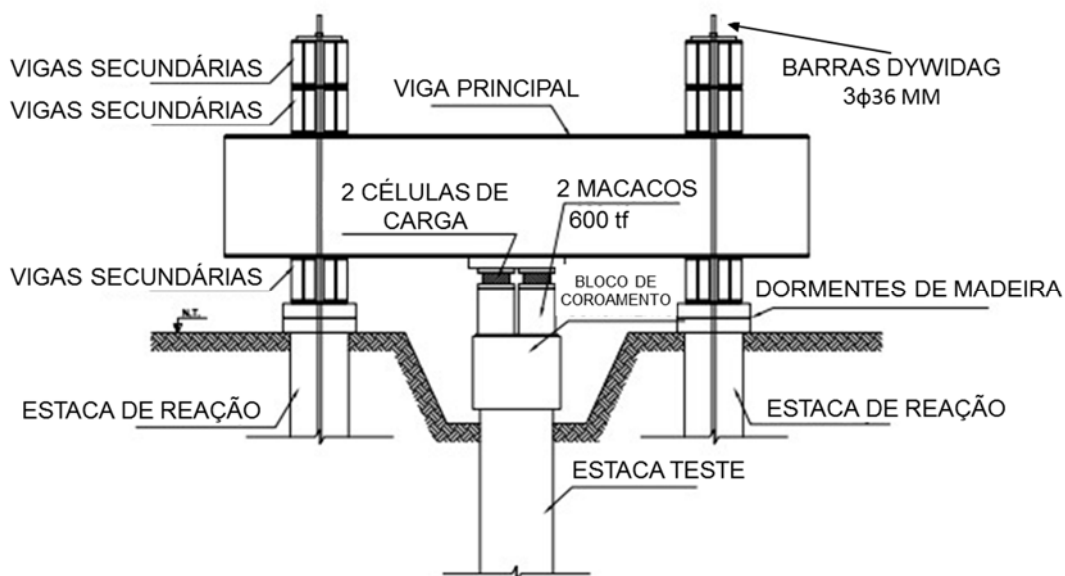


Figura 4-30 – Detalhamento do sistema de reação utilizado durante as provas de carga estática de topo

Com relação aos equipamentos utilizados para a execução desses ensaios, foram utilizados dois macacos com capacidade de 600 tf em conjunto duas células de cargas para obtenção dos esforços aplicados, estando esse sistema alimentado por uma bomba hidráulica elétrica. De modo a obter uma melhor distribuição do carregamento imposto por essas células de carga, uma chapa metálica com as mesmas dimensões dos blocos e com 12,7 mm de espessura foi utilizada. Na Figura 4-31 é possível visualizar esse conjunto de instrumentos.

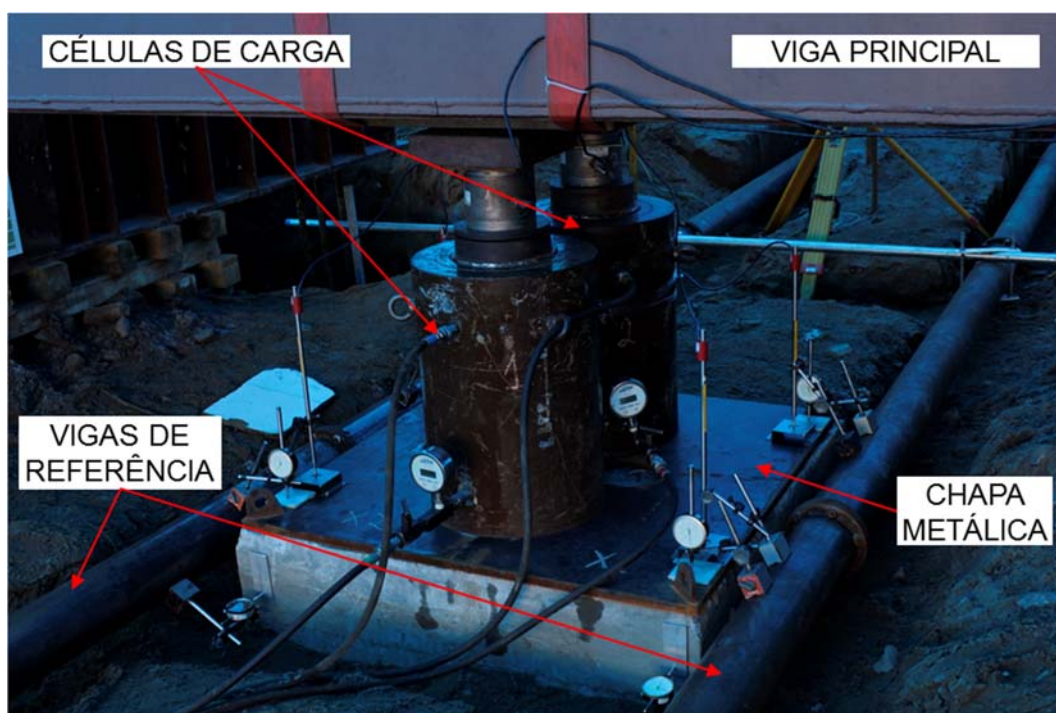


Figura 4-31 – Sistema de aplicação de cargas durante a prova de carga estática de topo

Cabe salientar ainda os sensores utilizados para instrumentação de superfície ao longo desses ensaios (Figura 4-32). Os deslocamentos verticais foram obtidos de forma automatizada a partir de quatro LVDT's instalados nas extremidades dos blocos cujas medidas foram comparadas com leituras manuais de quatro relógios comparadores. Os deslocamentos horizontais também foram monitorados em três faces da estaca teste com relógios comparadores.

Deslocamentos em superfície no sistema de reação também foram monitorados. Para tal, foram instalados relógios comparadores no topo das quatro estacas de reação (Figura 4-33a). Buscando identificar possíveis deslocamentos preferenciais que indicassem a não verticalidade do sistema de reação, um monitoramento em todas as barras que interligam as estacas de reação com as vigas também foi realizado (Figura 4-33b).

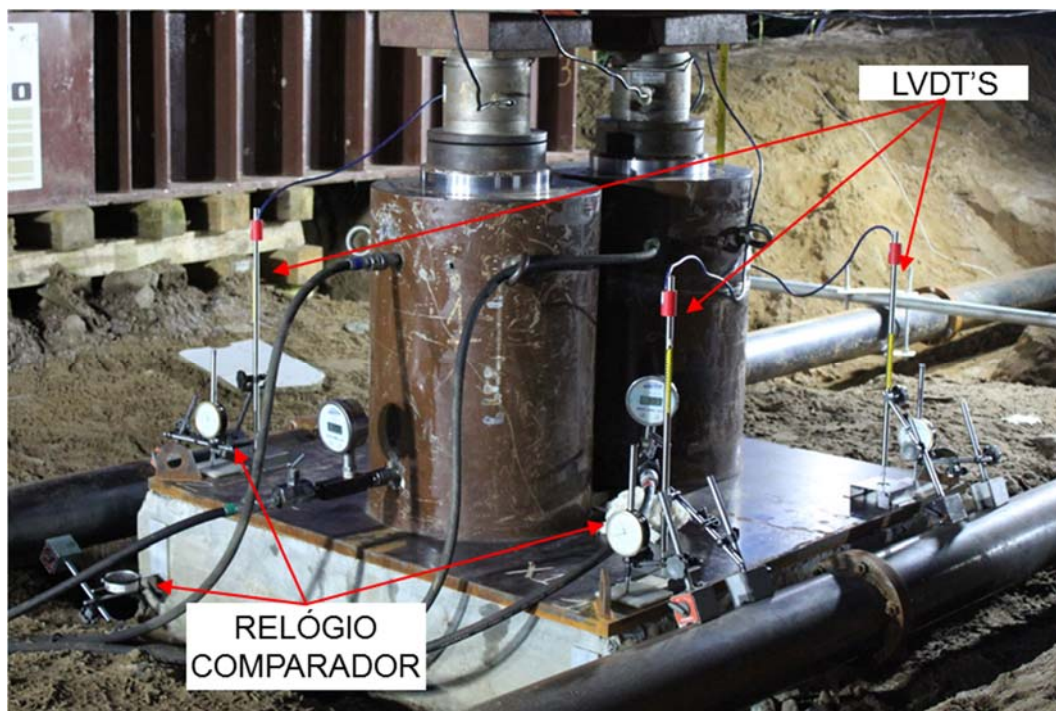
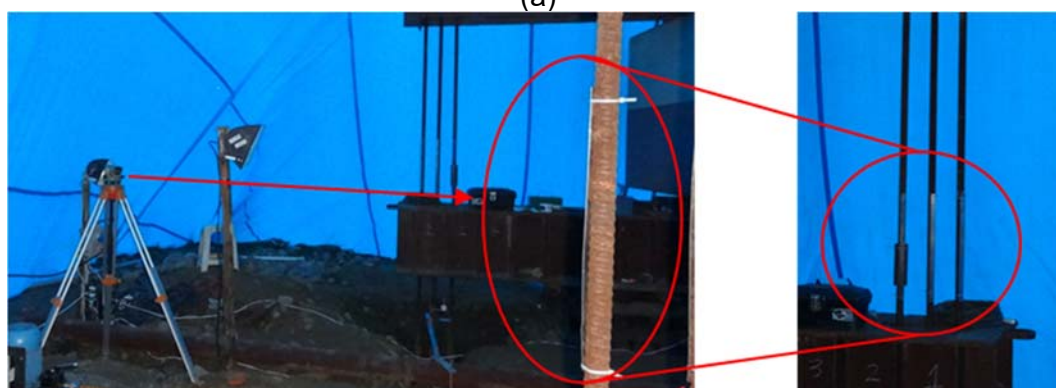


Figura 4-32 – Instrumentação de superfície



(a)



(b)

Figura 4-33 – Instrumentação de superfície para monitoramento das estacas de reação: (a) leituras individuais no topo de cada estaca e (b) controle de verticalidade em todas as barras que conectam as estacas ao sistema de reação



Ressalta-se que durante todo o procedimento de ensaio (prova de carga), a estrutura de reação permaneceu completamente coberta com uma lona, buscando, contudo, proteger todos os equipamentos de intempéries e/ou variações de temperatura. Tal procedimento faz-se necessário principalmente para garantir que a viga de referência se mantivesse rígida e estável, ou seja, isenta de eventuais variações térmicas que poderiam comprometer a qualidade dos deslocamentos medidos.

Em complemento a isso, outros cuidados foram tomados no intuito de evitar possíveis interferências nos resultados, sendo importante destacar a necessidade de centralização e alinhamento dos macacos e das células de carga de forma a garantir que o carregamento fosse imposto da forma mais uniforme possível.

O monitoramento envolveu ainda a leitura dos medidores de deformação instalados ao longo do fuste descritos no item 4.3. Durante o ensaio da ET-04, esses sensores foram conectados a um multiplexador (Geokon, 2015) e este foi conectado a um *datalogger* (Geokon, 2013b), sendo possível assim realizar as leituras de maneira automatizada. Como o multiplexador utilizado possuía apenas 16 canais, durante a realização dos carregamentos foram escolhidos 16 sensores cujas leituras foram realizadas de forma automatizada em intervalos de um minuto e os demais foram lidos de forma manual de modo a se obter ao menos uma leitura em cada estágio de carga. A Figura 4-34 ilustra a distribuição desses sensores durante a realização da prova de carga.

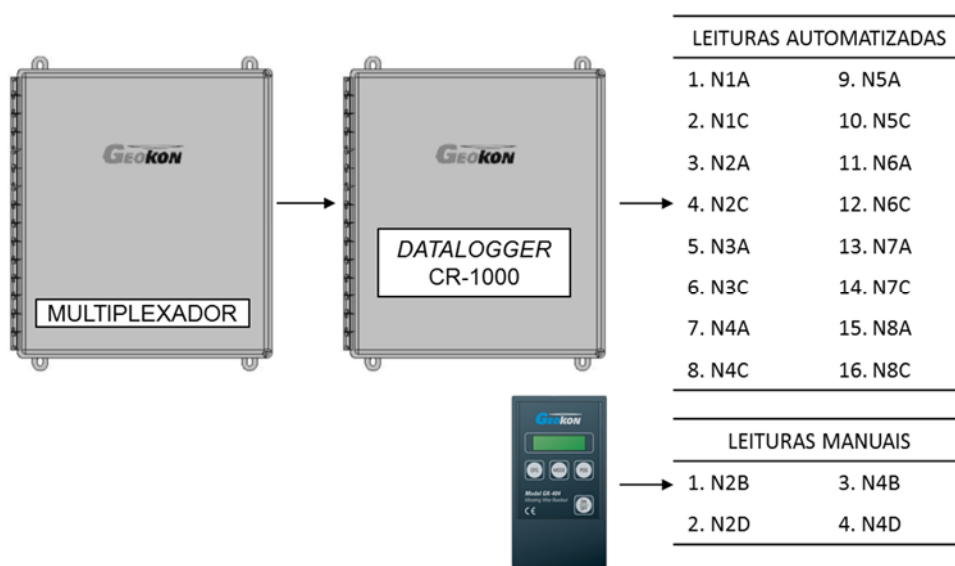


Figura 4-34 – Configuração das leituras da instrumentação em profundidade (*strain gages*) na estaca ET-04 durante a prova de carga estática

Para o ensaio na ET-06, foi possível utilizar um dispositivo complementar para registro das leituras, permitindo assim a automação total das leituras dos *strain gages* (Datataker, 2011). A distribuição desses sensores é apresentada na Figura 4-35.

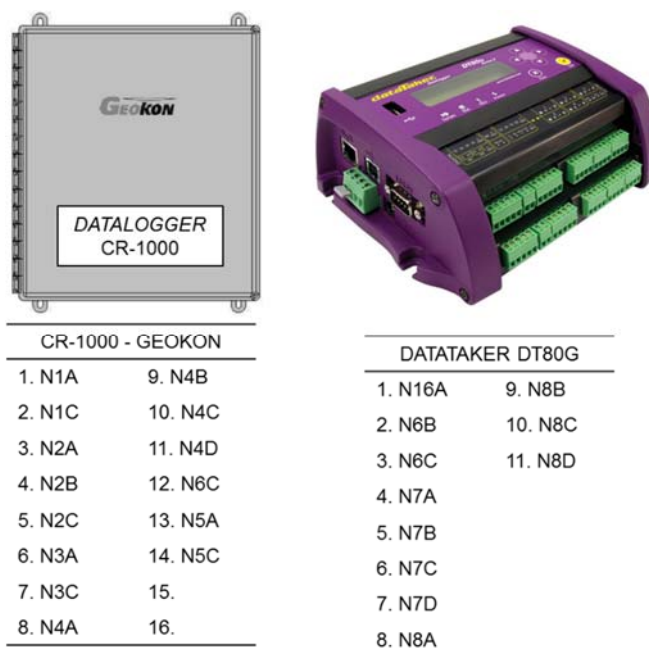


Figura 4-35 – Configuração das leituras da instrumentação em profundidade (*strain gages*) na estaca ET-06 durante a prova de carga estática

#### 4.4.1.2. Procedimento de ensaio

A definição do procedimento de ensaio teve como premissa o atendimento à norma brasileira NBR-12131 (ABNT, 2006) e às normas internacionais ASTM D1143 (ASTM, 2013) e Eurocode 7 (EN1997-1:2004, 2004; ENV1997-3:1999, 2007). Ao encontrar procedimentos distintos nessas recomendações, buscou-se seguir o critério mais conservador. Com relação ao tempo de aplicação de carga e critérios de estabilização, inicialmente definiu-se pela realização do ensaio com carregamento lento, sendo necessário, contudo, estabelecer os critérios de carregamento e tempo de estabilização.

Segundo ABNT (2006), a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Além disso, cada incremento deve ser mantido por pelo menos 30 minutos ou até a estabilização dos deslocamentos. O atendimento deste último ocorre quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento medido no estágio em questão. Por fim, a norma descreve ainda que a carga máxima deve ser mantida por pelo menos 12 horas entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento.

Segundo os procedimentos descritos no Eurocode 7 (EN1997-1:2004, 2004; ENV1997-3:1999, 2007), cada incremento deve ser mantido durante um período de uma hora ou até uma completa estabilização dos deslocamentos, considerando essa estabilização verificada para taxas de deslocamento inferiores a 0,20 mm em uma hora.

Por fim, a (ASTM, 2013) estabelece como critério a aplicação de carga por um período mínimo de duas horas ou um deslocamento de no máximo 0,25 mm/hora, o que ocorrer primeiro.

Contudo, definiu-se o procedimento para a realização dos ensaios executados ao longo do presente trabalho de acordo com os seguintes critérios:

- Previamente ao início da prova de carga, procedeu-se um carregamento de 5% da carga estimada de ruptura para ajuste do sistema, seguido de um descarregamento total;
- Realização dos dois primeiros estágios de carga com incrementos 5% da carga estimada de ruptura durante 30 minutos;
- Execução dos demais estágios de carga com incrementos na ordem de 10% da carga estimada de ruptura por um período mínimo de 60 minutos se atingido o critério de estabilização de 0,25 mm em cada incremento ou com duração de 120 minutos;
- Os dois últimos estágios foram aplicados com incrementos de 5% (95 e 100% da carga estimada de ruptura) durante 60 minutos se nos últimos 20 minutos a taxa de deslocamento fosse inferior a 0,1 mm ou durante 120 minutos.
- Na sequência, o descarregamento foi realizado com base na carga máxima atingida em cada ensaio com incrementos de 30 minutos de duração em estágios de 80%, 60%, 40% 20% da carga máxima e, por fim, com o descarregamento total do sistema.

#### 4.4.2. Prova de carga bidirecional - PCB

##### 4.4.2.1. Montagem e instrumentação

Diferentemente do procedimento descrito para a prova de carga estática de topo, a execução do carregamento bidirecional com célula expansiva não requer um sistema de reação independente pois a reação é dada pela própria estaca. Em contrapartida, essa metodologia requer a definição da estaca a ser ensaiada previamente à sua execução o que, em alguns casos, pode ser considerado um fator limitante ao uso. Nos parágrafos subsequentes serão descritos os procedimentos realizados entre os dias 16 e 17 de dezembro de 2014 durante a instalação dessas células.

Conforme descrito anteriormente, a estaca escolhida para instalação da célula expansiva (ET-06) foi escavada com o uso de polímero até uma profundidade de 24,3 m. Para a execução desse ensaio, foram utilizadas duas células expansivas (*O-Cell*) com diâmetro de 330 mm (Figura 4-36) posicionadas a 3,6 metros da ponta da estaca e calibradas para suportar carregamentos de até 507 toneladas (4,98 MN).



Figura 4-36 – Células expansivas (*O-Cell*) utilizada para realização do ensaio bidirecional na ET-06

Além das células propriamente ditas, o ensaio bidirecional envolveu a instalação de outros sensores/estruturas essenciais para a interpretação desses resultados, tais como:

- Dois tubos com diâmetro de 13 mm, fixados na armadura e dispostos em posições diametralmente opostas desde a superfície até a primeira placa de regularização das células. Tais estruturas serviram de guia para o monitoramento da compressão elástica na parte superior da estaca realizado com a inserção de medidores de deslocamento (Geokon, 2013c) dentro desses tubos;
- Dois tubos com diâmetro de 13 mm, fixados na armadura e dispostos em posições diametralmente opostas desde a base da estaca até o nível do terreno. Tais estruturas serviram de guia para o monitoramento dos deslocamentos da ponta da estaca realizado com a inserção de medidores de deslocamento (Geokon, 2013c) dentro desses tubos;
- Quatro medidores de deslocamento LVWDT modelo 4450 (Geokon, 2013c) posicionados entre as placas de regularização da célula (Figura 4-40);
- Vinte e seis medidores de deformação (Geokon, 2013a) dispostos em oito níveis ao longo do fuste conforme apresentado na Figura 4-3;
- Duas placas de regularização com finalidade de apoiar as células expansivas e conectá-las à armadura superior e inferior da estaca para as células (Figura 4-37);
- Estrutura em aço e formato cônico para guiar a passagem do tubo tremonha durante a concretagem (Figura 4-37);

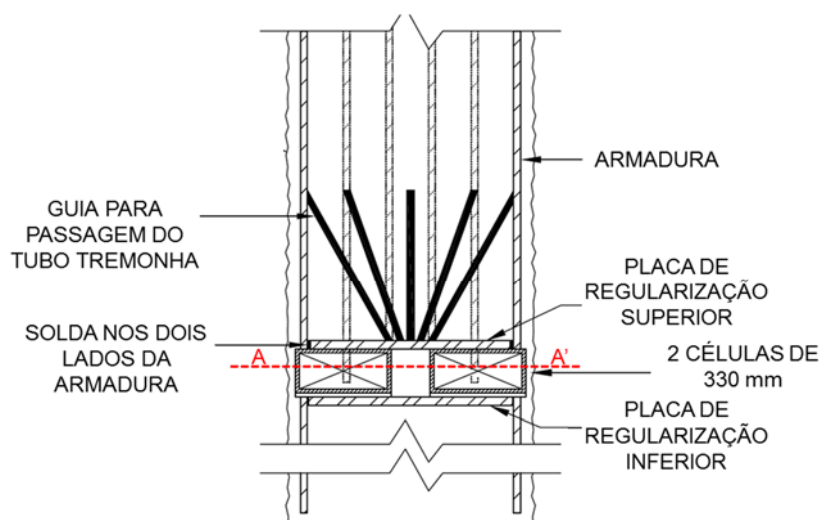


Figura 4-37 – Esquema ilustrativo com placas de regularização e guia para passagem do tubo tremonha de concreto

Os deslocamentos de topo da estaca também foram monitorados de modo automatizado com uma estação total instalada a aproximadamente 8,5 metros da estaca (Leica, 2006). A Figura 4-28 apresenta um esquema ilustrativo com a distribuição da instrumentação na posição do corte A-A' da Figura 4-37. Nos parágrafos subsequentes, uma descrição com os procedimentos envolvidos na instalação desses instrumentos será apresentada.

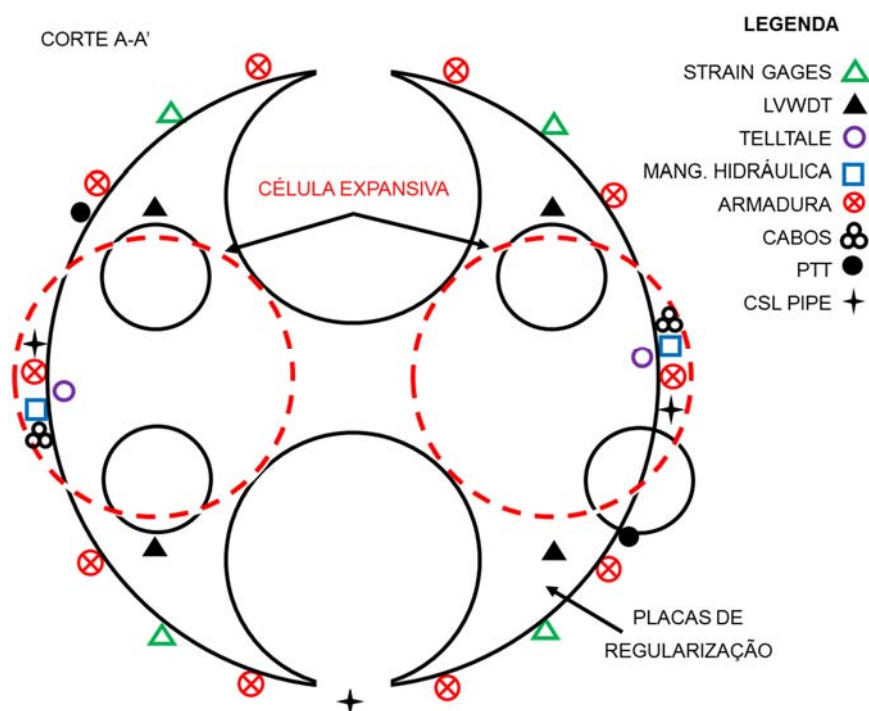


Figura 4-38 – Ensaio bidirecional: esquema ilustrativo da instrumentação  
 FONTE: Adaptado de Loadtest (2015)

Inicialmente, posicionou-se as duas células na placa de regularização inferior (Figura 4-39a) e superior (Figura 4-39b) de modo que as mesmas estivessem alinhadas e simétricas. Definida a posição correta, as células foram soldadas às placas de regularização. Na sequência, esse conjunto foi posicionado, alinhado (Figura 4-39c e Figura 4-39d) e soldado às amaduras das partes superior e inferior da estaca (Figura 4-39e).



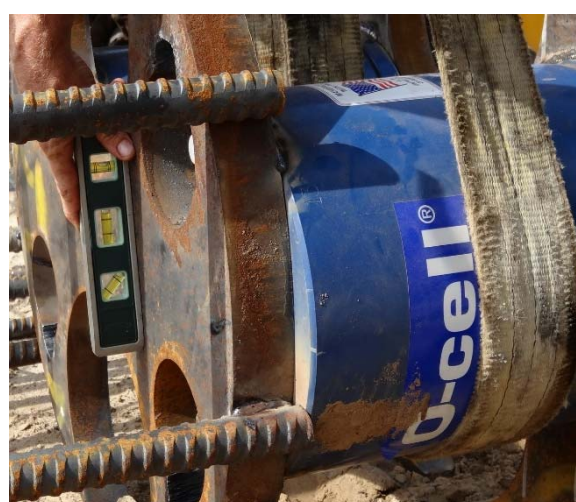
(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 4-39 – Ensaio bidirecional: passo a passo para instalação das células expansivas: (a) posicionamento das células sobre a placa de regularização inferior, (b) posicionamento da placa superior, (c) e (d) verificação do alinhamento e (e) conjunto soldado à armadura superior e inferior

Na sequência, foram instalados os quatro medidores de deslocamento responsáveis pelo monitoramento da expansão das células, os tubos para monitoramento do deslocamento de ponta e compressão elástica da parte superior e os medidores de deformação ao longo do fuste da estaca conforme pode ser observado nas Figuras 4-40 e 4-41.



(a)



Figura 4-40 – Sensores instalados para monitoramento da expansão das células: (a) vista geral e (b) detalhe com o posicionamento acima das placas de regularização





Figura 4-41 – Ensaio bidirecional: instrumentação para monitoramento do deslocamento de ponta, compressão elástica da parte superior da estaca e deformações ao longo do fuste

Conforme descrito no item 4.3, o içamento da armadura foi uma etapa com alto nível de complexidade e risco durante a instalação das estacas. Em particular na ET-06, a instalação das células expansivas fez com que nesse ponto houvesse um acréscimo pontual de carga. Contudo, pequenos segmentos de aço foram soldados provisoriamente à armadura de modo a aumentar a rigidez no local e evitar possíveis rompimentos durante o içamento (Figura 4-42a e Figura 4-42b). Após a verticalização da armadura, esses segmentos foram então retirados para permitir a expansão das células durante o ensaio (Figura 4-42c).



Figura 4-42 – Reforço provisório utilizado para içamento da armadura da ET-06: (a) detalhe durante instalação, (b) após içamento e (c) retirada dos reforços após içamento para instalação da armadura

Por fim, a armadura foi posicionada no furo (Figura 4-43a) e procedeu-se a concretagem da estaca com o auxílio de um tubo tremonha posicionado até a ponta da estaca (Figura 4-43b).



Figura 4-43 – Instalação da armadura na ET-06: (a) detalhe durante o posicionamento da armadura e (b) concretagem com auxílio de tubo tremonha

Na Figura 4-44 apresenta-se um croqui ilustrativo da ET-06 com a instrumentação necessária para o ensaio bidirecional. Cabe salientar que esses sensores são complementares aos apresentados no croqui da Figura 4-3.

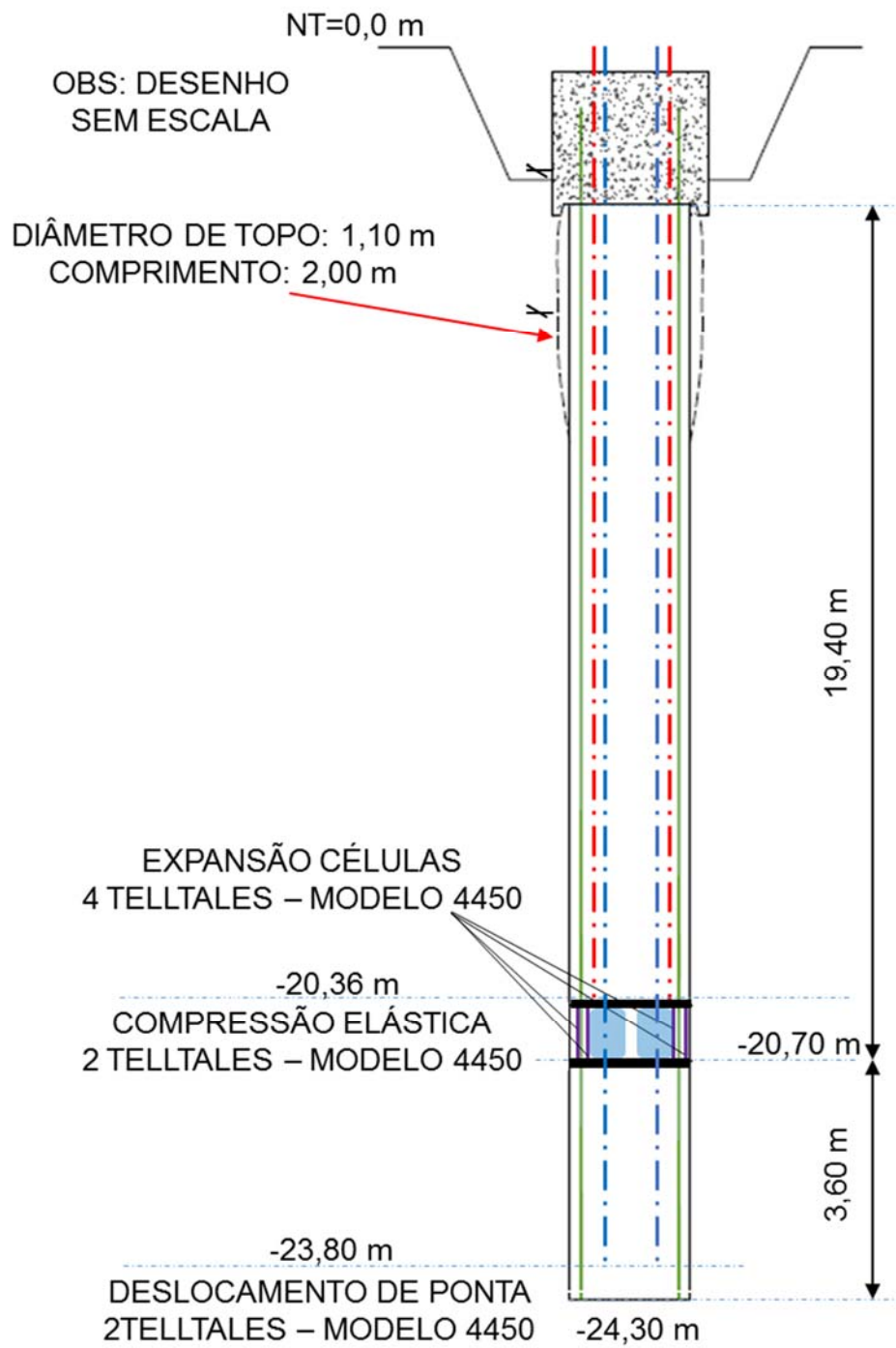


Figura 4-44 – Croqui ilustrativo executivo da ET-06 e instrumentação complementar para ensaio bidirecional

#### 4.4.2.2. Procedimento de ensaio

Durante o ensaio bidirecional, foram utilizados três transdutores de pressão para medir os incrementos de carga aplicados às células expansivas: um do tipo “Bourdon”, um de corda vibrante e um de tensão. O transdutor de pressão de corda vibrante foi utilizado para plotar os dados do ensaio em tempo real, o transdutor de pressão de tensão para manter a carga nos níveis desejados automaticamente e o transdutor Bourdon possibilitava conferir em tempo real as medidas dos outros transdutores.

Com relação ao sistema de aquisição de dados, durante esse ensaio todos os sensores foram conectados a um único datalogger (Datataker, 2011) que estava conectado a um computador onde as leituras eram obtidas a cada 60 segundos, automaticamente processadas e atualizadas fornecendo inclusive gráficos com a evolução de todas as medidas. Além disso, os dados obtidos com o monitoramento de superfície (Leica, 2006) também eram automaticamente coletados e atualizados nesse mesmo computador. A Figura 4-45 apresenta uma vista geral da estrutura necessária para realização do ensaio bidirecional. Verifica-se que, ao contrário da prova de carga de topo, a execução do teste bidirecional é bastante simples e não requer o uso de estruturas especiais mesmo para aplicação de grandes carregamentos.



Figura 4-45 – Estrutura necessária para realização do ensaio bidirecional

## 5. PROVAS DE CARGA

### 5.1. INSTRUMENTAÇÃO DE SUPERFÍCIE

#### 5.1.1. ET-04 – Prova de carga estática: PCE-01

No Capítulo 4 apresentou-se uma descrição dos procedimentos de execução das provas de carga estáticas. Durante a realização desse ensaio, iniciado em 07 de maio de 2015 (143 dias após a execução da estaca), a ocorrência de pequenos imprevistos resultou em algumas mudanças no que diz respeito aos carregamentos aplicados. A Tabela 5.1 apresenta um resumo do ensaio executados.

Durante a montagem, uma das três barras de uma estaca de reação foi danificada e, com isso, durante o incremento de carga C13, ao atingir um nível de solicitação de 6833 kN, foi necessário descarregar a ET-04. Após revisão de todas as conexões das estacas de reação, o ensaio foi reiniciado e finalizado ao atingir uma carga de 8520 kN e deslocamento de 101,8 mm, o que representa 10% do diâmetro da estaca. Cabe salientar que durante o último incremento de carga (RC6 - Tabela 5.1) foram obtidos grandes deslocamentos pois não foi possível estabilizar os carregamentos aplicados.

Na Figura 5-1 é possível observar os deslocamentos de superfície em função da carga aplicada ao longo do ensaio nas quatro extremidades do bloco, confirmando a ausência de excentricidades durante o ensaio. Na Figura 5-3 apresenta-se essa mesma curva considerando o deslocamento médio ao longo do ensaio e na Figura 5-2 os deslocamentos medidos ao longo de cada incremento de carga. Todas as análises e interpretações provenientes desses resultados foram desenvolvidas desconsiderando os incrementos de carga C13 (6833 kN), C14 (6329 kN) e RC6 (8520). Tal definição se ateve à premissa de utilizar apenas incrementos de mesma duração.

Na Tabela 5.2 apresenta-se uma relação entre a carga aplicada no topo, os deslocamentos médios acumulados e os deslocamentos medidos ao longo de cada incremento de carga. Verifica-se que o maior deslocamento ocorreu durante o incremento de 5998 kN aplicado no primeiro carregamento, resultando em 12,6 mm de deslocamento.

Um monitoramento dos deslocamentos de topo das estacas de reação também foi realizado, sendo possível identificar valores entre 7 e 15 mm (Figura 5-4). Apesar desta diferença, a ausência de excentricidade apresentada na Figura 5-1 caracteriza a uniformidade na aplicação dos carregamentos ao longo do ensaio.

Tabela 5.1 – Prova de carga estática na ET-04: principais informações  
 Fonte: Fugro In Situ (2015)

Incremento de carga	Força Média Aplicada (kN)	Deslocamento final (mm)	Duração (minutos)
C0	0	0	
C1	233	0	30
C2	482	0	30
C3	1032	0,2	60
C4	1637	0,6	60
C5	2404	2,4	120
C6	2999	3,1	120
C7	3525	4,7	120
C8	4265	7,8	120
C9	4950	11,5	120
C10	5751	18,7	120
C11	6542	33,2	120
C12*	6833	39,2	10
C13*	6329	40,7	60
D1	4785	40,6	30
D2	2789	39,7	30
D3	1671	38,8	30
D4	0	37,5	30
RC1	1707	38,1	15
RC2	3301	39,1	15
RC3	4885	40,4	15
RC4	6416	47,6	30
RC5	6990	59,4	120
RC6*	8520	101,7	30
D1	6539	102,0	30
D2	4343	101,5	30
D3	2197	99,9	30
D4	0	97,9	30

\*Incrementos de carga desconsiderados das análises

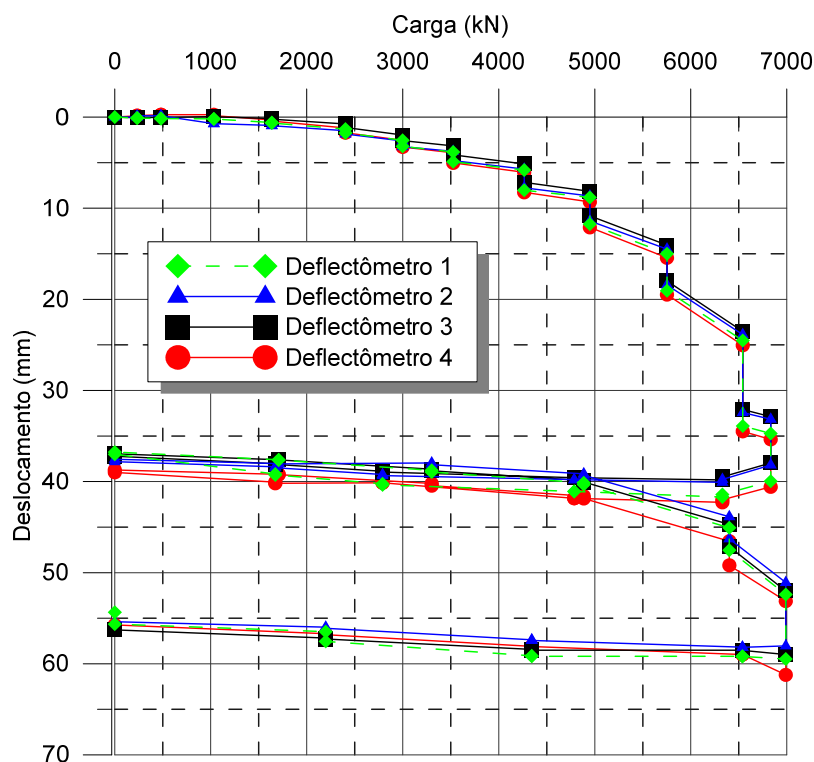


Figura 5-1 – Comparativo entre os deslocamentos medidos nos quatro defletores instalados no topo da estaca ET-04

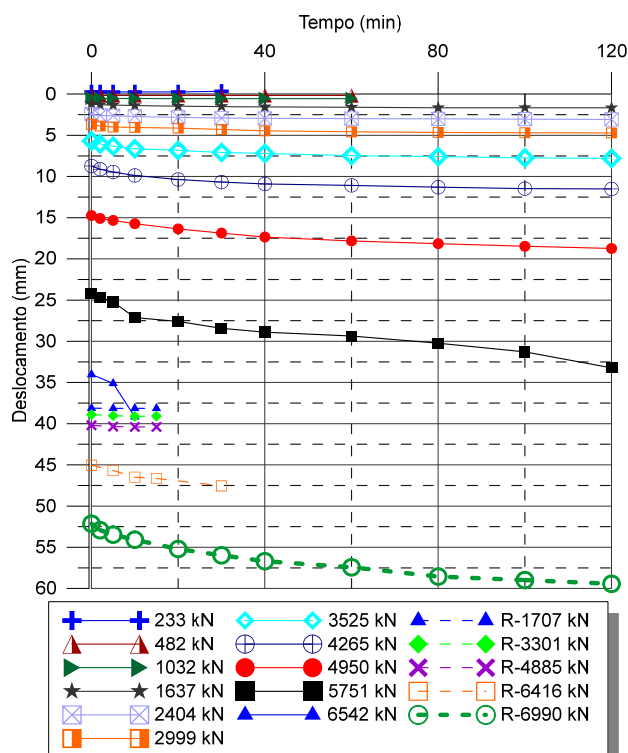


Figura 5-2 – Comparativo entre os deslocamentos ao longo do tempo para cada incremento de carga durante a PCE-01 na ET-04



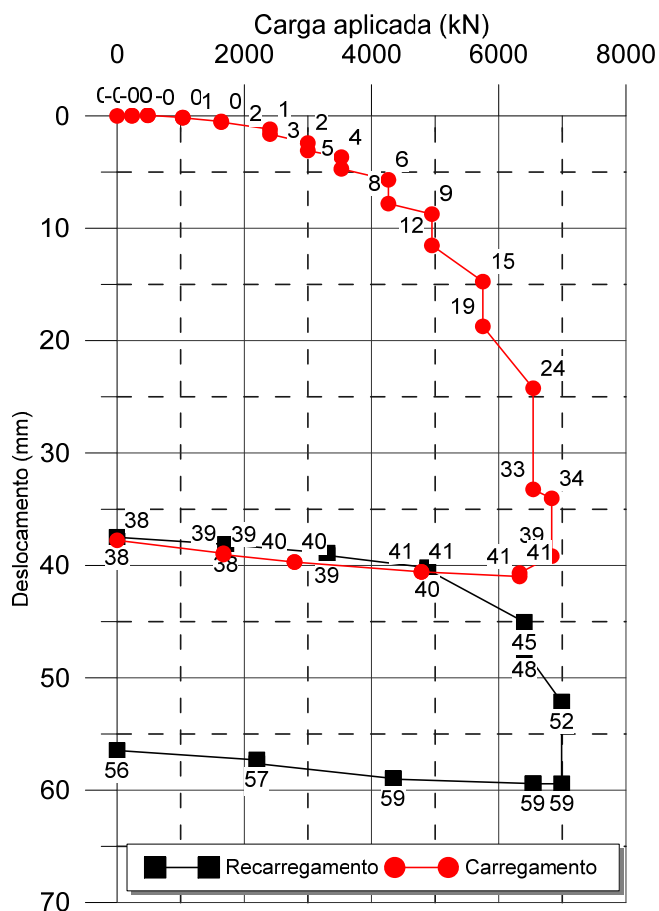


Figura 5-3 – Curva carga *versus* deslocamento da PCE-01 realizada na ET-04

Tabela 5.2 – Deslocamentos medidos ao longo da PCE-01 na ET-04

Carga (kN)	Deslocamento médio (mm)	Deslocamento por incremento (mm)
233	0	-0,05
482	0	-0,08
1032	0	0,02
1637	1	0,07
2404	1	0,47
2999	3	0,67
3525	4	1,05
4265	7	2,12
4950	10	2,79
5751	17	3,99
6542	28	8,99
1707	38	0,02
3301	39	0,18
4885	40	0,20
6416	46	2,50
6990	56	7,28

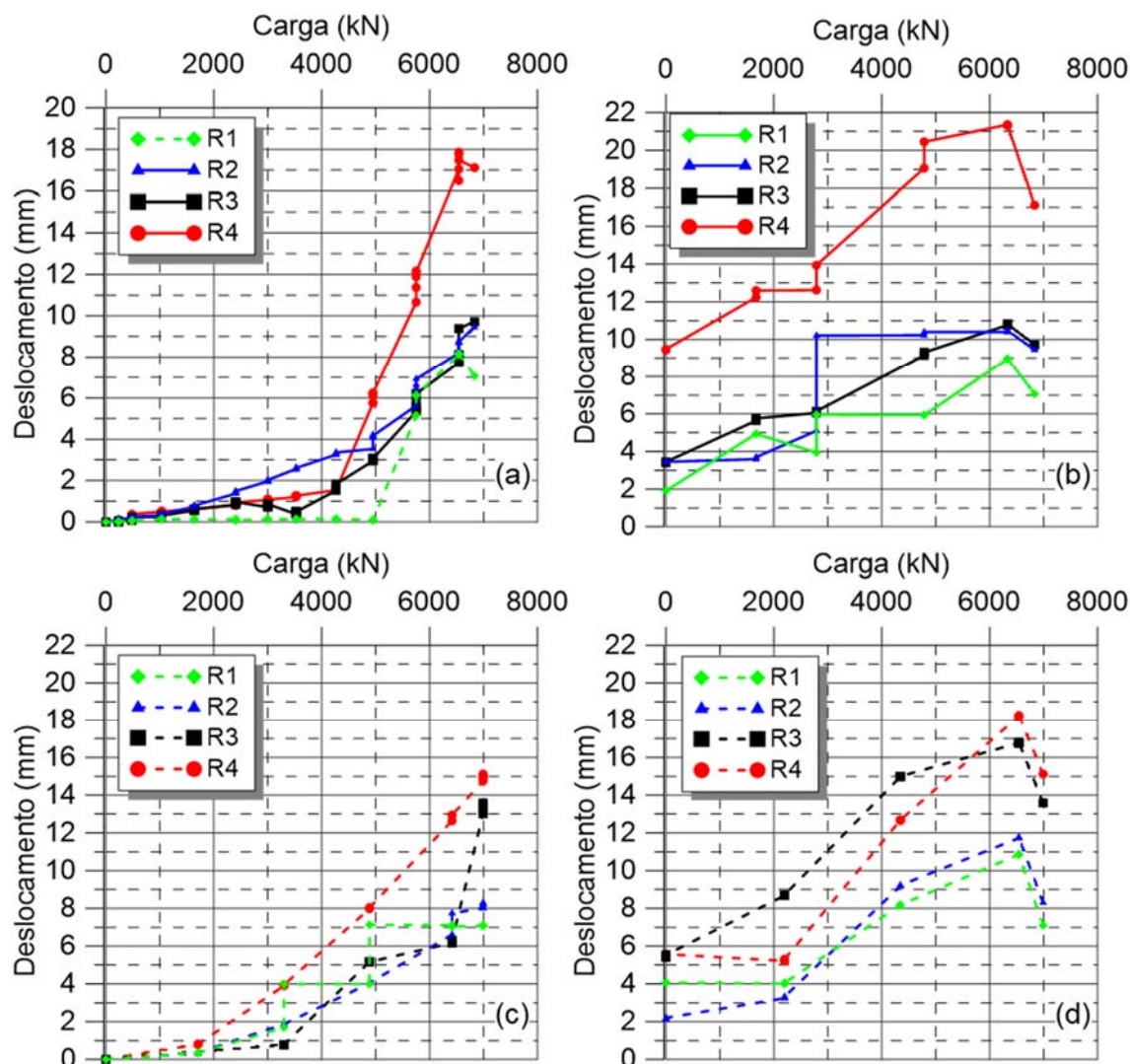


Figura 5-4 – Deslocamentos obtidos com as estacas de reação durante a PCE na ET-04: (a) primeiro carregamento, (b) descarregamento, (c) recarregamento e (d) descarregamento final

### 5.1.2. ET-06 – Ensaio bidirecional: PCB-01

O procedimento de ensaio para o carregamento bidirecional teve início com a pressurização das células expansivas apenas para que o lacre que as mantinha fechadas fosse rompido, formando assim um plano de fratura no concreto no entorno das mesmas, com a aplicação de aproximadamente 119,3 toneladas. Na sequência, a pressão foi imediatamente aliviada e o ensaio reiniciado com pressão zero. Cabe salientar que a leitura zero de todos os sensores foi obtida antes do início dessa etapa.

No total, foram aplicados 17 incrementos de carga de mesma intensidade que resultaram em um carregamento bidirecional máximo de 2.888 kN, caracterizando um

carregamento total 5.776 kN. Nesse momento, a abertura das células atingiu seu limite máximo de 200 mm (7 mm para cima e 193 mm para baixo) e o ensaio foi interrompido. Na sequência, a estaca foi descarregada em cinco incrementos de carga e o ensaio finalizado. Todas as análises e interpretações provenientes desses resultados foram desenvolvidas desconsiderando os incrementos de carga C15 (2658 kN), C16 (2770 kN) e C17 (2888) de modo que, assim como descrito para a PCE-01, fossem analisados apenas os incrementos de mesma duração.

A instrumentação de superfície envolveu o monitoramento dos deslocamentos no topo da estaca com base no nivelamento topográfico realizado em dois pontos, conforme pode ser observado na Figura 5-5. Com base nesses resultados, é possível constatar a ausência de excentricidades durante a realização do ensaio. A abertura das células expansivas também foi monitorada em quatro pontos (Figura 5-6), permitindo confirmar que os carregamentos foram aplicados e distribuídos de forma homogênea.

Tabela 5.3 – Prova de carga bidirecional na ET-06: principais informações  
 Fonte: Fugro Loadtest (2015)

Incremento de carga	Força Média Aplicada (kN)	Deslocamento Descendente (mm)	Deslocamento Ascendente (mm)	Duração (minutos)
C1	118	-1	0	120
C2	252	-1	0	120
C3	482	-2	1	120
C4	713	-4	1	120
C5	940	-7	1	120
C6	1178	-11	1	120
C7	1401	-16	1	120
C8	1631	-23	2	120
C9	1861	-38	2	120
C10	2091	-61	3	120
C11	2207	-74	4	120
C12	2325	-92	5	120
C13	2434	-113	5	120
C14	2550	-137	6	120
C15*	2658	-143	7	10
C16*	2770	-163	6	10
C17*	2888	-188	7	10
1U-1	2650	-195	7	30
1U-2	2790	-194	7	30
1U-3	2900	-193	7	30
1U-4	2650	-191	6	30

\*Incrementos de carga desconsiderados das análises

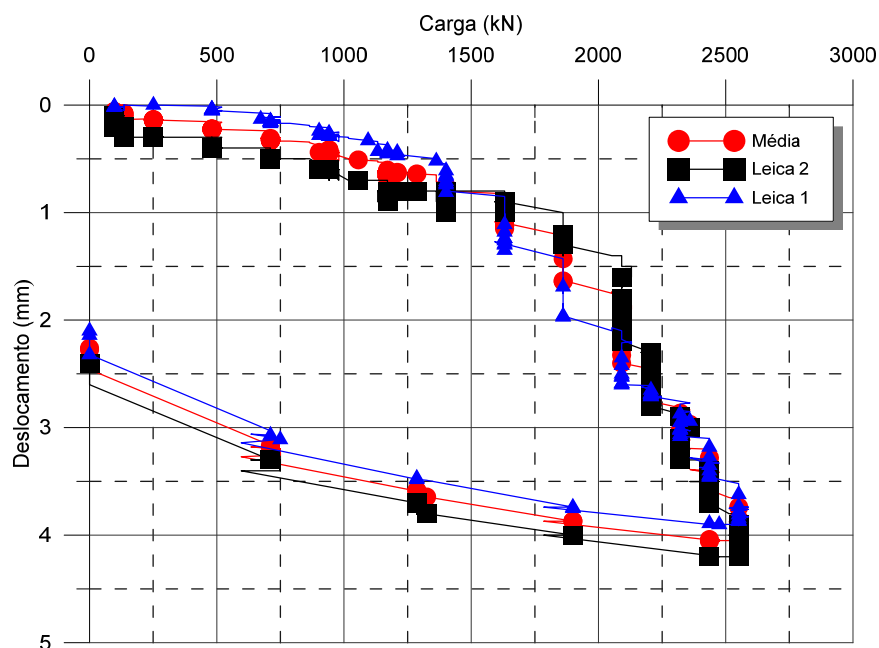


Figura 5-5 – Monitoramento dos deslocamentos de topo durante ensaio bidirecional (PCB-01) na ET-06

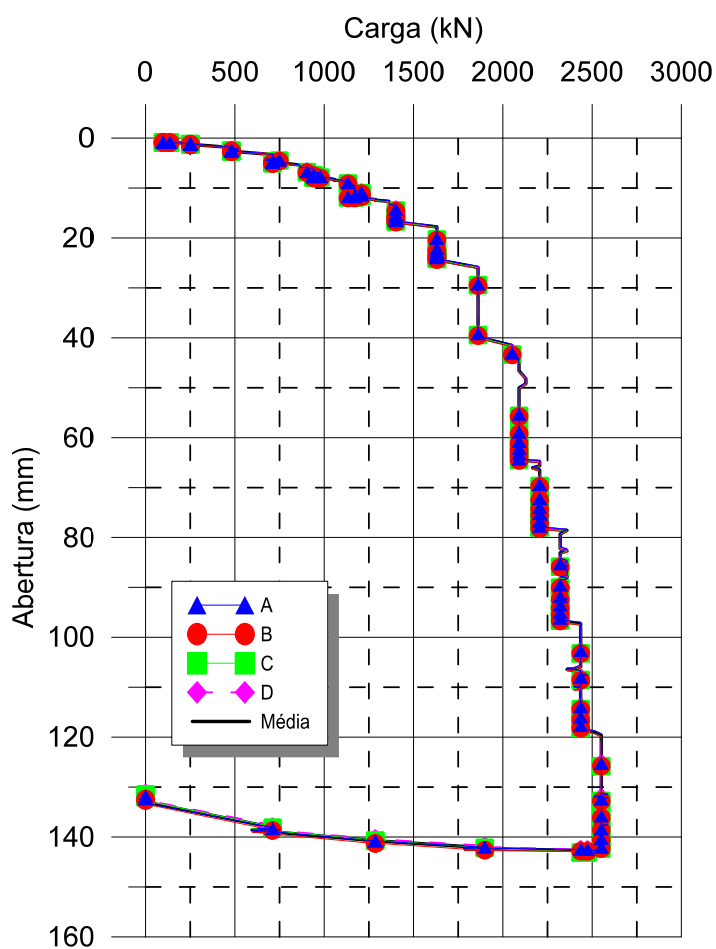


Figura 5-6 – Monitoramento da expansão das células expansivas durante ensaio bidirecional (PCB-01) na ET-06

A Figura 5-9 apresenta as leituras que representam a compressão elástica da parte superior da estaca (1,82 mm) e os deslocamentos medidos na ponta da mesma 132,78 mm. Tais resultados encontram-se apresentados em escala expandida na Figura 5-7.

Um monitoramento da abertura (expansão) da célula expansiva também foi realizado durante o ensaio por meio de quatro LVWDT's conforme descrito no Capítulo anterior do presente trabalho. Na Figura 5-8 é possível observar a curva que representa o deslocamento médio obtido por esses sensores, sendo o valor máximo medido de 142,77 mm.

Na Figura 5-9 é possível visualizar a curva carga *versus* deslocamento obtida com os deslocamentos obtidos parte superior da estaca (movimento ascendente) e no elemento inferior (movimento descendente). Verifica-se que o ensaio foi limitado pelo rompimento da resistência de ponta da estaca cujo deslocamento máximo (136,89 mm) representou 96% do deslocamento total medido. As medidas que são representadas na figura como movimento ascendente representam a soma dos deslocamentos medidos no topo da estaca com a compressão elástica monitorada. Ainda, a parcela do movimento descendente representa as leituras obtidas com a abertura das células expansivas menos o movimento ascendente. Na Figura 5-10 é possível visualizar de maneira esquemática tais informações.

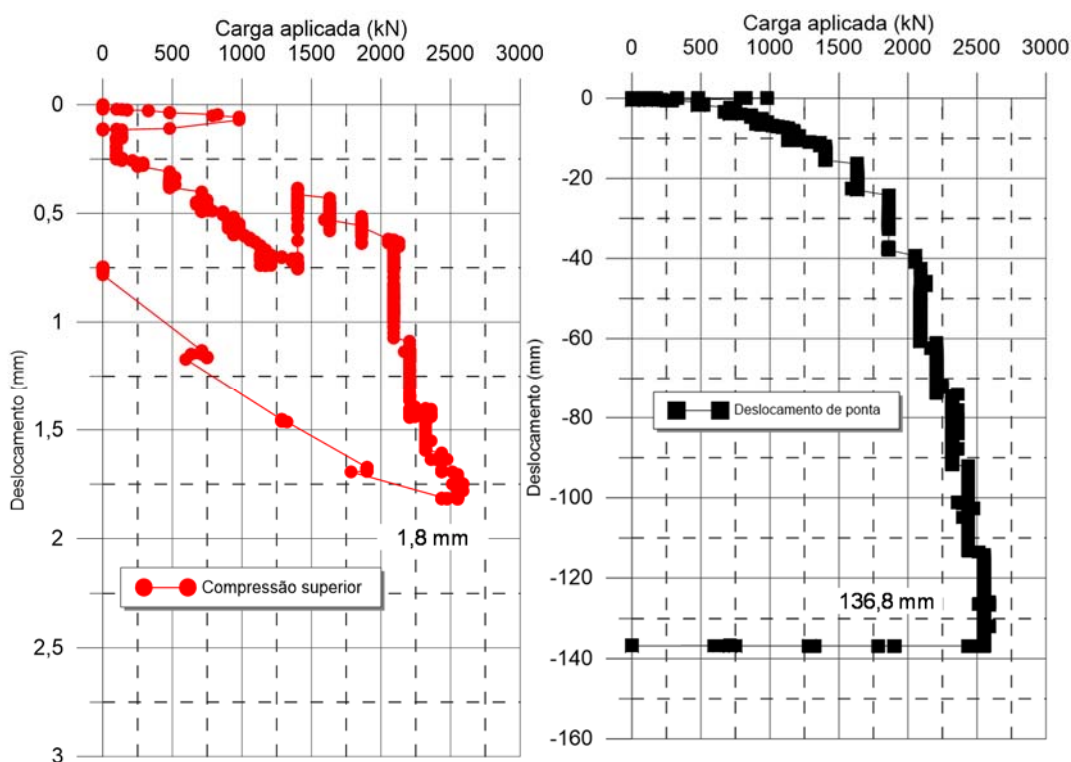


Figura 5-7 – Compressão superior e deslocamento de ponta medido

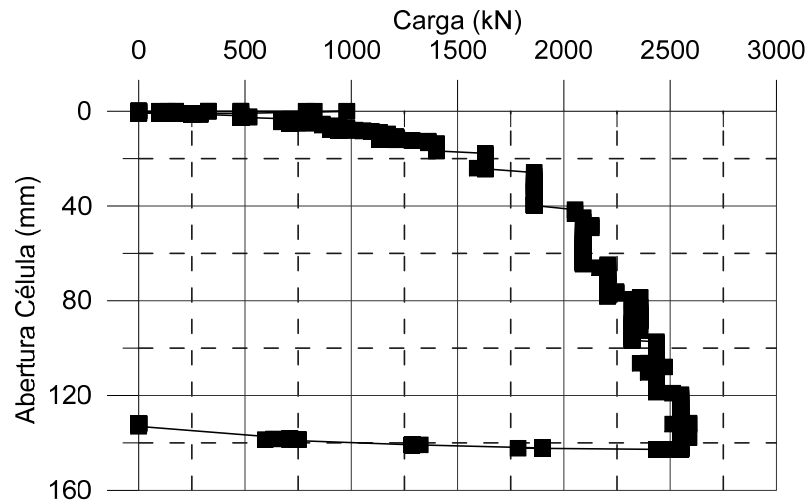


Figura 5-8 – Monitoramento da abertura da célula expansiva durante o ensaio (valores médios)

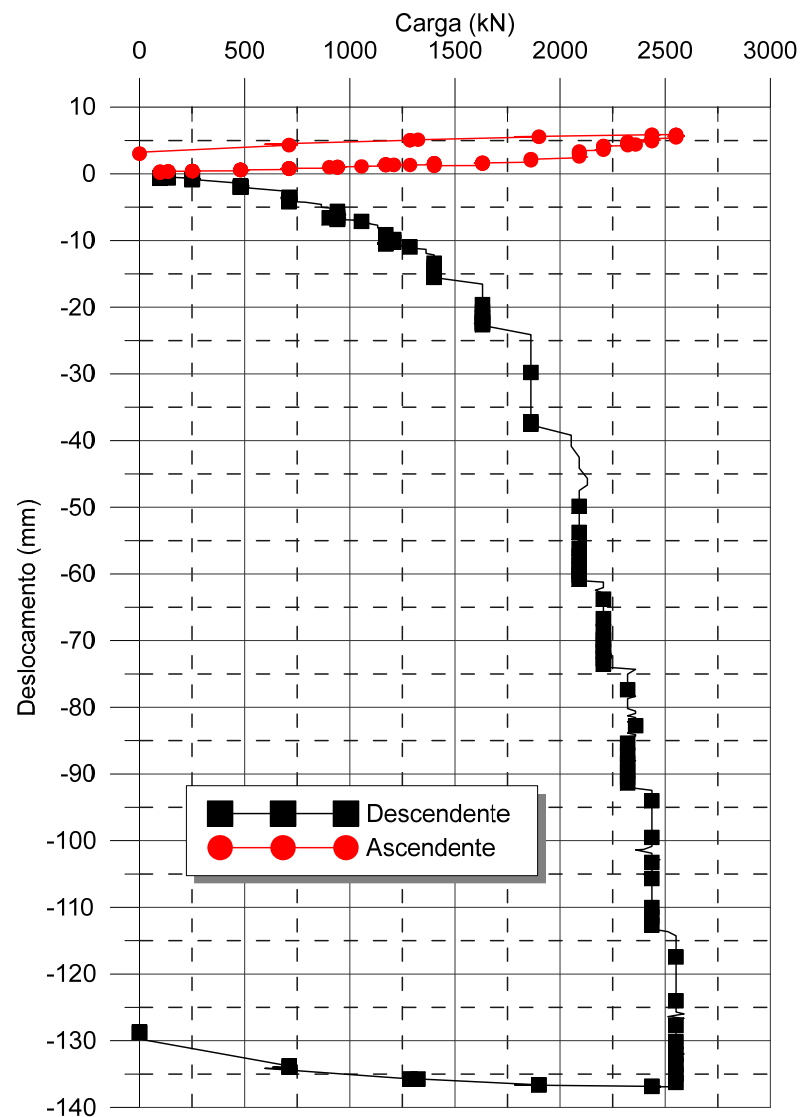


Figura 5-9 – Deslocamentos na parte superior e inferior da estaca durante ensaio bidirecional (PCB-01) na ET-06

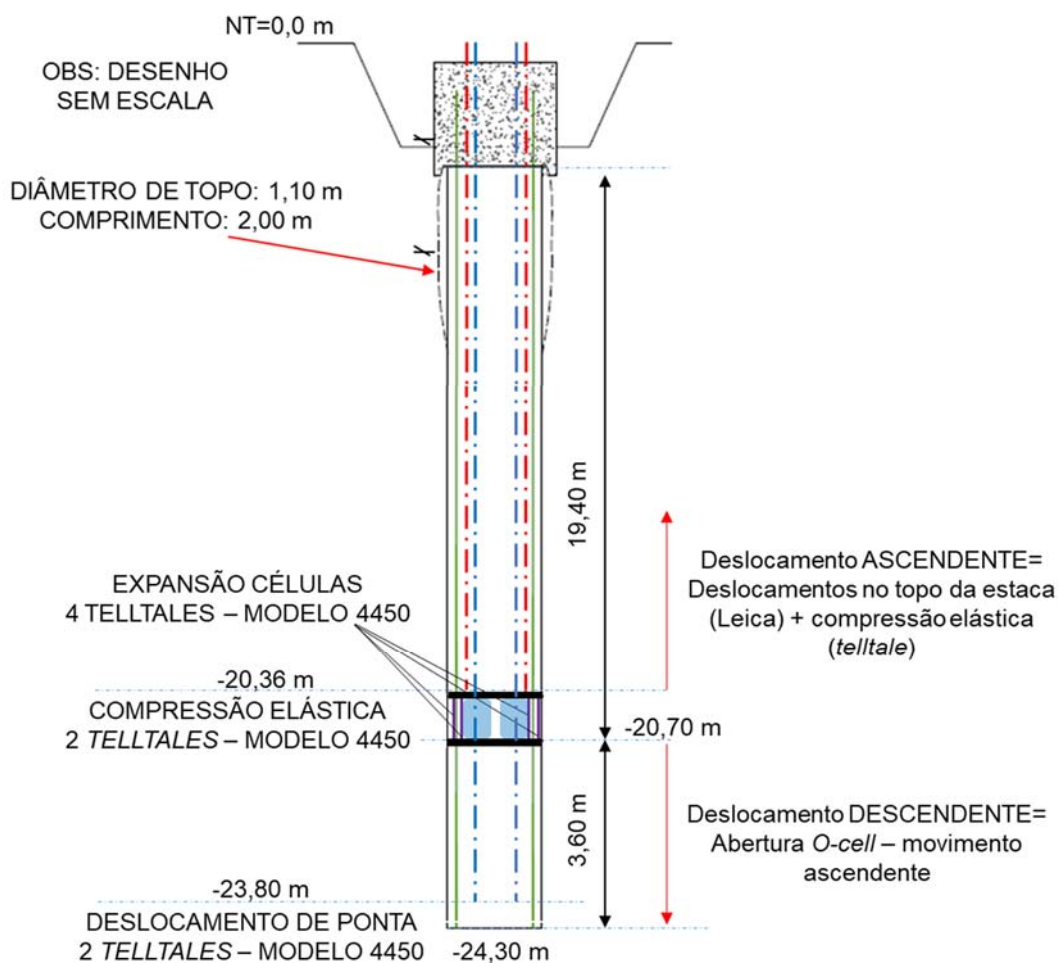


Figura 5-10 – Ensaio bidirecional: definição de movimento ascendente e descendente

### 5.1.3. ET-06 – Prova de carga estática: PCE-02 e PCE-03

Assim como para a ET-04, uma descrição sobre o planejamento de execução da prova de carga estática foi apresentada no Capítulo 4. O ensaio foi realizado entre os dias 04 e 6 de novembro de 2015 (322 dias após a execução da estaca) e um resumo com os incrementos de carga aplicados pode ser visualizado na Tabela 5.3. Como esse carregamento foi executado posteriormente ao ensaio bidirecional, algumas alterações nos procedimentos fizeram-se necessárias. Os carregamentos no topo da ET-06 foram aplicados de duas maneiras: com ou sem circulação de água durante a aplicação de cargas. Para que tais procedimentos sejam compreendidos com clareza, é preciso lembrar que, após a execução do ensaio bidirecional, a célula expansiva ficou com uma abertura de 200 mm (7,27 mm para cima e 187,6 mm para baixo). Em complemento a isso, conforme descrito anteriormente, o ensaio foi realizado por meio da aplicação de cargas através em um sistema hidráulico, cuja



tubulação permaneceu preenchida com água após o término do mesmo. Contudo, a primeira etapa do carregamento convencional (no topo da estaca) aplicado na ET-06 foi realizada de modo a permitir a drenagem de água do conjunto. Nesta etapa de carregamento foi possível medir o atrito lateral do elemento no tramo superior da estaca, acima da célula hidráulica, e cujo ensaio é denominado PCE-02. Nesta etapa, foram aplicados 12 incrementos de carga de aproximadamente 500 kN atingindo um carregamento máximo de 5.998 kN para um deslocamento de topo de 37 mm. Neste momento, todo o atrito já havia sido mobilizado e procedeu-se o descarregamento em quatro estágios conforme procedimento pré-estabelecido. Na sequência, o sistema de drenagem foi fechado e a estaca recarregada, sendo este ensaio denominado PCE-03. Neste, foram aplicados 9 incrementos de aproximadamente 1.000 kN, atingindo uma carga máxima de 8.993 kN para um deslocamento de 58 mm, limite definido pela capacidade de suporte das estacas de reação. Por fim, a estaca foi descarregada em quatro estágios.

Na Figura 5-11 é possível observar os deslocamentos de superfície medidos ao longo desses ensaios nas quatro extremidades do bloco, confirmando a ausência de excentricidades durante a aplicação dos carregamentos. A Figura 5-12 apresenta essa mesma curva considerando os deslocamentos médios medidos e na Figura 5-13 ilustram-se os deslocamentos obtidos ao longo de cada incremento de carga.

Tabela 5.3 – Resumo com as informações da PCE-02 e PCE-03 realizada na ET-06  
 Fonte: Fugro In Situ (2015).

Ensaio	Incremento de carga	Força Média Aplicada (kN)	Deslocamento final (mm)	Duração (minutos)
PCE-02	C1	544	0	120
	C2	1025	0	120
	C3	1501	0,1	120
	C4	1997	1,1	120
	C5	2498	2,1	120
	C6	2996	3,6	120
	C7	3507	5,7	120
	C8	4010	7,9	120
	C9	4508	10,8	120
	C10	5013	15,4	120
	C11	5502	23,1	120
	C12	5998	37,0	120
	D1	4526	36,6	30
	D2	3041	36,0	30
	D3	1481	35,2	30
	D4	0	34,8	30
PCE-03	RC1	1016	32,9	120
	RC2	2015	33,0	120
	RC3	3005	33,8	120
	RC4	4014	34,8	120
	RC5	5001	36,6	120
	RC6	6001	41,1	120
	RC7	7005	44,5	120
	RC8	8000	48,7	120
	RC9	8993	58,1	120
	D1	6763	57,8	30
	D2	4519	56,9	30
	D3	2273	56,0	30
	D4	0	54,8	30

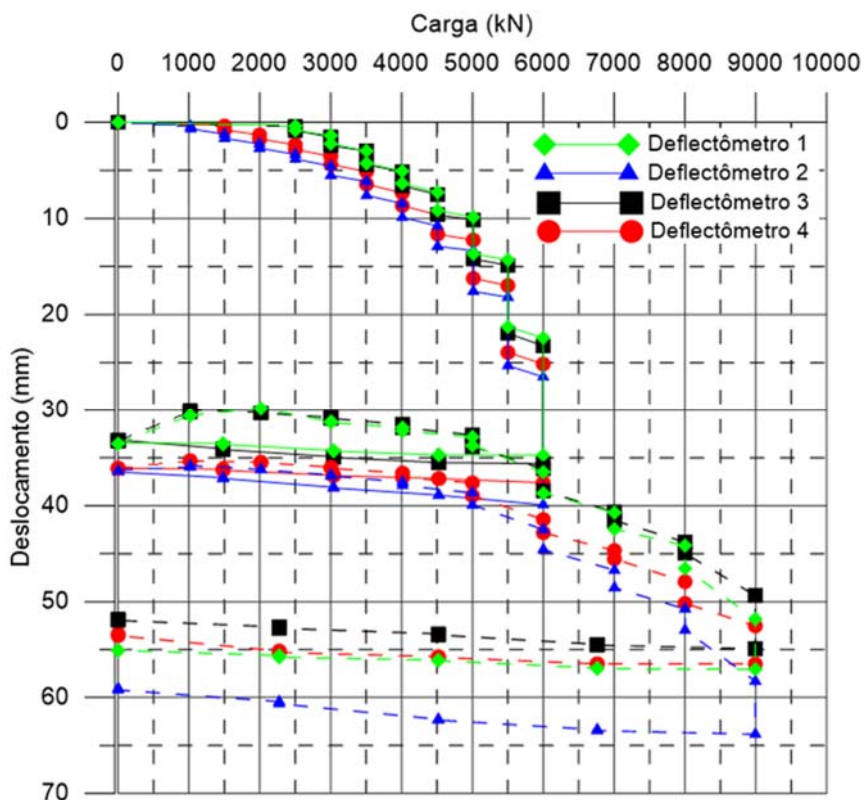


Figura 5-11 - Comparativo entre os deslocamentos medidos nos quatro deflectômetros instalados no topo da estaca durante a PCE-02 e PCE-03 na ET-06

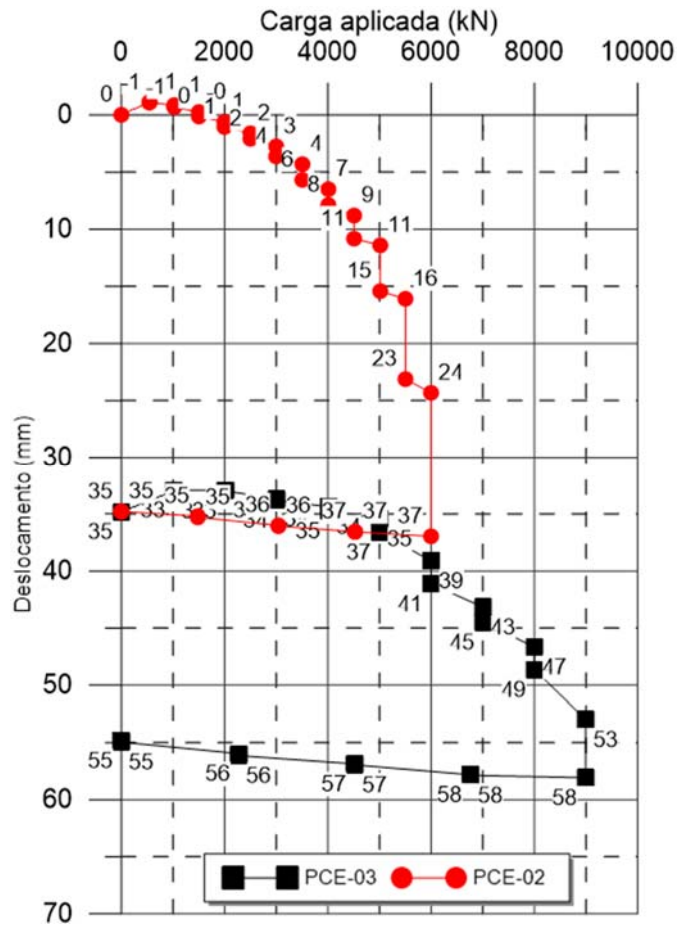
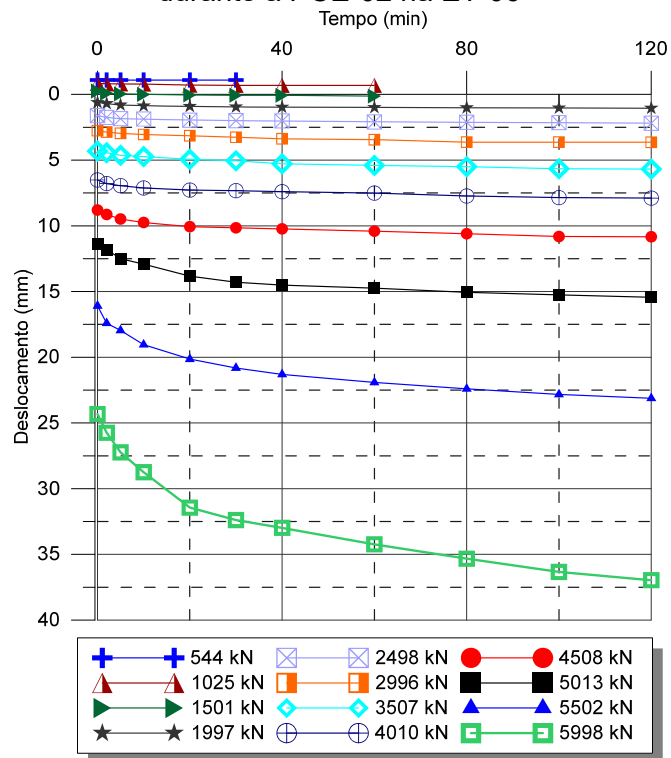


Figura 5-12 – Curva carga versus deslocamento da prova de carga estática realizada durante a PCE-02 na ET-06



(a)

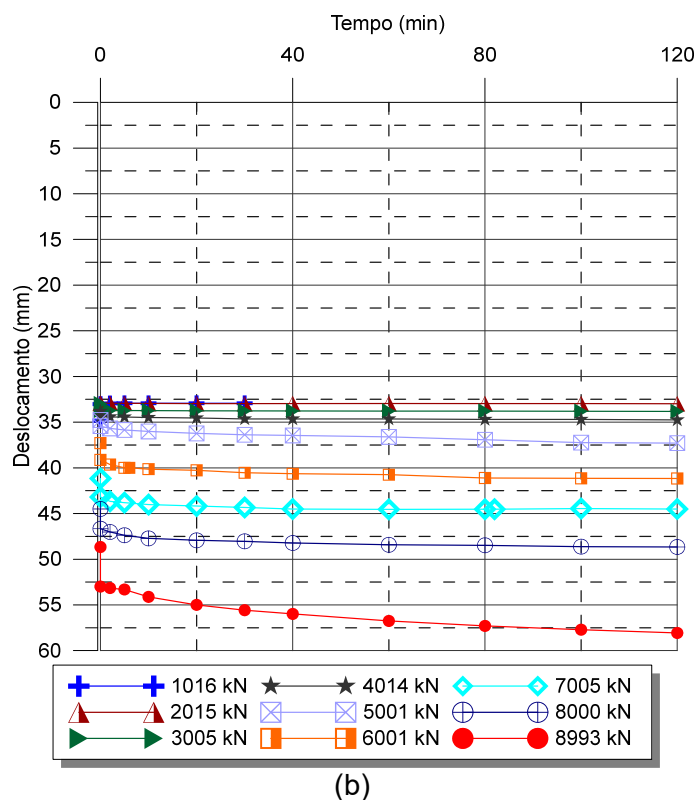


Figura 5-13 – Comparativo entre os deslocamentos ao longo do tempo para cada incremento de carga na ET-06: (a) durante a PCE-02 e (b) durante a PCE-03

Na Tabela 5.4 apresenta-se uma relação entre a carga aplicada no topo, os deslocamentos médios acumulados e os deslocamentos medidos ao longo de cada incremento de carga. Verifica-se que o maior deslocamento ocorreu durante o incremento de 5998 kN, durante o primeiro carregamento, resultando em 12,6 mm de deslocamento.

Tabela 5.4 – Deslocamentos medidos ao longo da PCE-02 na ET-06

Carga (kN)	Deslocamento médio (mm)	Deslocamento por incremento (mm)
544	-1	0,01
1025	-1	0,18
1501	0	0,39
1997	1	0,44
2498	2	0,57
2996	3	0,89
3507	5	1,36
4010	7	1,38
4508	10	2,03
5013	14	4,02
5502	20	7,03
5998	31	12,64
1016	33	-0,10
2015	33	0,05
3005	34	0,12
4014	35	0,38
5001	36	1,86
6001	40	2,03
7005	44	1,31
8000	48	2,00
8993	55	5,08

Um monitoramento dos deslocamentos de topo das estacas de reação também foi realizado (Figura 5-14), sendo possível identificar que as estacas R2 e R3 apresentaram deslocamento acima (próximo a 20 mm) daqueles medidos na R1 e R4 (próximo a 8 mm).

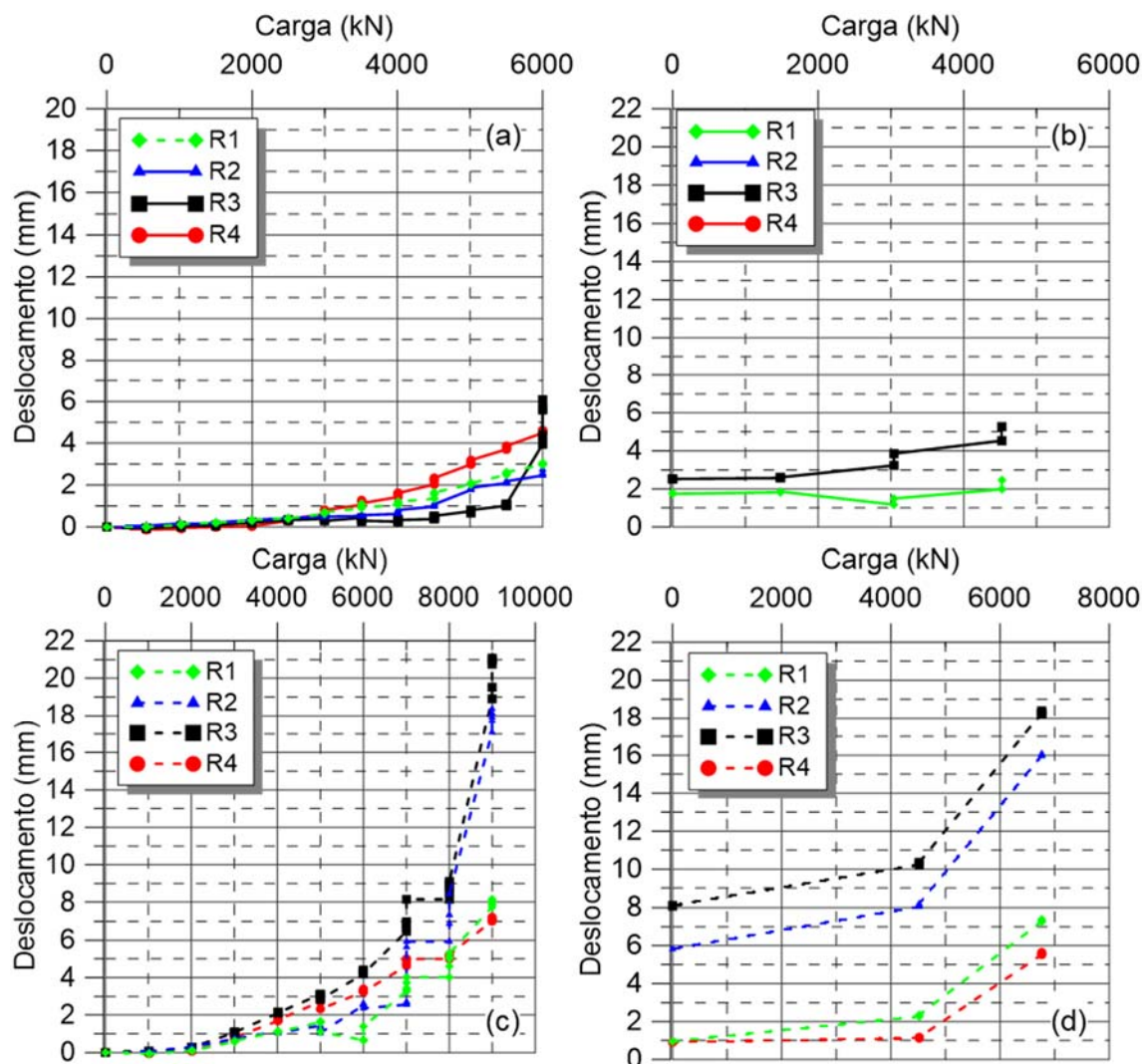


Figura 5-14 – Monitoramento das estacas de reação na ET-06: (a) durante a PCE-02, (b) descarregamento da PCE-02, (c) durante a PCE-03 e (d) descarregamento da PCE-03

## 5.2. INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE

Conforme descrito no Capítulo 4, a instrumentação em profundidade definida e instalada nas estacas consistiu basicamente de medidores de deformações do tipo corda vibrante. O processamento das leituras desses *strain gages* foi realizado com base na Equação Equação 5-1 (Geokon, 2013). Para tal, inicialmente foi preciso estabelecer uma leitura zero ( $R_0$ ) e subtraí-la da leitura atual ( $R_1$ ) para então multiplicar o valor obtido por uma constante de calibração ( $C$ ) fornecida pelo fabricante (Tabelas 5.5e 5.6). Com isso, deformações positivas indicam que os sensores estão submetidos a tensões de tração, e negativas representam tensões de compressão. Para o presente trabalho foram definidas

como leituras zero aquelas obtidas no início dos ensaios (carregamentos), não sendo consideradas, portanto, eventuais tensões residuais que possam existir decorrentes ao processo de cura da estaca.

$$\varepsilon_{\text{aparente}} = (R_1 - R_0) \times C \quad [\text{Microstrain}] \quad \text{Equação 5-1}$$

onde:

$R_0$  é a leitura inicial, em dígitos;

$R_1$  é a leitura atual, em dígitos;

C é o fator de calibração dos *strain gages* fornecido pelo fabricante

Tabela 5.5 – Distribuição e especificações *strain gages* instalados ao longo do fuste da ET-04

Prof. (m)	Nível -	A		B		C		D	
		Nº série	Fator Calib.	Nº série	Fator Calib.	Nº série	Fator Calib.	Nº série	Fator Calib.
1,20	N1	140405 0	0,350	-	-	1404051	0,351	-	-
4,00	N2	140404 7	0,353	140404 5	0,351	1404049	0,353	140404 8	0,348
7,00	N3	140408 6	0,348	-	-	1404087	0,346	-	-
11,5 0	N4	140361 5	0,354	140361 4	0,355	1404361 6	0,344	140361 7	0,349
14,5 0	N5	140362 1	0,35	-	-	1403619	0,347	-	-
18,5	N6	140406 4	0,348	-	-	1403611	0,347	-	-
22	N7	140361 3	0,349	-	-	1403610	0,354	-	-
23,5	N8	140361 2	0,351	-	-	1404066	0,346	-	-



Tabela 5.6 – Distribuição e especificações dos *strain gages* instalados ao longo do fuste da ET-06

Prof. (m)	Nível -	A		B		C		D	
		Nº série	Fator Calib.	Nº série	Fator Calib.	Nº série	Fator Calib.	Nº série	Fator Calib.
1,60	N1	1404056	0,349	-	-	1404055	0,347	-	-
3,70	N2	1403642	0,352	1403643	0,352	1406823	0,352	1404046	0,349
6,70	N3	1404071	0,351	-	-	1406848	0,35	-	-
10,70	N4	1403626	0,352	1404080	0,348	1404083	0,347	1404082	0,349
13,70	N5	1403627	0,349	-	-	1404084	0,349	-	-
18,6	N6	1404061	0,351	1404059	0,347	1404062	0,351	1404060	0,352
21,7	N7	1404057	0,349	1403608	0,346	1403606	0,351	1403609	0,347
23,2	N8	1404058	0,348	1403607	0,351	1403605	0,348	1403603	0,352

Quando instalados em estacas concreto, assume-se que as deformações medidas por esses instrumentos são iguais às deformações a que o concreto está submetido. Entretanto, em situações onde a estrutura instrumentada (estaca) está sujeita a variações de temperatura (e.g. processo de cura), o concreto deforma em uma razão ligeiramente inferior à do aço que compõe o *strain gage*. Segundo informações obtidas em Geokon (2013), o coeficiente térmico do aço é de 12,2ppm/°C, enquanto o do concreto é de 10,0 ppm/°C, o que representa uma diferença de 2,2 ppm/°C. Logo, ao avaliar deformações medidas em situações onde ocorre variação de temperatura, para que o resultado obtido represente apenas as deformações devido à variação de carregamentos, deve-se utilizar a Equação Equação 5-2. Para obter os valores reais aos quais a estaca está submetida ao longo de períodos com variações de temperatura, utiliza-se a Equação Equação 5-2, porém com o valor de K do aço (e não a diferença entre aço e concreto).

$$\varepsilon_{\text{VARIAC\~{O}ESCARGA}} = (R_1 - R_0) \times C + ((T_1 - T_0) \times (K_{\text{A\~{C}O}} - K_{\text{CONCRETO}})) \quad \text{Equação 5-2}$$

[Microstrain]

onde:

$T_0$  é a temperatura inicial, em °C;

$T_1$  é a temperatura atual, em °C;

K é o coeficiente térmico

### 5.2.1. Estaca ET-04 (PCE-01)

A instalação de *strain gages* ao longo do fuste da estaca ET-04 (Tabela 5.5) permitiu o monitoramento das deformações em diferentes profundidades ao longo de toda a PCE-01.

Conforme descrito anteriormente, o processamento dos dados foi realizado considerando a leitura zero como aquela obtida imediatamente antes do início da prova de carga.

De modo a interpretar as deformações medidas em detalhe, inicialmente os dados foram plotados de forma individual, com a mesma escala e individualizados de acordo com a profundidade de monitoramento (Figura 5-16). Salienta-se que as leituras dos sensores posicionados nas verticais B e D foram obtidas manualmente e em uma frequência distinta e reduzida quando comparada às aquelas automatizadas dos instrumentos posicionados nas verticais A e C. Enquanto os sensores com leitura automatizada possuem registros a cada minuto, as leituras manuais limitaram-se a um dado a cada incremento de carga. Com isso, para as análises apresentadas ao longo do presente trabalho serão considerados apenas os dados obtidos de forma automatizada.

Com base na Figura 5-16 verifica-se que com exceção do nível 8 as deformações medidas pelos sensores ao longo de uma mesma profundidade tenderam a apresentar uma ordem de grandeza similar. Com isso, optou-se por desconsiderar as leituras do instrumento N8C das análises que serão apresentadas ao longo presente trabalho.

Os dados foram ainda plotados considerando o valor médio obtido ao longo de cada nível instrumentado (exceto N8C), conforme pode ser observado na Figura 5-15. Verifica-se que de modo geral as deformações apresentam-se consistentes, ou seja, crescentes com a profundidade. Todas as análises

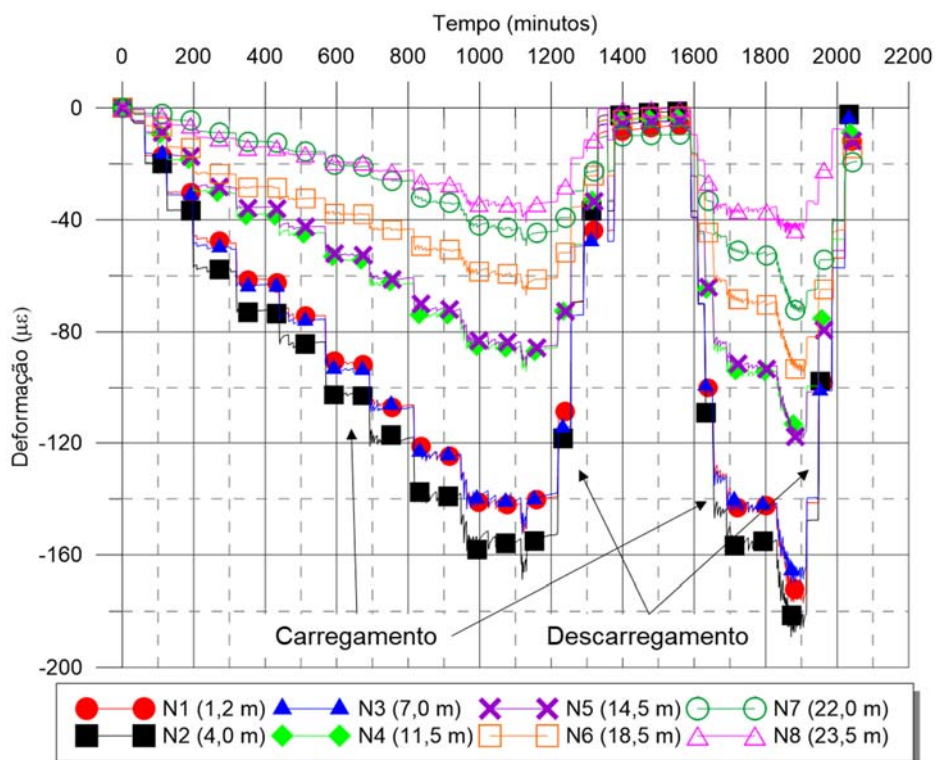
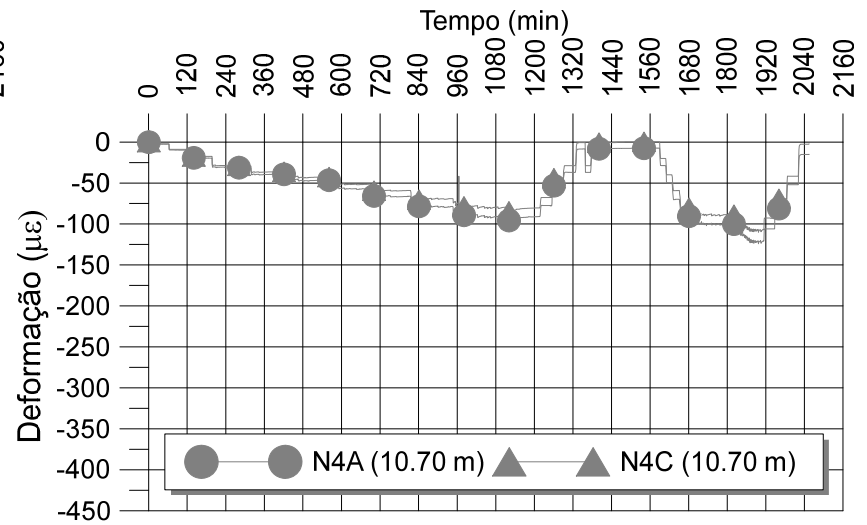
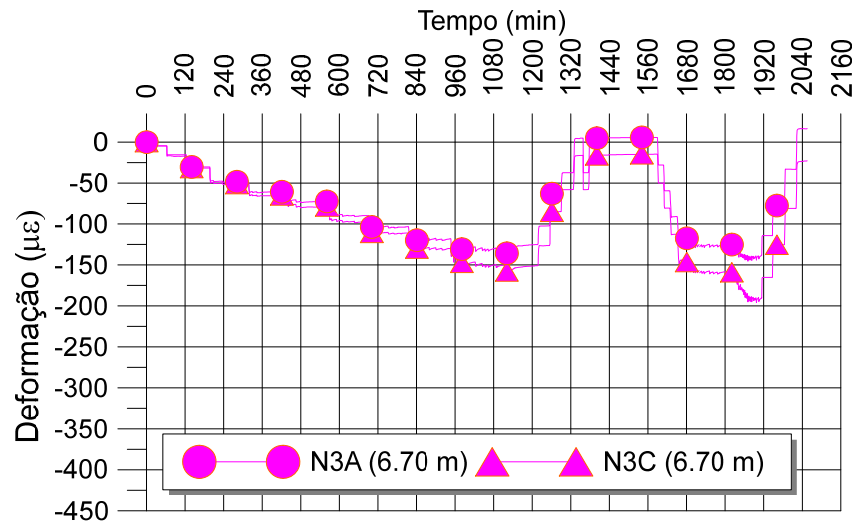
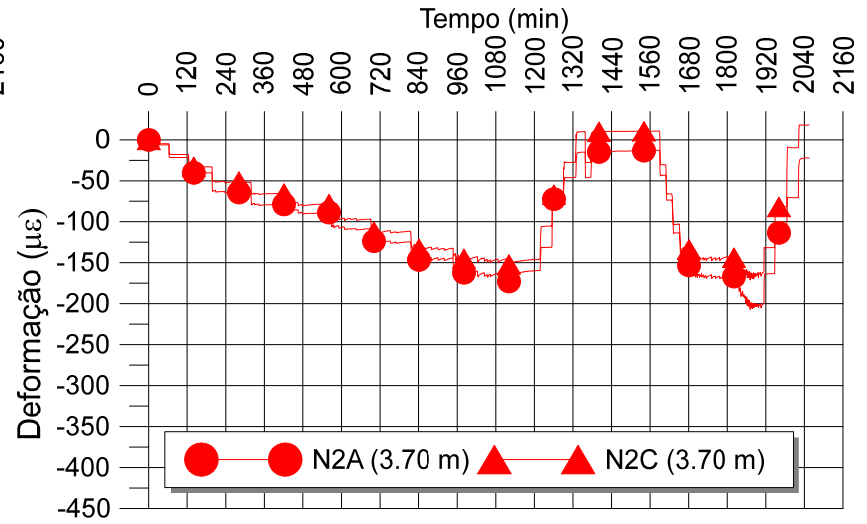
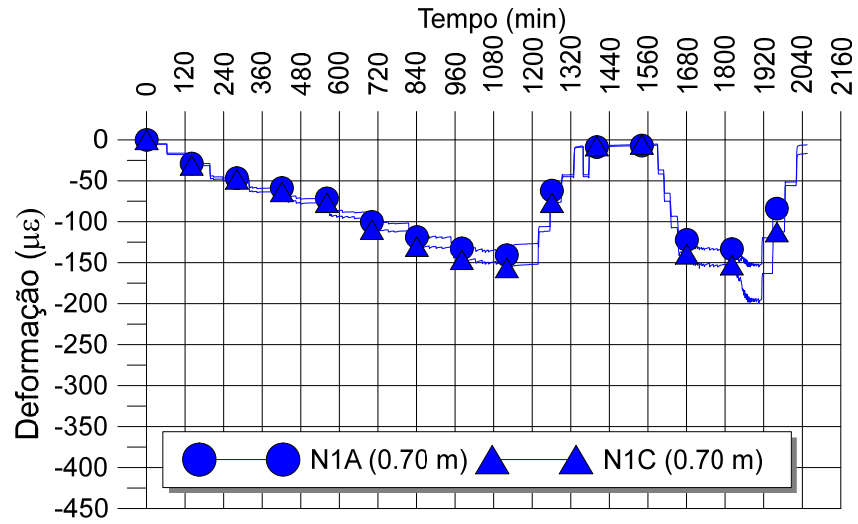


Figura 5-15 – Variações de deformação médias em cada nível instrumentado durante a PCE-01 na ET-04



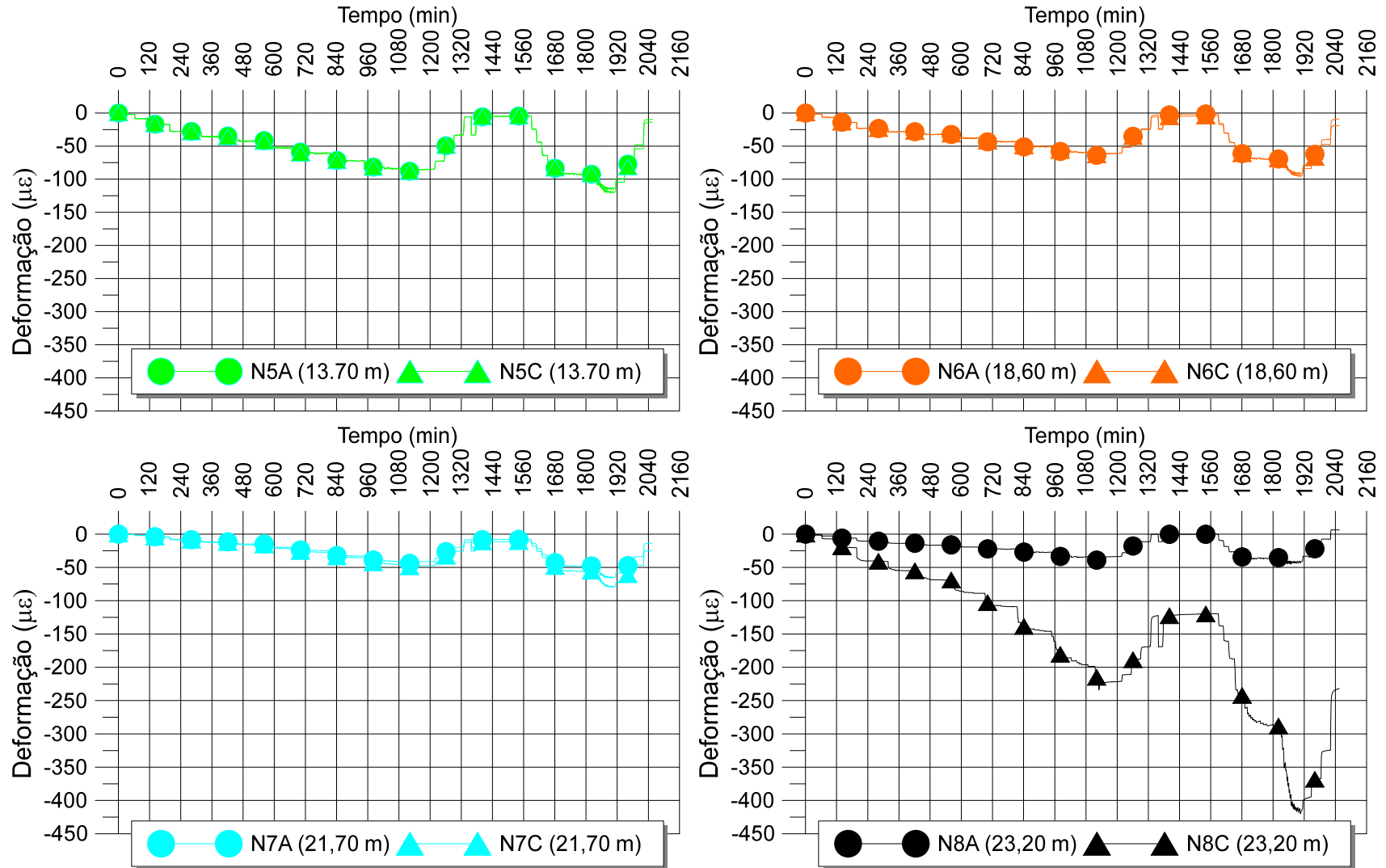


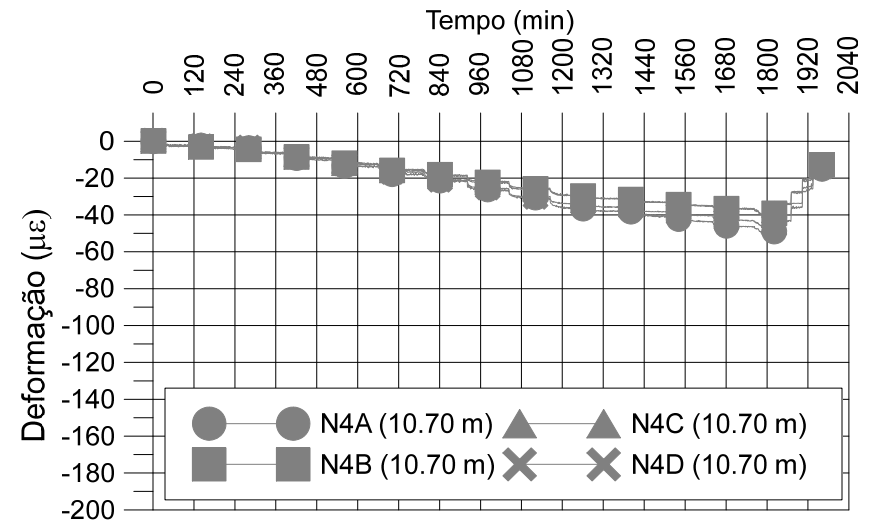
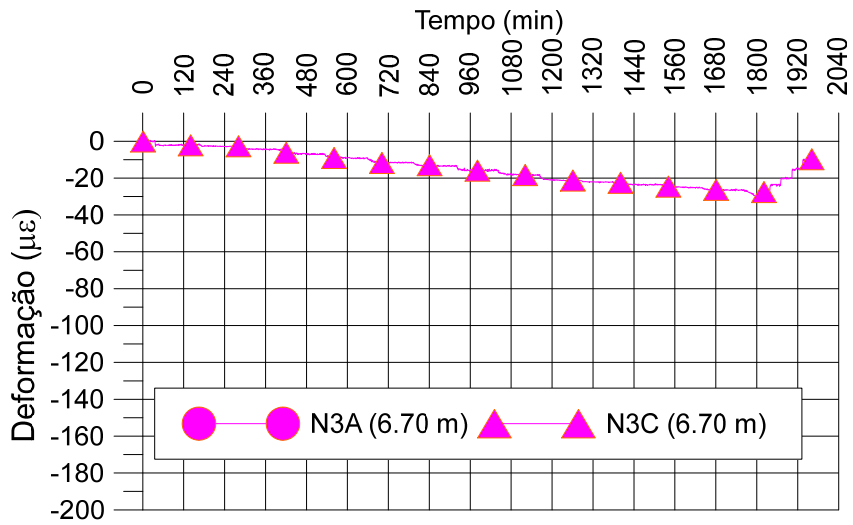
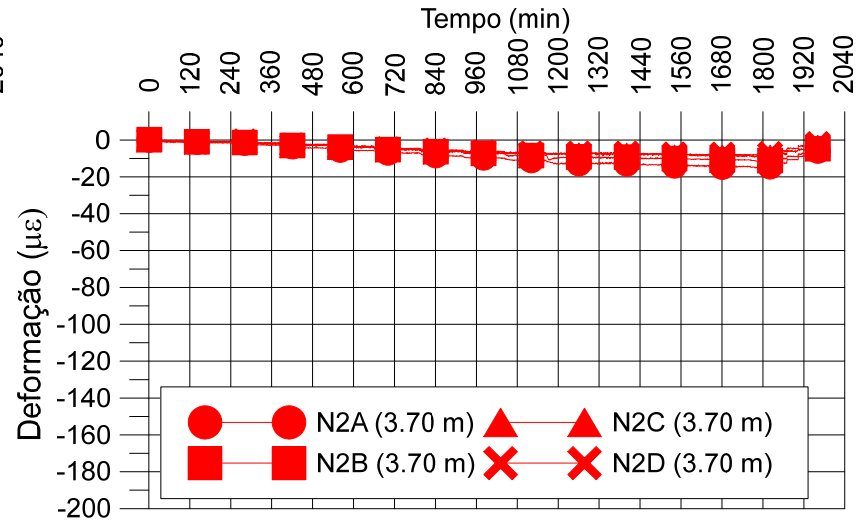
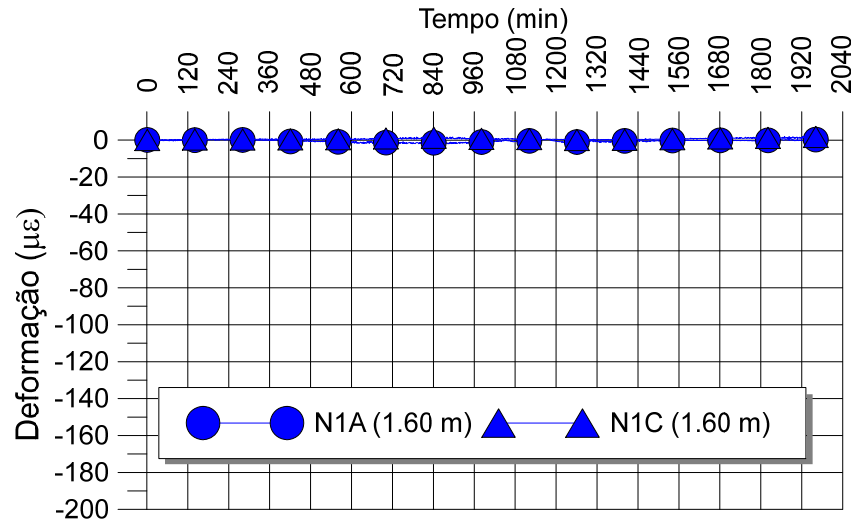
Figura 5-16 – Variações das deformações em cada nível instrumentado durante a PCE-01 na ET-04

### 5.2.2. Estaca ET-06 (PCB-01)

A instalação de strain gages ao longo do fuste da estaca ET-06 permitiu um monitoramento das deformações em diferentes profundidades durante os dois carregamentos e descarregamentos. Assim como na ET-04, o processamento desses dados foi realizado considerando a leitura zero como aquela obtida imediatamente antes do início do ensaio bidirecional.

Inicialmente e de modo a interpretar essas informações em maior detalhe, assim como realizado para a ET-04, os dados foram plotados de forma individual e com a mesma escala de acordo com a profundidade de monitoramento (Figura 5-17). Verifica-se que as deformações medidas pelos sensores ao longo de uma mesma profundidade tenderam a apresentar uma mesma ordem de grandeza. Ainda, cabe salientar que apesar das deformações medidas ao longo das seções B e C nos níveis N6, N7 e N8 serem maiores que àquelas obtidas em A e D, essas diferenças não representam problemas executivos do ensaio pois, com base na instrumentação de superfície foi possível atestar a ausência de excentricidades ao longo do carregamento aplicado (Figura 5-5).

Com base nessas leituras, os dados foram plotados considerando o valor médio obtido com os sensores instalados ao longo de cada nível instrumentado, conforme pode ser observado na Figura 5-18. Verifica-se que de modo geral as deformações apresentam-se consistentes, ou seja, maiores nos níveis próximos à cota de instalação das células expansivas (N6 e N7). Assim como descrito para a ET-04, ressalta-se que as análises que serão apresentadas no presente trabalho foram realizadas considerando os valores médios ao longo de cada seção instrumentada.



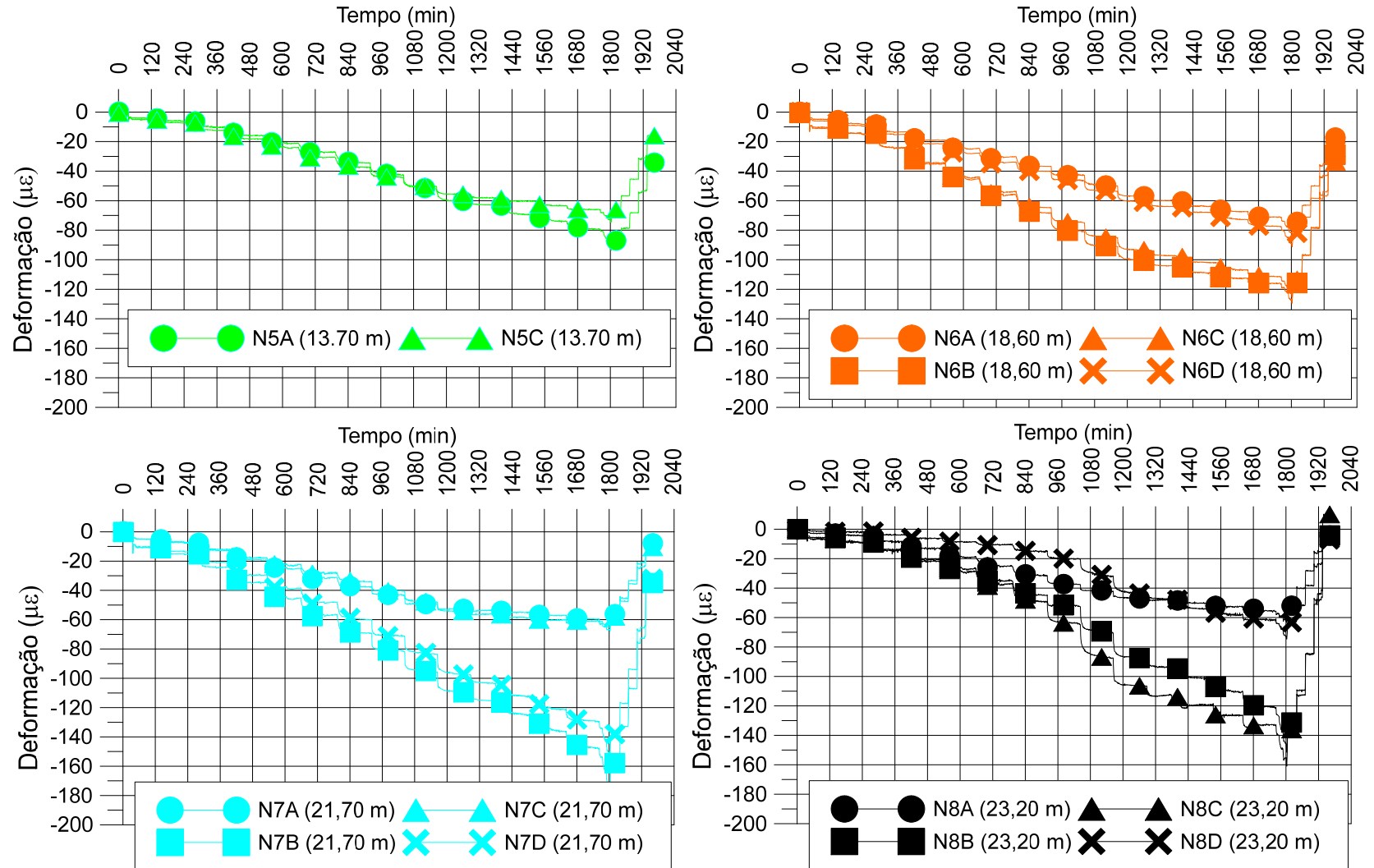


Figura 5-17 – Deformações medidas ao longo do fuste durante ensaio bidirecional na ET-06



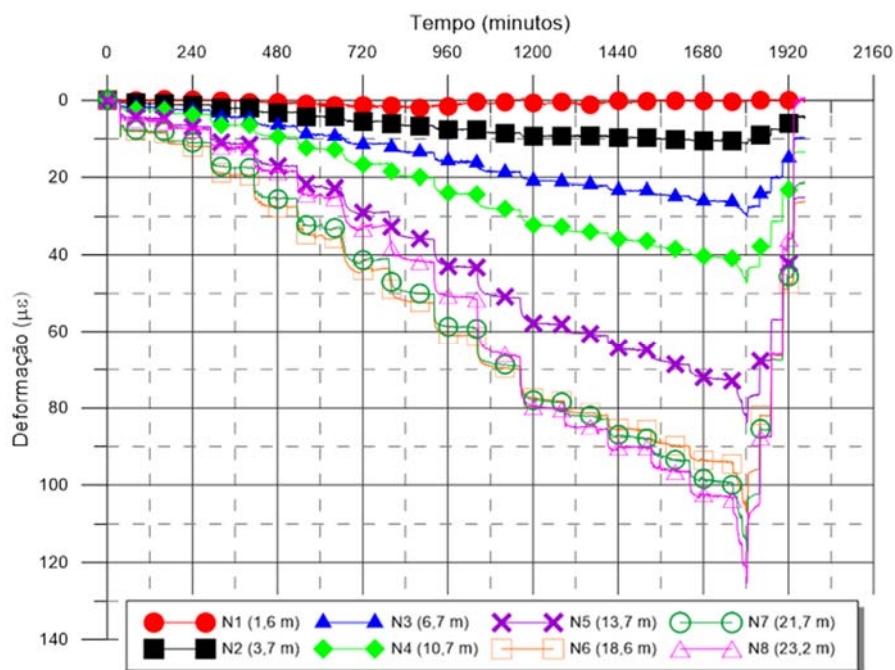
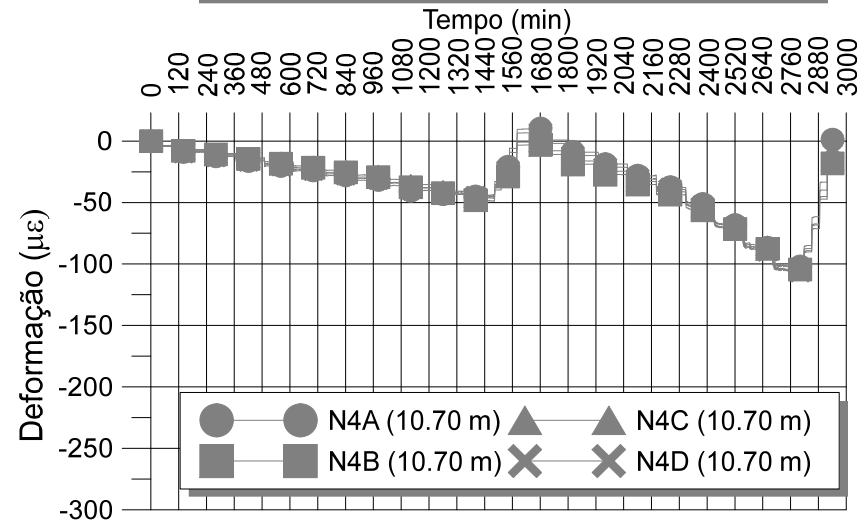
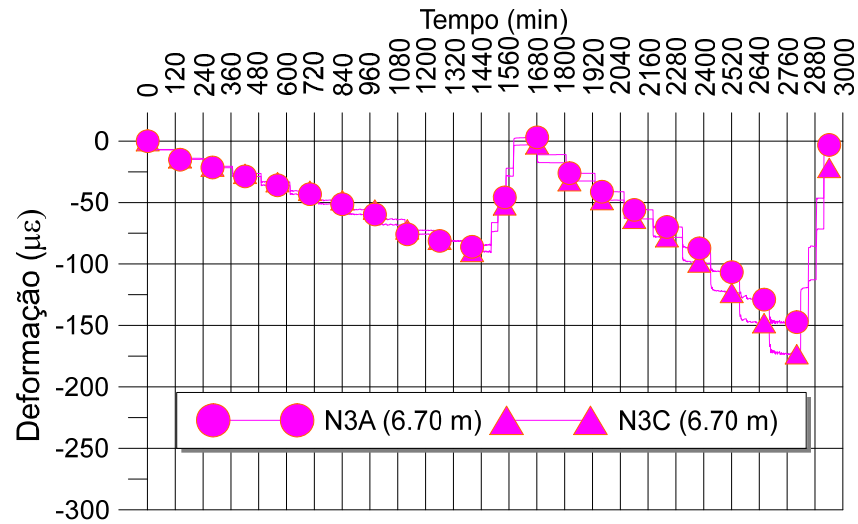
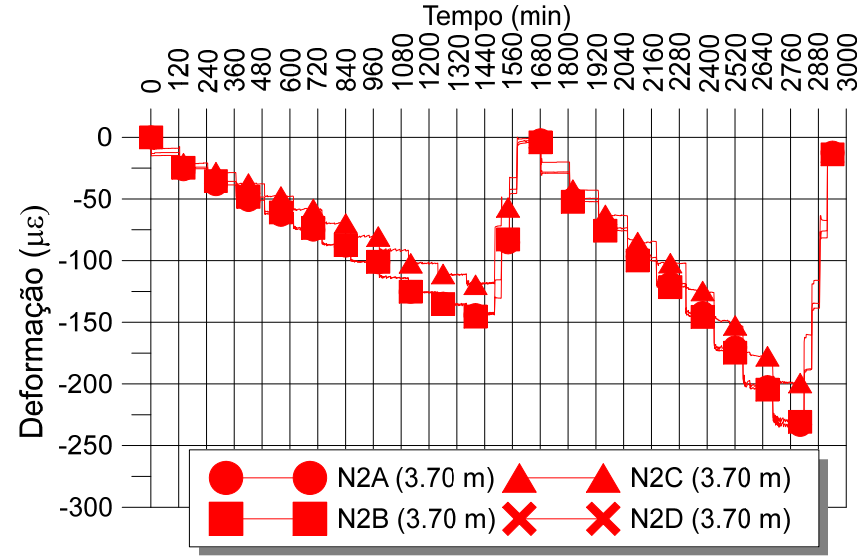
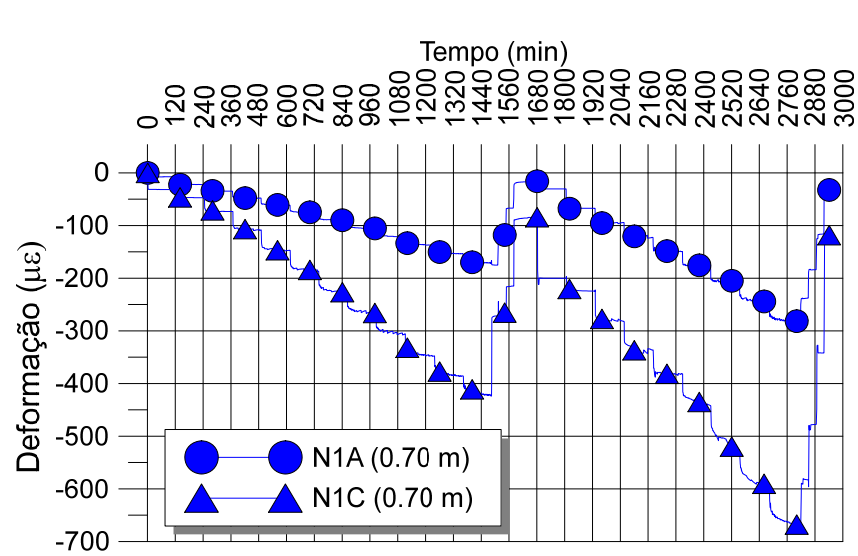


Figura 5-18 – Variações de deformação médias em cada nível instrumentado em função do tempo durante o ensaio bidirecional na ET-06

### 5.2.3. Estaca ET-06 (PCE-02 e PCE-03)

Assim como descrito para o ensaio bidirecional, o monitoramento das deformações ao longo do fuste da estaca ET-06 foi realizado com base em medidores de deformação previamente instalados. O processamento desses dados foi realizado considerando a leitura zero como aquela obtida imediatamente antes do início da PCE-02.

De modo a interpretar essas informações em maior detalhe, assim como realizado para as outras provas de carga, inicialmente os dados foram plotados de forma individual e, com exceção do nível 1, em uma única escala, sendo apresentados de forma individualizada de acordo com a profundidade de monitoramento (Figura 5-19). Verifica-se que os registros obtidos com o sensor N1C compreendem valores com ordem de grandeza incoerentes em relação ao N1A e aos demais sensores e, portanto, seus registros não foram considerados nas análises que serão apresentadas ao longo do desenvolvimento do presente trabalho. Cabe salientar ainda que os sensores N6B, N6C e N6D apresentaram leituras anômalas durante a realização da PCE-02 e, portanto, tiveram suas leituras descartadas. Além disso, o pequeno nível de deformação medido pelo N6A caracterizou uma incerteza sobre o seu estado de funcionamento e, com isso, seus registros também foram desconsiderados das análises.



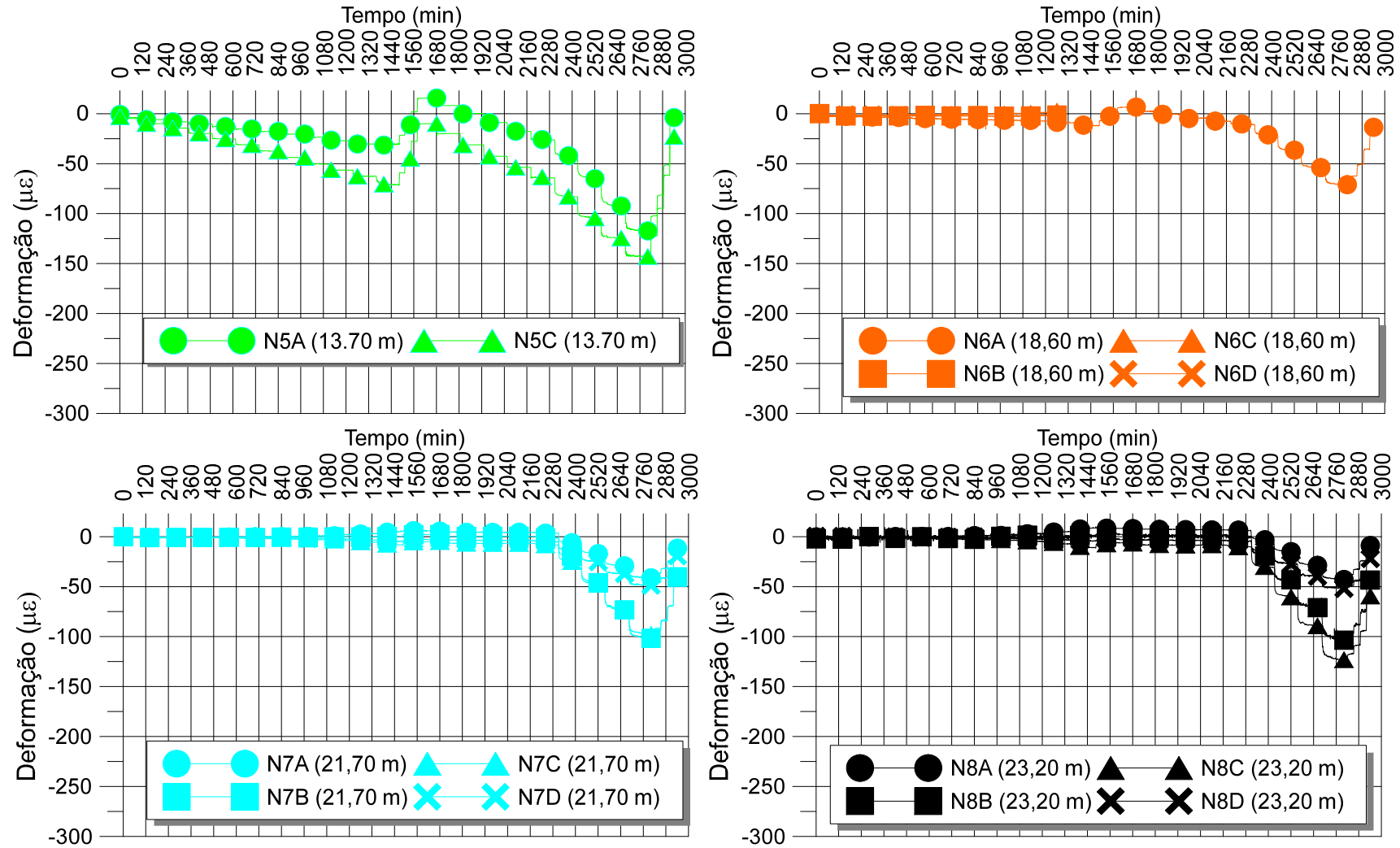


Figura 5-19 – Variações das deformações em cada nível instrumentado durante a PCE-02 e PCE-03 na ET-06

Com base nesse contexto, os dados foram então plotados considerando o valor médio obtido com os dois ou quatro sensores instalados ao longo de cada nível (seção) instrumentado (a), conforme pode ser observado na Figura 5-20. Verifica-se que de modo geral as deformações apresentam-se consistentes, ou seja, crescentes com a profundidade.

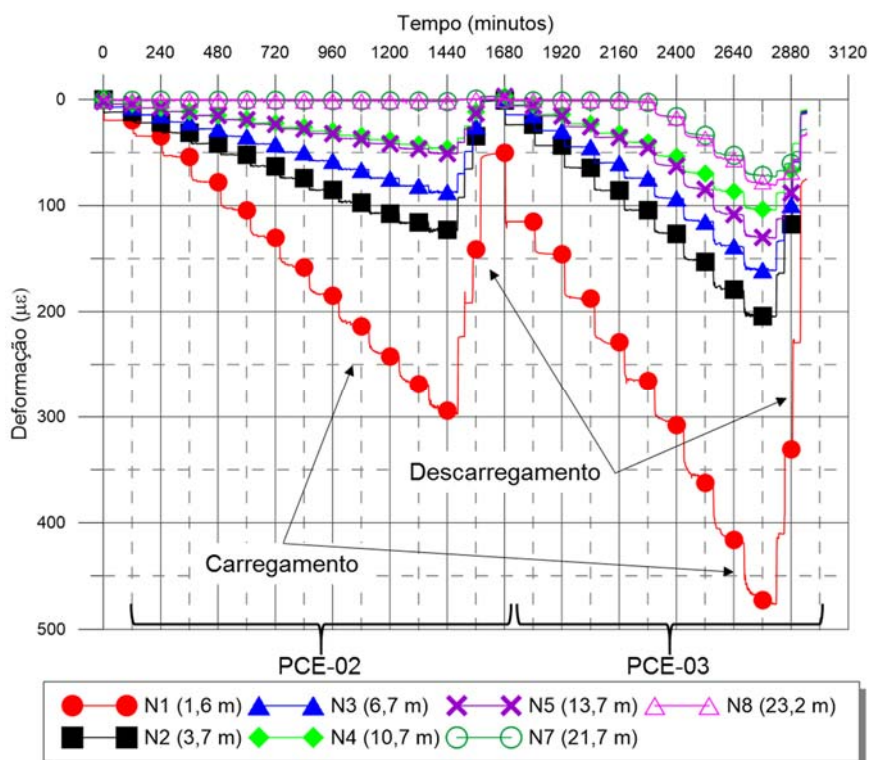


Figura 5-20 – Variações de deformação médias em cada nível instrumentado durante a PCE-02 na ET-06

## 6. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

No presente capítulo são apresentados e discutidos todos os aspectos referentes à interpretação das provas de carga, incluindo a análise do cálculo da transferência de carga para as duas estacas ensaiadas.

### 6.1. TRANSFERÊNCIA DE CARGA

#### 6.1.1. Definição e considerações sobre o módulo

A interpretação dos mecanismos de transferência de carga em estacas submetidas a esforços de compressão consiste basicamente na conversão de dados de deformação (leituras dos *strain gages*) em cargas. Para tal, torna-se necessária uma avaliação da rigidez axial da estaca (EA), obtida com base na lei de Hooke (Equação Equação 6-1):

$$P_i = (EA)_i \varepsilon_i \quad \text{Equação 6-1}$$

onde:

$P_i$  é a carga na estaca em um nível instrumentado  $i$

$E$  é o módulo de elasticidade ou módulo de Young do material composto da estaca (concreto e aço, por exemplo);

$A$  é a área da estaca em um determinado nível de instrumentação  $i$ ;

$\varepsilon_i$  é a deformação medida em um determinado nível de instrumentação  $i$ .

Tal conversão é feita de forma direta para estacas de aço onde o módulo normalmente consiste em valor característico de  $205 \pm 5$  GPa. Para estacas de concreto armado sua obtenção torna-se mais complexa devido a diversos fatores. Primeiramente, o concreto é composto de materiais e propriedades (e.g. índice de vazios e microfissuras) distintos, podendo variar de acordo com o lote ou até mesmo com cada caminhão betoneira utilizado. Em complemento, o módulo do concreto é função do nível de tensões e deformações aplicado e da taxa de deformação, não sendo recomendável utilizar valores padronizados ou tabelados em normas na interpretação de cargas. Ao avaliar resultados de ensaios de provas de carga de carregamento lento, o desenvolvimento de deformações causadas por *creep* também deve ser analisado individualmente, pois pode influenciar diretamente no cálculo do módulo de elasticidade, conforme postulado por Fellenius (2016).

Estacas de concreto armado se classificam como materiais compostos, o que significa que a estimativa do nível de tensões ao longo de sua profundidade deve ser realizada considerando que as deformações medidas representam o comportamento da seção como um todo e não apenas do elemento no qual o sensor de deformação (*strain gage*) foi instalado

(armadura, por exemplo). Tal característica é denominada condição de compatibilidade geométrica (Lam & Jefferis, 2011).

Logo, estacas de concreto armado devem ser analisadas assumindo compatibilidade de deformações, podendo ser descritas pela composição da rigidez do concreto e do aço conforme Equação Equação 6-2 abaixo:

$$EA = E_C A_C + E_S A_S \quad \text{Equação 6-2}$$

onde:

$E_c$  é o módulo do concreto

$A_c$  é a área do concreto

$E_s$  é o módulo do aço

$A_s$  é a área do aço

Ao avaliar dados provenientes de estacas moldadas *in loco*, o conhecimento desses parâmetros torna-se particularmente complexo visto que a geometria executada dos elementos está associada a diferentes níveis de incertezas. Por este motivo recomenda-se medir o módulo de elasticidade diretamente. Poulos & Davis (1980) descrevem que diversas metodologias podem ser empregadas para obtenção do módulo de uma estaca, a saber: (a) ensaios de laboratório, através da simulação do estado de tensões típico do solo ao longo da estaca, (b) ensaios de placa, preferencialmente com pratos verticais e realizados em várias profundidades, e (c) provas de carga em elementos de escala real para obtenção do módulo por retroanálise. Alternativamente, na ausência de medidas podem ser usadas relações empíricas a partir de outras propriedades medidas.

Segundo os autores, provas de carga em elementos de escala real representam provavelmente a melhor forma de obter os parâmetros elásticos, pois englobam efeitos de instalação e podem ser interpretadas de duas maneiras:

- A partir dos deslocamentos medidos em superfície em relação às cargas aplicadas, obtendo-se um módulo secante que pode ser utilizado, com base na teoria da elasticidade, na previsão de deslocamentos em determinadas cargas de trabalho;
- A partir da porção linear da curva carga *versus* deslocamento para obter um valor de módulo tangente, podendo ser utilizados com base na teoria da elasticidade (incluindo efeitos de plastificação) para previsão da curva carga *versus* deslocamento na ruptura.

O uso de sensores do tipo “*sister bar*” - modelo escolhido para o desenvolvimento do presente trabalho - representa uma excelente ferramenta para determinar deformações ao longo do fuste da estaca: medidas *in loco* com equipamentos calibrados e de precisão. Holman (2009) comparou leituras obtidas com sensores fixados na armadura e no próprio concreto em micro estacas com características geométricas similares submetidas a esforços de mesma magnitude. Os resultados obtidos permitiram concluir que eventuais diferenças nas

leituras ocasionadas de acordo com a configuração tornam-se irrelevantes quando comparadas, por exemplo, com efeitos de transferência de tensões de cisalhamento na interface da calda de cimento ou argamassa com o aço.

Fellenius (2016) ressalta que o módulo de elasticidade de estacas em concreto armado varia em função do nível de tensões aplicado, e que o valor normalmente reduz com o aumento do nível de tensões ou deformações (não-linearidade elástica do concreto). Como consequência, quando uma carga é aplicada a uma estaca, o comportamento carga *versus* deslocamento segue uma tendência curva e não retilínea. Segundo o autor, ao plotar a relação entre as tensões e as deformações (módulo tangente) em função das deformações, obtém-se uma linha reta quando toda a resistência por atrito lateral tiver sido mobilizada, ou seja, quando os incrementos de carga aplicados estiverem sendo suportados pela resistência de ponta da estaca. Em contrapartida, quando a estaca estiver com um comportamento de “coluna”, ou seja, deformações resistidas apenas pelo atrito lateral, os resultados obtidos com esse gráfico formarão uma reta inclinada. Cabe salientar que tal conceito só pode ser aplicado para medidas obtidas com sensores próximos ao topo da estaca (livres de influência de atrito lateral).

O autor propõe o uso de uma metodologia que se baseia no conceito de que a tensão pode ser considerada como o produto entre o módulo secante e a deformação e, logo, a rigidez secante (produto de módulo secante pela área) é a carga aplicada dividida pela deformação medida, sendo esta uma função do nível de deformações. Na Figura 6-1, apresentam-se os resultados obtidos por uma estaca de concreto, onde é possível identificar um comportamento linear em função do nível de deformações induzidas na estaca.

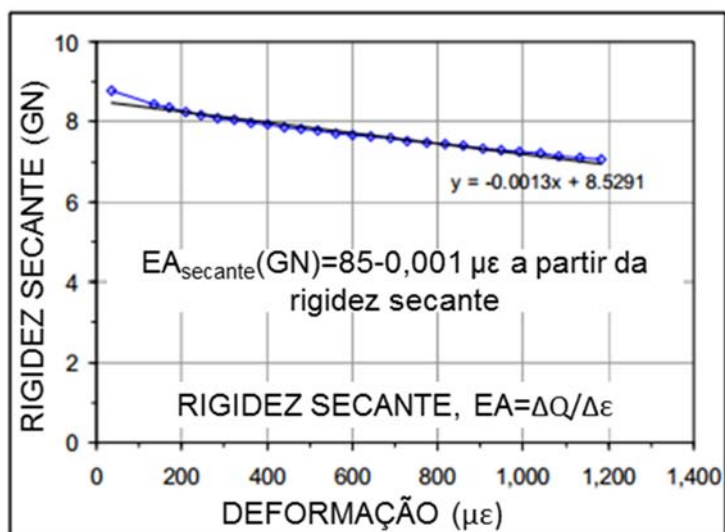


Figura 6-1 – Variação da rigidez secante em função da deformação para uma estaca de concreto

FONTE: Adaptado de Fellenius (2016)

O comportamento medido pode ainda ser representado pela configuração apresentada na Figura 6-2. Nela, verifica-se uma não-linearidade característica no trecho inicial, que reflete a ocorrência de um ciclo de carga/descarga prévio ao ensaio.

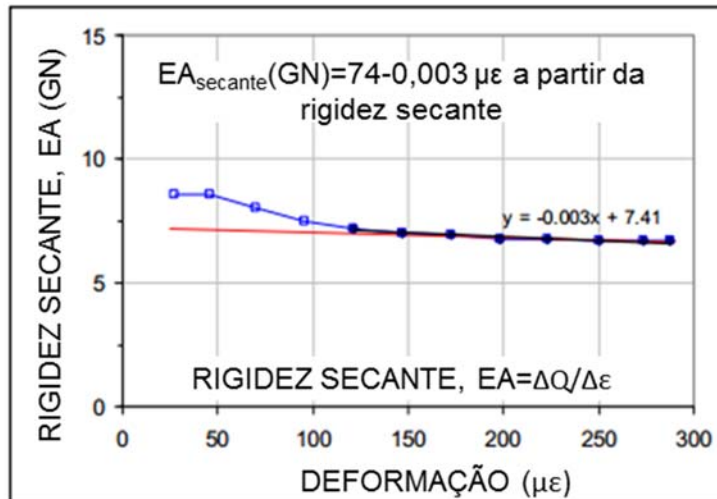


Figura 6-2 – Variação da rigidez secante em função da deformação para uma estaca de concreto pré-carregada

FONTE: Adaptado de Fellenius (2016)

Ainda segundo Fellenius (2016), a incerteza na determinação de propriedades elásticas pode ser corrigida com o uso do módulo tangente, que independe do histórico anterior de carregamento e pode ser aplicado para deformações obtidas em qualquer profundidade na estaca. A obtenção do módulo tangente, definido pela relação entre variações de carga sobre variações de deformação, é similar ao procedimento para calcular



o módulo secante, definido pela carga aplicada sobre deformação. No presente trabalho, resultados envolvendo o uso de módulo secante e tangente serão apresentadas e discutidas.

Na Figura 6-3 é possível observar a variação do módulo tangente em função das deformações obtidas em uma estaca submetida a carregamentos estáticos em diferentes níveis de profundidade. Para sensores instalados próximos ao topo da estaca (especialmente aqueles posicionados acima do nível do terreno), o valor calculado do módulo não é afetado pelo atrito lateral e representa o módulo real da estaca. Em contrapartida, para os sensores posicionados abaixo do topo da estaca, as cargas medidas ao longo dos primeiros incrementos de carga são reduzidas pela parcela de atrito lateral da porção de estaca acima do nível de instrumentação, implicando na não identificação de uma relação linear até que todo o atrito seja mobilizado.

Com isso, os módulos tangente obtidos para pequenas deformações tendem a ser maiores e, conforme o atrito lateral vai sendo mobilizado, os valores reduzem e seguem uma mesma tendência linear. Quando todo o atrito lateral acima do nível de instrumentação estiver sido mobilizado, o módulo calculado para os demais incrementos de carga representa o módulo tangente da seção.

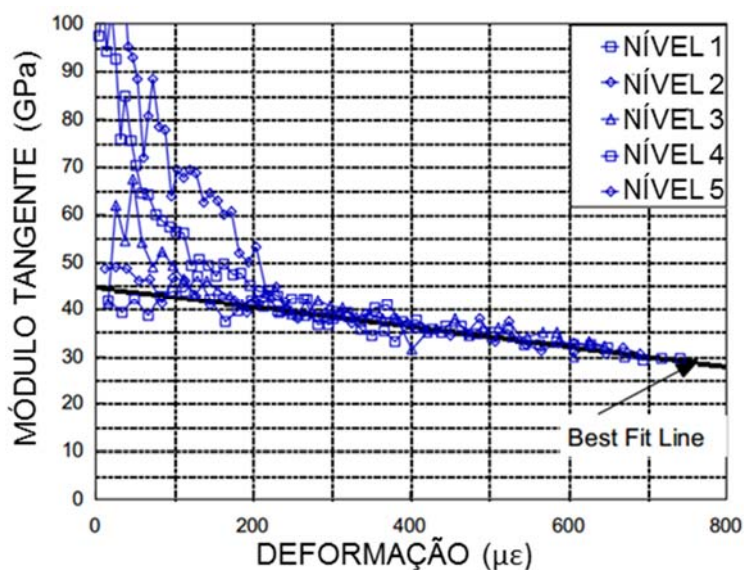


Figura 6-3 – Variações do módulo tangente  
 FONTE: Adaptado de Fellenius (2016)

Outras metodologias podem ser utilizadas para obtenção/definição do módulo de elasticidade da estaca em função da resistência à compressão do concreto. Dentre elas, cita-se inicialmente o procedimento prescrito pela norma brasileira Técnicas (2004) onde o módulo de elasticidade pode ser obtido com base na Equação Equação 6-3 abaixo:

Equação 6-3

$$E_{ci} = \alpha E * 5600 * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

onde  $E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em MPa

$\alpha_E$  representa um índice de correção do módulo em função da natureza do agregado e varia de 0,7 a 1,2 – adotado como 1 para o presente trabalho

Tendo obtido esse valor, o módulo secante pode ser estimado pela Equação Equação 6-4 abaixo:

Equação 6-4

$$E_{CS} = \left[ 0,8 + 0,2 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{80} \right) \right] * E_{ci}$$

Alternativamente, é possível utilizar valores prescritos pela *American Concrete Institute - ACI Formulas* (2004 e Francis A. Oluokun and J. Harold Deatherage (1991) que também estabelece valores de resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ) a partir da seguinte equação (considerando um concreto com peso específico de 145 kg/m<sup>3</sup>):

Equação 6-5

$$E_{CS} = 5700 * f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

onde  $E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em MPa

Para a presente pesquisa, as análises envolveram valores de módulo obtidos com base na deformação de *strain gages* posicionados no topo da estaca. De forma complementar e buscando aferir/comparar a magnitude dos resultados obtidos, valores do módulo composto com base na resistência característica do concreto à compressão obtida por meio de ensaios de laboratório (conforme descrito no Capítulo 3) também foram calculados. A partir do valor de  $E_{ci}$ , o módulo composto do concreto foi calculado em função da área de concreto e de aço nas duas estacas avaliadas. As Tabelas 6-1 e 6-2 apresentam os resultados de módulo secante obtido com base nessas duas metodologias:

Tabela 6-1 – Módulo secante composto (concreto e aço) calculado para a ET-04

Diâmetro (m)	NBR		ACI	
	NBR Ecs 28 dias	NBR Ecs 144 dias (PCE-01)	ACI Ecs 28 dias	ACI Ecs 144 dias (PCE-01)
1,06	26,5	31,0	30,3	34,6
1,10	28,4	33,3	32,5	37,1
1,20	33,5	39,4	38,4	43,9
1,30	49,4	58,2	56,7	65,0

Tabela 6-2 – Módulo secante composto (concreto e aço) calculado para a ET-06

Diâmetro (m)	NBR		ACI	
	NBR Ecs 28 dias	NBR Ecs 72 dias (PCB-01)	ACI Ecs 28 dias	ACI Ecs 72 dias (PCB-01)
1,06	28,3	32,9	32,0	36,2
1,10	30,4	35,3	34,4	38,9
1,15	33,1	38,4	37,4	42,3
1,20	35,9	41,7	40,6	46,0

Com base no contexto descrito nos parágrafos precedentes, ressalta-se a importância de instrumentar uma seção próxima ao topo da estaca, preferencialmente acima do nível do terreno. Em complemento a isso, a instalação de sensores próximos à ponta da estaca permite avaliar de forma mais direta os esforços medidos nessa região durante os carregamentos impostos. Nos itens subsequentes serão apresentados os resultados obtidos ao longo das provas de carga que compõem o escopo deste trabalho. Os conceitos de módulo secante e tangente descritos serão aplicados e utilizados para obtenção da distribuição de carga ao longo de todos os níveis instrumentados. Análises comparativas com os valores de módulo obtidos através de diferentes procedimentos também serão apresentadas. Ressalta-se que a interpretação proposta ao longo do presente estudo foi obtida desconsiderando eventuais tensões residuais provenientes do processo executivo dos elementos de contenção.

### 6.1.2. Estaca ET-04 (PCE-01)

Na Figura 6-4 apresenta-se uma relação entre carga e deformação de acordo com o nível instrumentado, onde cada ponto representa um incremento de carga. Com base nesses dados, é possível concluir que há um padrão de deformação bem estabelecido, com deformações reduzindo ao longo do fuste da estaca em função da menor carga transferida (perdas por atrito lateral). As curvas dos níveis 1, 2 e 3, dos níveis 4 e 5 e níveis 7 e 8

apresentam pequenas variações de comportamento, evidenciando que a estaca possui pequenas variações no diâmetro ao longo da profundidade.

Uma análise considerando o perfil estratigráfico obtido por meio de sondagens SPT e CPTu, em conjunto com os resultados do ensaio térmico de integridade (TIP) apresentados em capítulos anteriores do presente trabalho, possibilita estabelecer considerações com relação a pequenas variações no diâmetro nominal da estaca: N1= 1,30x1,30 m (Bloco), N2= 1,20 m, N3= 1,06 m, N4= 1,10 m, N5, N6, N7 e N8= 1,06 m. Cabe salientar que esta geometria é corroborada pelo volume de concreto utilizado, conforme relatório executivo da estaca ET-04. Com isso, verifica-se que o comportamento apresentado entre as seções 2 e 3 e ainda entre 4 e 5 pode estar associado a mudanças na geometria da estaca. Com relação às curvas nos níveis 7 e 8, tais resultados podem indicar eventuais diferenças associadas à interface solo estaca na região próxima à ponta e, como consequência, ser atribuída ao processo executivo de instalação da estaca.

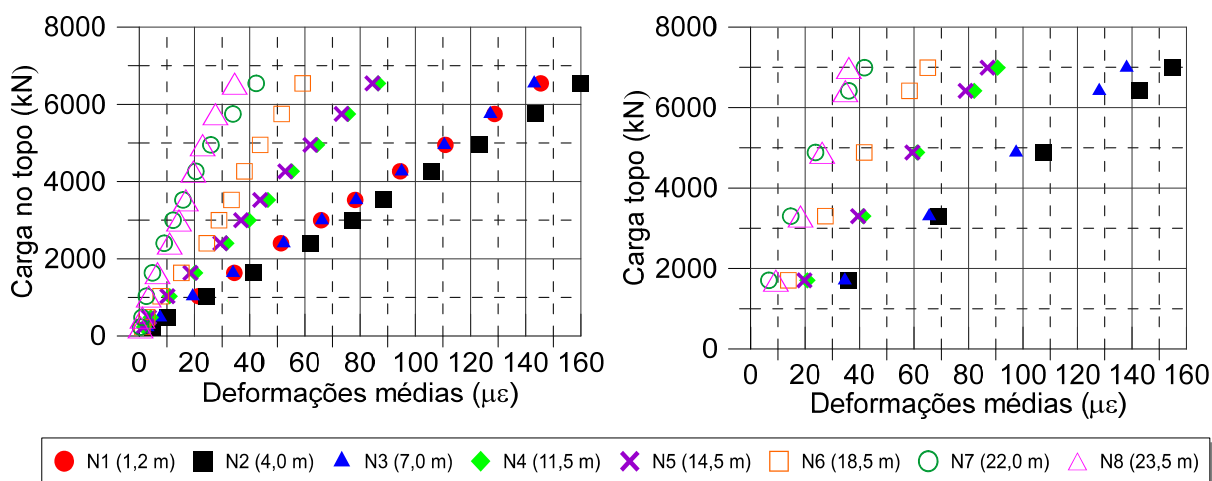


Figura 6-4 – Relação entre carga e deformação ao longo da profundidade durante a PCE-01: à esquerda: durante o primeiro carregamento, à direita: durante o recarregamento

Com relação ao processamento dos dados de deformação medidos pelos *strain gages* durante o carregamento estático, buscou-se inicialmente calcular os módulos tangente e secante durante os incrementos de carga aplicados. Para a PCE-01, foram avaliados dados pertencentes aos dois primeiros níveis de instrumentação: N1 (instalado 0,3 m acima do topo da estaca - dentro do bloco) e N2 (instalado 2,17 m abaixo do topo da estaca). Com relação à geometria, sabe-se que as dimensões do bloco construído para essa estaca são de 1,3 x 1,3 m e altura 1,2 m e que o diâmetro na seção de instalação do N2 é de 1,20 m. Na Figura 6-5 é apresentado um comparativo entre os valores de módulo secante e tangente calculados a partir do 1º carregamento, assim como do recarregamento realizado durante a PCE-01, para os níveis N1 e N2 da estaca.

As variações dos módulos secante e tangente durante o primeiro carregamento são apresentadas com linhas cheias e no recarregamento com linhas tracejadas. Observa-se que, de modo geral, os valores de módulo secante tendem a apresentar um comportamento mais constante com o aumento do nível de deformações, enquanto o módulo tangente apresenta variações um pouco maiores, além de não apresentar uma tendência linear de comportamento conforme apresentado na Figura 6-3. Ainda, verifica-se que os valores de módulo no bloco tendem a ser menores (iguais ou menores que 30 GPa) que aqueles encontrados para o nível 2, cujos resultados indicam uma estabilização do módulo em torno de 35 GPa para o primeiro carregamento e de 40 GPa durante o recarregamento. Por fim, cabe salientar que tanto para N1 como para N2 houve um aumento no valor dos módulos tangente e secante durante a etapa de recarregamento, para o mesmo nível de deformações.

Alternativamente, é possível plotar esses dados considerando a relação entre a rigidez (produto entre módulo e área) e o nível de deformação. Dessa forma, exclui-se a variável geométrica referente às diferentes seções (diâmetros) definidos ao longo da estaca (Figura 6-6). Com base nessas curvas verifica-se que, assim como para os valores de módulo, as curvas que representam a rigidez secante tendem a apresentar a estabilização de valores com o aumento das deformações. Em contrapartida, ao avaliar o comportamento da rigidez tangente não é possível identificar uma tendência bem definida de comportamento.

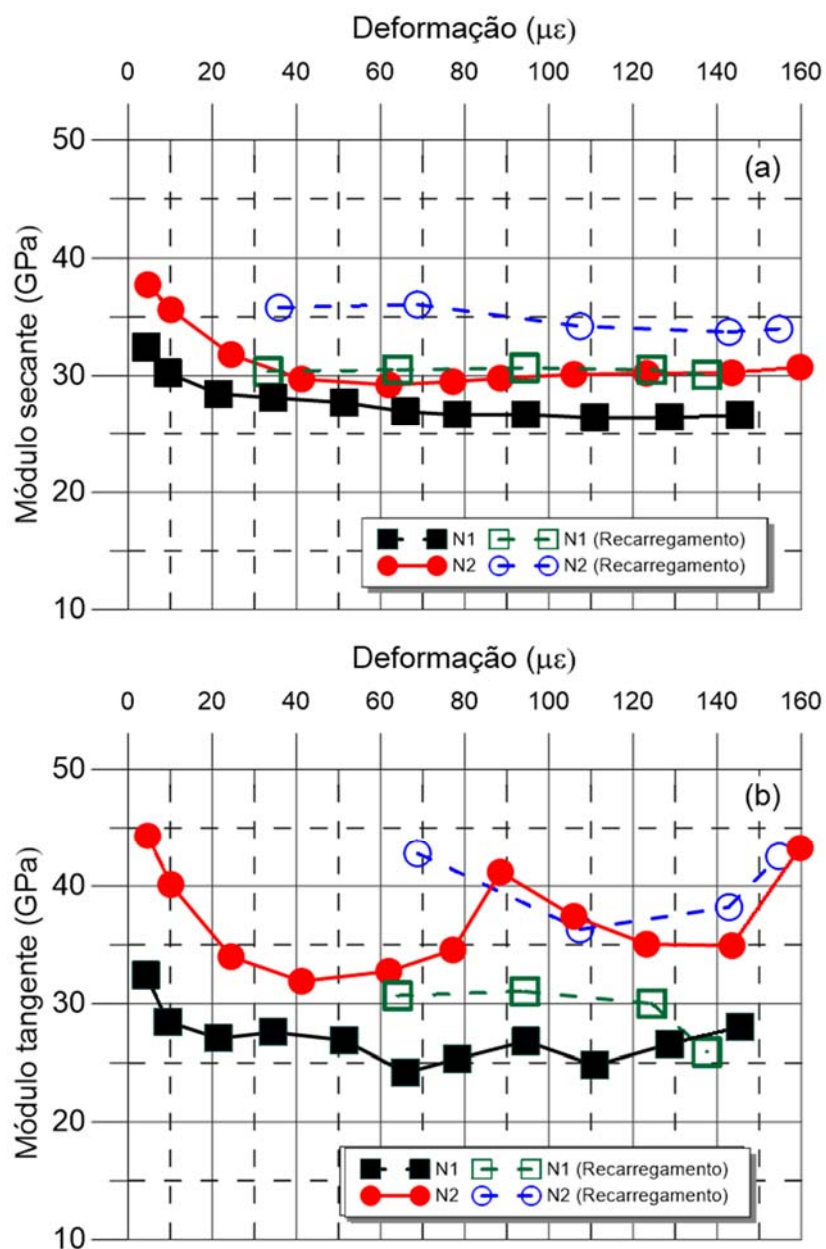


Figura 6-5 – Comparativo entre módulos obtidos para a ET-04 (PCE-01): (a) Módulo secante e (b) Módulo tangente

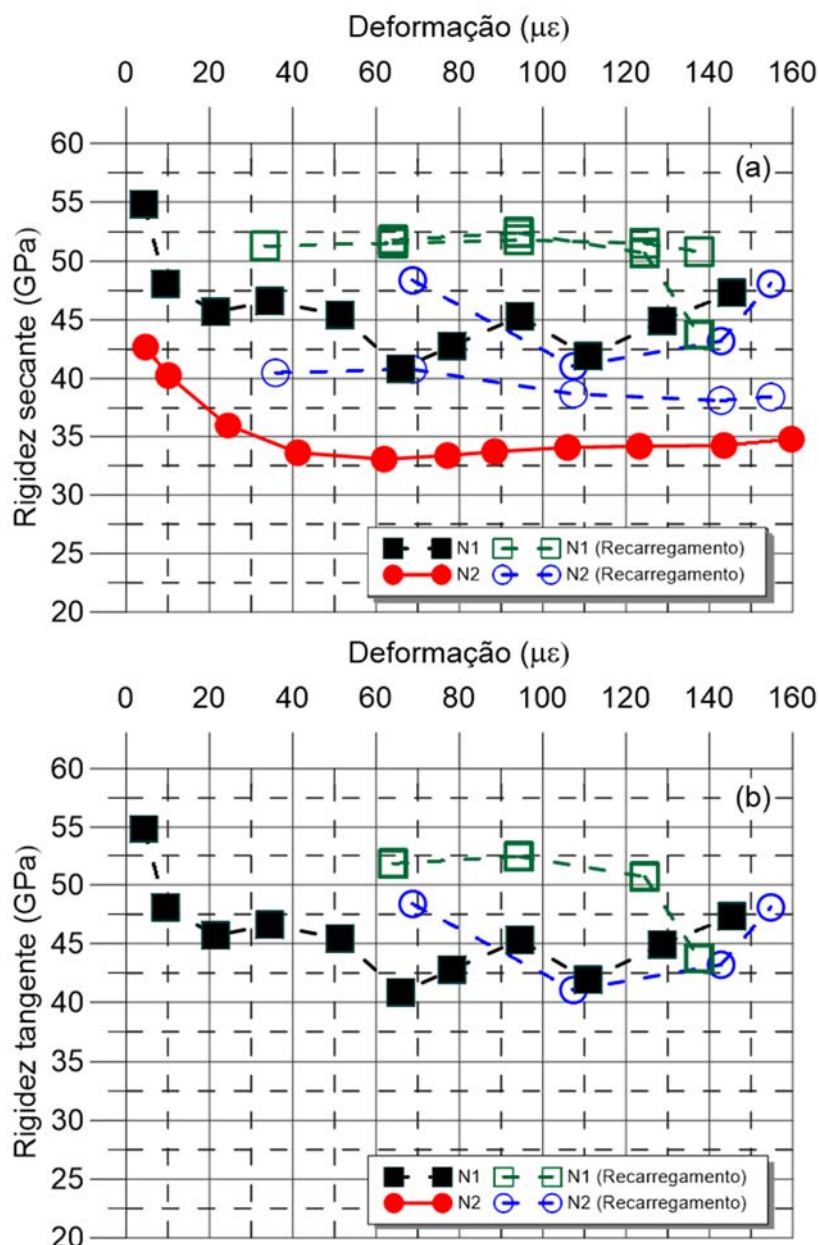
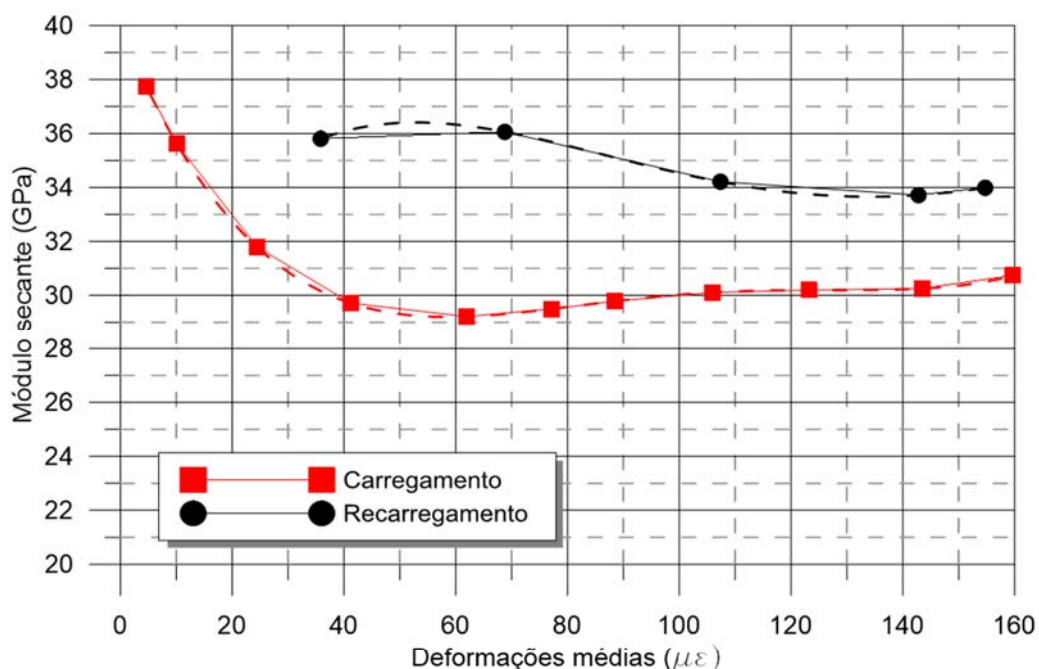


Figura 6-6 – Comparativo entre rigidez tangente e secante obtidos para a ET-04 durante a PCE-01: (a) Rigidez secante e (b) Rigidez tangente

Com base nesses resultados e no contexto descrito no item 6.1.1, propôs-se interpretar o módulo secante em função do nível de deformações para a PCE-01. Para tal, os carregamentos medidos pelo nível N1, posicionado dentro do bloco, foram calculados de forma individual em função do nível de deformação obtido em cada incremento de carga. Para os demais níveis, obteve-se uma curva de quarto grau (Figura 6-7) que representa a relação entre os valores de módulo e deformação ao longo do nível N2 (mais próximo à superfície). Estes valores foram aplicados para calcular a magnitude dos carregamentos medidos ao longo dos níveis N2 a N8.

A distribuição de cargas ao longo da profundidade e o atrito lateral unitário calculados a partir da determinação dos módulos, segundo o procedimento descrito, são apresentados

na Figura 6-8. Com base nesses resultados, verifica-se que a parcela de resistência de ponta representa apenas 17% da carga total aplicada. Além disso, observa-se que a maior parcela de atrito lateral unitário está concentrada nas profundidades entre 4,0m e 7,0m, e também na camada mais superficial entre 1,2m e 4,0m. Tal comportamento é coerente com a estratigrafia apresentada nos ensaios de cone, que representa a região de ocorrência de areias de maior densidade relativa. Na Figura 6-9 apresenta-se a distribuição do atrito lateral unitário em função do deslocamento medido no topo da estaca. Observa-se que o atrito lateral unitário medido na prova de carga PCE-01 varia entre 3 kN/m<sup>2</sup> e 65 kN/m<sup>2</sup>, para um valor médio de aproximadamente 35 kN/m<sup>2</sup>. É possível observar ainda que não houve estabilização desses valores, ou seja, esgotamento do atrito lateral, para o nível de carregamentos imposto (deformações de até 6% do diâmetro da estaca).



#### Carregamento

$$Y = 39.90668558 - 0.5017460902 * X + 0.008221120103 * X^2 - 5.508928444E-005 * X^3 + 1.316923491E-007 * X^4$$

$$R^2 = 1$$

#### Recarregamento

$$Y = 28.01231469 + 0.3964304062 * X - 0.006175876615 * X^2 + 3.533383356E-005 * X^3 - 6.699217146E-008 * X^4$$

$$R^2 = 1$$

Figura 6-7 – Equações definidas para relacionar o valor de módulo com o nível de deformação ao longo da PCE-01 na ET-04



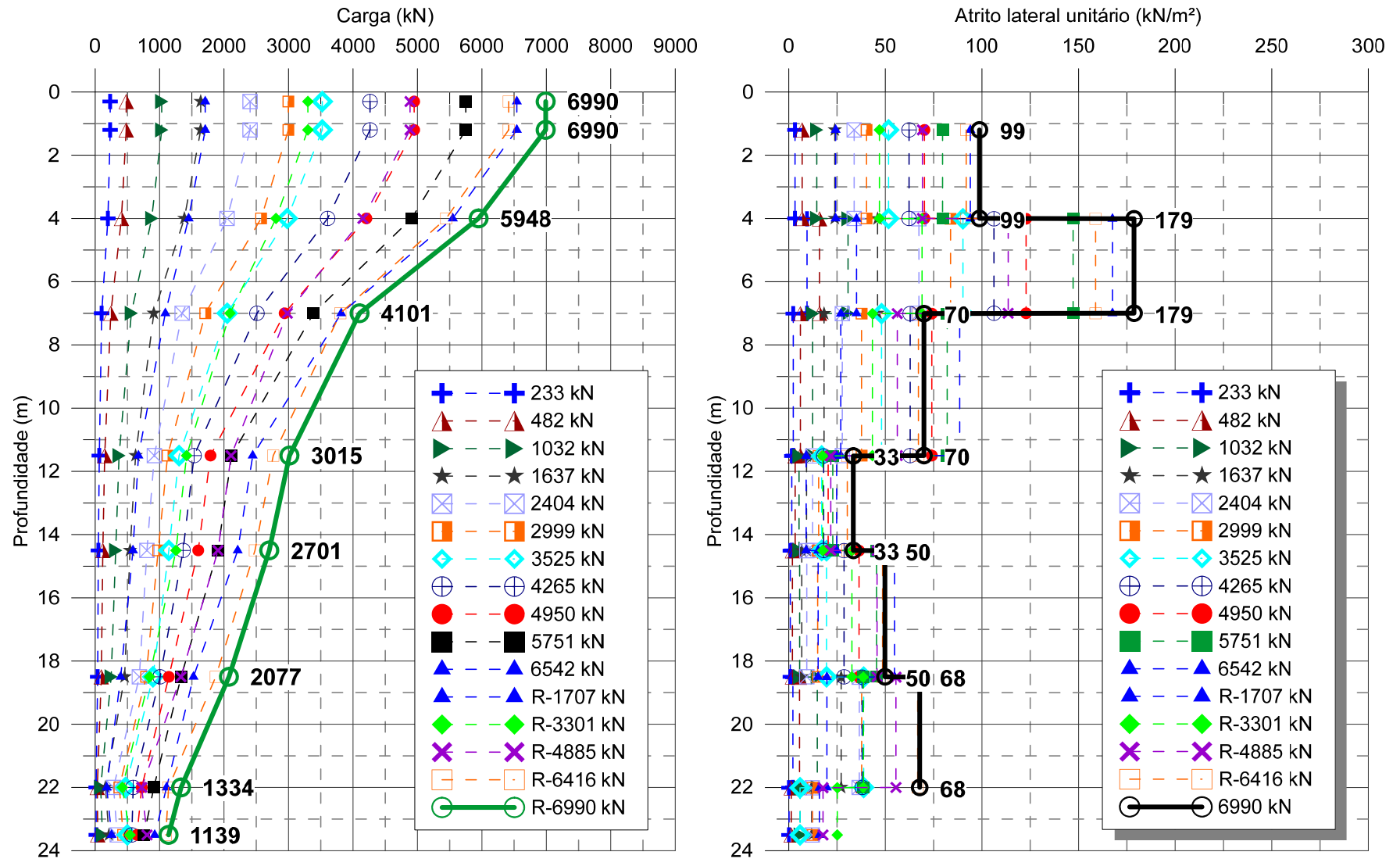


Figura 6-8 – Comportamento medido ao longo da PCE-01 na ET-04: à esquerda a distribuição de carga e à direita o atrito lateral unitário

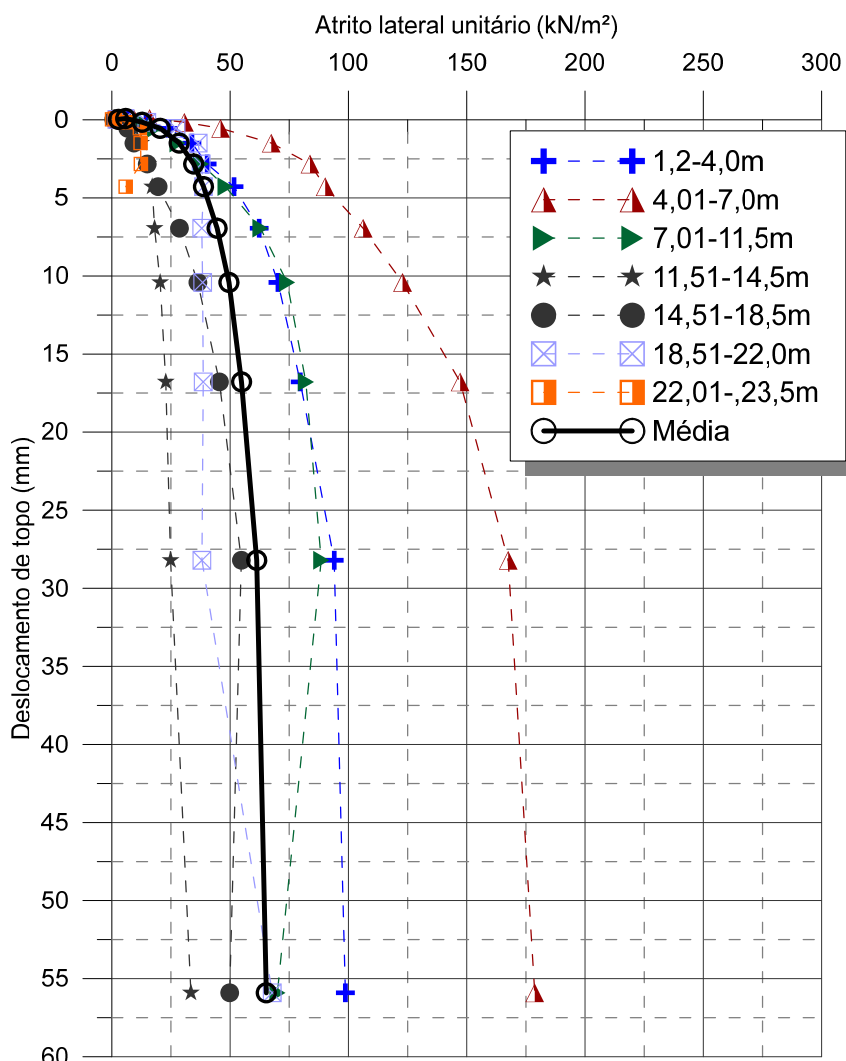


Figura 6-9 – Distribuição do atrito lateral unitário em função do deslocamento de topo durante a PCE-01

Uma análise paramétrica é apresentada com o objetivo de identificar/avaliar a influência do valor de módulo na determinação da curva correspondente à distribuição de cargas, e conseqüentemente das parcelas que representam o atrito lateral e a resistência de ponta. Algumas metodologias de cálculo foram aplicadas para esta finalidade, conforme pode ser observado na Figura 6-10. Nesta figura foram comparados os resultados obtidos através dos seguintes procedimentos:

- “ $E = f(\text{deformação})$ ” Equação definida com base em uma função de quarto grau, onde o módulo varia de acordo com a deformação medida (relação entre o nível de deformação medido e o valor de módulo correspondente).
- “ $E = f(\text{deformação em } N1 \text{ e } N2)$ ” representando a curva obtida com a base em módulos calibrados em função de  $N1$  e  $N2$ , sendo o módulo de  $N2$  aplicado para os níveis  $N2$  a  $N8$ ;

- Utilização de um módulo único ao longo de toda a profundidade e consequentemente para todos os níveis de deformação (20 GPa, 25 GPa, 30 GPa, 35 GPa, 40 GPa)
- Procedimentos descritos na norma brasileira Técnicas (2004)
- Procedimentos descritos pela ACI Formulas (2004 e Francis A. Oluokun and J. Harold Deatherage (1991).

Com base nos resultados obtidos, verifica-se que a utilização de valores de módulo estimados pelas normas da NBR e ACI produz resultados inconsistentes de transferência de carga ao longo dos quatro primeiros metros da estaca e, portanto, foram desconsiderados. Cabe salientar que não foram observadas diferenças significativas entre essas prescrições normativas, o que permite concluir que a adoção de qualquer uma dessas duas técnicas fornece resultados equivalentes. A utilização de um valor único de 35 GPa (módulo secante obtido por N2 durante o primeiro carregamento) resultaria em uma curva próxima à calculada a partir da instrumentação, porém, ao se utilizar o módulo obtido no recarregamento (40 GPa) - etapa do ensaio correspondente ao incremento de carga de 6990 kN, os resultados tenderiam a superestimar a capacidade de carga da estaca. Para este ensaio, as curvas obtidas pelas metodologias que definem o módulo em função da deformação (calibrada com a curva obtida em N2) e aquela que utiliza apenas os valores de módulo obtidos ao longo de N2 resultaram em resultados similares. Além disso, os resultados obtidos com os módulos calculados a partir do ensaio de compressão, realizado no dia do carregamento estático, com as metodologias da NBR e da ACI mostraram-se próximos ao obtido com a instrumentação, em comparação às curvas obtidas com ensaios 28 dias após a execução da estaca.

Em conclusão, a adoção de valores de módulo entre 20 e 30 GPa subestima a capacidade de carga da estaca. Ao adotar um módulo único de 35 GPa (valor médio obtido ao longo do primeiro carregamento da PCE-01), os resultados mostraram-se satisfatórios (*i.e.* próximos aos calculados por meio da instrumentação). Contudo, ressalta-se a importância da instrumentação para o entendimento da transferência de carga ao longo da profundidade.

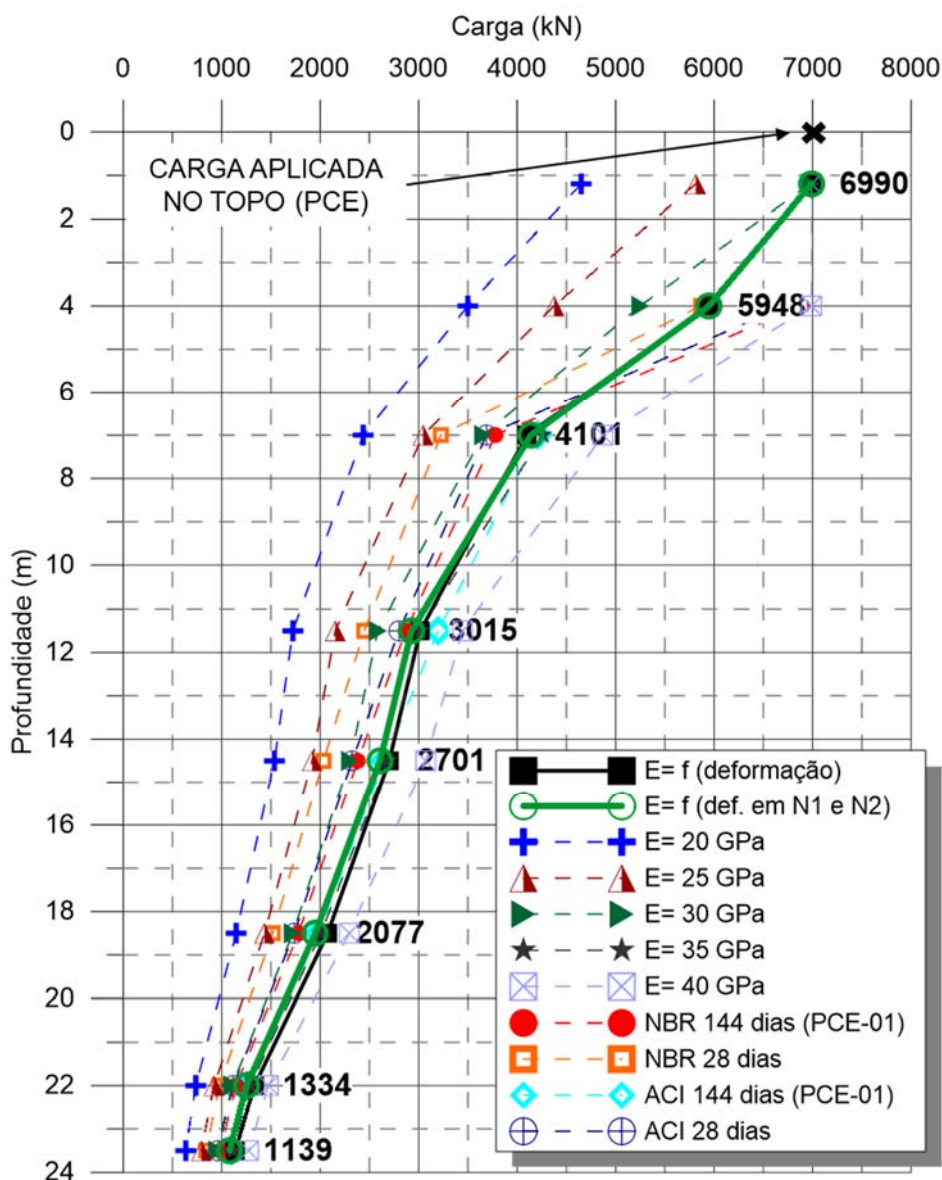


Figura 6-10 – Comparativo distribuição de cargas com diferentes módulos e metodologias para o carregamento de 6990 kN na ET-04

### 6.1.3. Estaca ET-06 (PCE-02 e PCE-03)

Na Figura 6-11 apresenta-se a relação entre a carga aplicada no topo da estaca e a deformação média obtida em cada incremento, para cada nível instrumentado medido durante os ensaios PCE-02 e PCE-03. Para o procedimento adotado durante a prova de carga PCE-02 não houve solicitação nos níveis N6, N7 e N8, comportamento esperado em função do carregamento com sistema de drenagem aberto (estaca flutuante sem mobilização de ponta no nível das células hidro expansivas). Além disso, as variações obtidas com os sensores N4/N5 e N7/N8 apresentaram um comportamento similar, o que pode ser associado a variações no diâmetro nessas áreas. Com relação à PCE-03, ao analisar o comportamento

medido pelos sensores N4 e N5, verifica-se que o atrito começa a se desenvolver na região a partir do 5º ou 6º incremento de carga. Nas demais seções (N1 a N3), o comportamento medido é linear com a profundidade, caracterizando o desenvolvimento de atrito lateral durante todo o carregamento aplicado.

Conforme descrito anteriormente (Capítulo 4), uma análise baseada no perfil estratigráfico obtido por meio de sondagens SPT e CPTu em conjunto com os resultados do ensaio térmico de integridade (TIP) permitiu definir pequenas variações no diâmetro nominal da estaca: N1= 1,10 m, N2= 1,10 m, N3= 1,06 m, N4= 1,15 m, N5= 1,00 m, N6= 1,10 m, N7= 1,06 m e N8= 1,00 m. Cabe salientar que esta geometria é corroborada pelo volume de concreto utilizado, conforme relatório executivo da estaca ET-06. Com isso, verifica-se que o comportamento apresentado entre as seções 4 e 5 pode estar associado a pequenas variações na geometria da estaca. Com relação às curvas nos níveis 7 e 8, assim como descrito para a ET-04, tais resultados podem estar associados ao processo executivo de instalação, como consequência de diferenças associadas à interface solo estaca na região próxima à ponta.

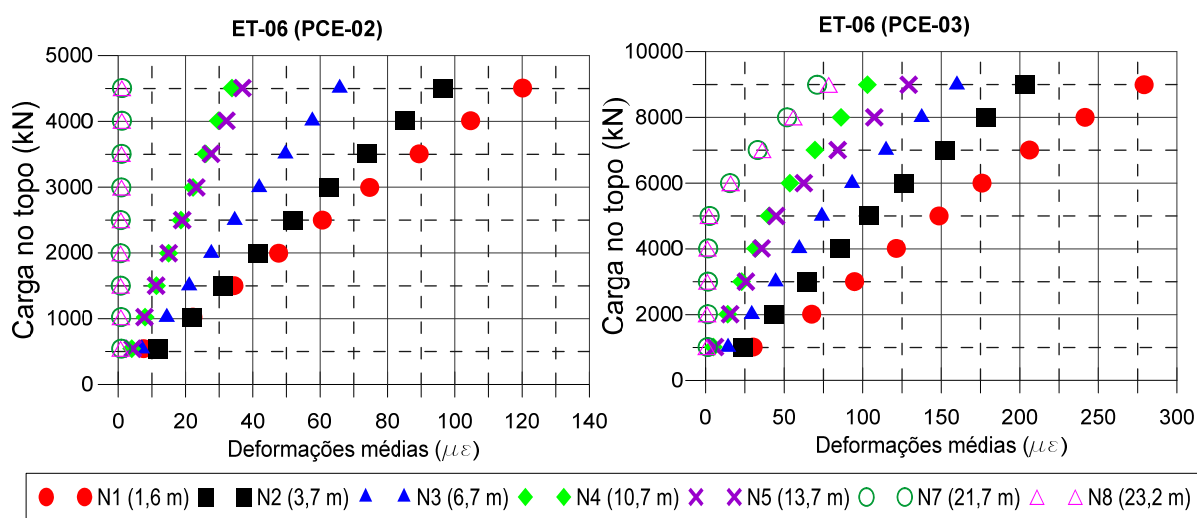


Figura 6-11 – Relação entre carga aplicada no topo e deformação: à esquerda (PCE-02): carregamento com o sistema de drenagem aberto e à direita (PCE-03): carregamento com o sistema de drenagem fechado

Com base nas deformações medidas ao longo da PCE-02 e PCE-03, e assim como apresentado para a PCE-01, uma análise dos valores de módulos tangente e secante foi desenvolvida (Figura 6-12), sendo os valores de módulo tangente representados por linhas tracejadas e secante por linhas cheias. Tais informações representam as leituras obtidas com o sensor instalado no nível 1 (0,3 m abaixo do topo da estaca).

Com base nesses resultados, observa-se inicialmente que assim como na PCE-01, as variações do módulo tangente tendem a ser maiores, enquanto as variações do módulo secante apresentam uma tendência maior de estabilização. Além disso, observa-se que para

um mesmo nível de deformações (abaixo de  $120 \mu\epsilon$ ) os valores de módulo obtidos para a PCE-03 foram menores que aqueles obtidos durante a PCE-02. Associa-se a esse nível de deformações um período de recarregamento da estaca. Ao avaliar a curva da PCE-03, a partir de  $120 \mu\epsilon$ , verifica-se que os resultados obtidos representam uma continuidade da curva da PCE-02. Com base nesses resultados, e como parte das análises que serão apresentadas nos itens subsequentes, uma análise de sensibilidade considerando essas variações no módulo de elasticidade será apresentada.

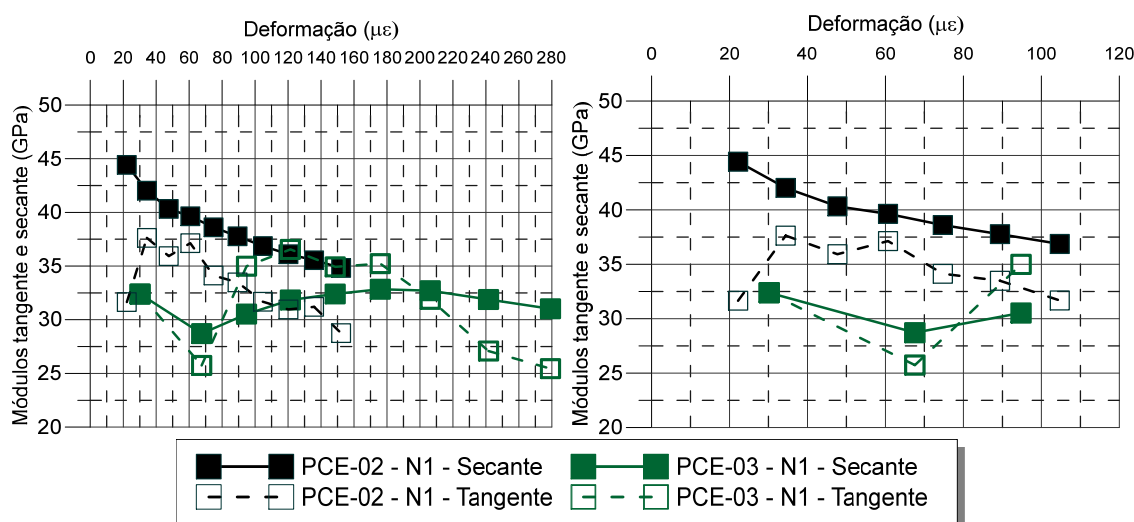
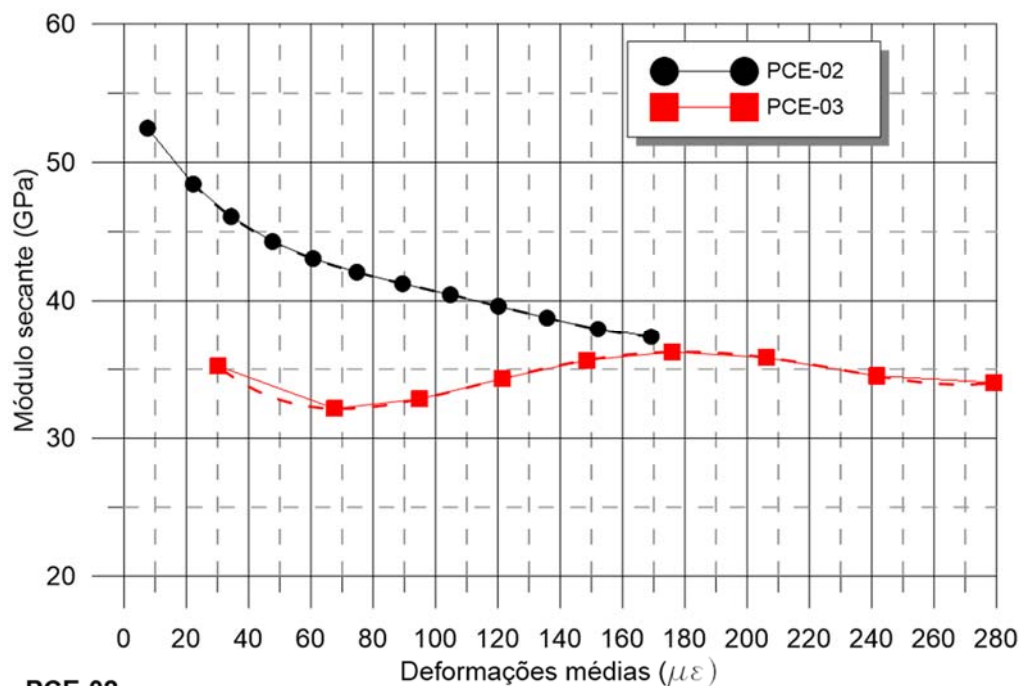


Figura 6-12 – Comparativo entre módulos tangente e secante em todos os ensaios na ET-06: à esquerda escala geral de deformações e à direita eixo das deformações limitado a  $120 \mu\epsilon$

A ausência de estabilização dos valores de módulo observada ao longo da PCE-02 indica que não houve esgotamento total da parcela de atrito lateral com base nos carregamentos impostos, conforme postulado em situação similar por Fellenius (2016). Em contrapartida, o comportamento medido durante a PCE-03 mostra uma tendência de estabilização para valores de módulo entre 30 e 35 GPa.

Assim como para a PCE-01, buscou-se inicialmente calibrar uma equação que representa as variações do módulo secante em função do nível de deformação (Figura 6-13). Para tal, utilizou-se o valor de módulo obtido em cada incremento de carga a partir de N1, para interpretação das provas de carga PCE-02 e PCE-03. A distribuição de cargas obtida com base nesse procedimento é apresentada na Figura 6-14, sendo o atrito lateral unitário mostrado na Figura 6-15. Com base nesses resultados, verifica-se que a parcela de resistência de ponta representa apenas 23% da carga total aplicada durante a PCE-03. Com relação ao atrito lateral unitário, observa-se que a maior parcela se encontra na camada mais superficial (entre 1,6 e 3,7 m) seguida da camada entre 3,7 e 6,7 m, que representa uma região com presença de areia muito densa.

**PCE-02**

$$Y = 55.22729527 - 0.3977928532 * X + 0.004752392952 * X^2 - 2.862580181E-005 * X^3 + 6.351728259E-008 * X^4$$

$$R^2 = 1$$

**PCE-03**

$$Y = 44.20274453 - 0.4330708346 * X + 0.005124083731 * X^2 - 2.226733329E-005 * X^3 + 3.224232623E-008 * X^4$$

$$R^2 = 1$$

Figura 6-13 – Equações obtidas para calibração dos valores de módulo em função do nível de deformação

Na Figura 6-16 é possível analisar ainda a distribuição do atrito lateral unitário em função do deslocamento medido no topo da estaca durante as provas de carga PCE-02 e PCE-03. Verifica-se que o atrito lateral unitário médio durante a PCE-02 chegou a valores de 85 kN/m<sup>2</sup> enquanto na PCE-03 foi de 103 kN/m<sup>2</sup>, sendo possível concluir ainda que para o nível de carregamento aplicado não houve estabilização desses valores, ou seja, esgotamento do atrito lateral. Observa-se ainda que, assim como para a PCE-01 na ET-04, o trecho entre 1,6 e 3,7 m (entre os níveis N1 e N2) apresentou os maiores valores de atrito ao longo dos dois ensaios. Com relação à região com menor desenvolvimento de atrito, tem-se o trecho entre 10,71 e 13,70 m para a PCE-02 e entre o N5 e N6 (21,71 a 23,20 m) para a PCE-03.

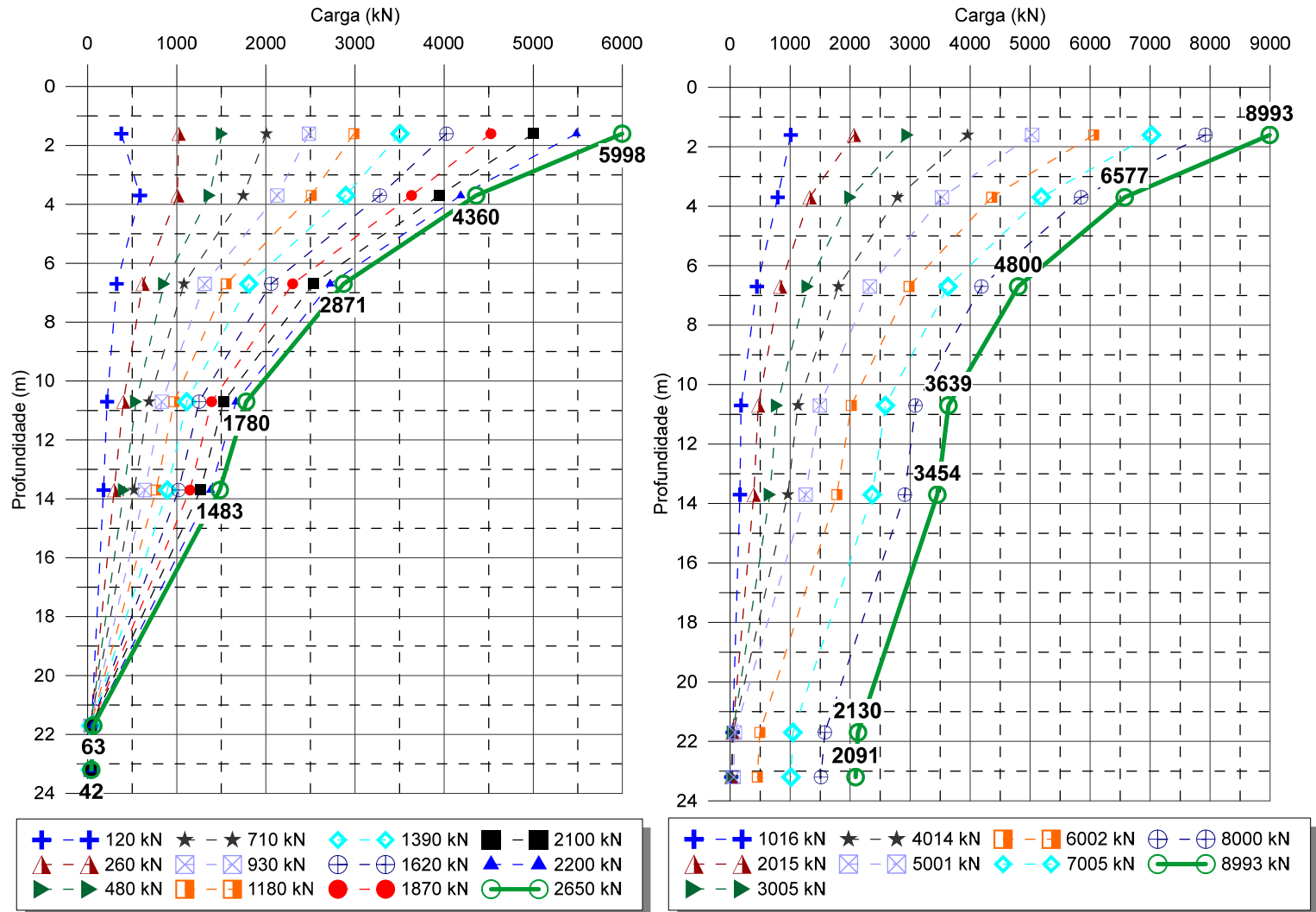


Figura 6-14 – Distribuição de carga na ET-06: à esquerda durante a PCE-02 e à direita durante a PCE-03



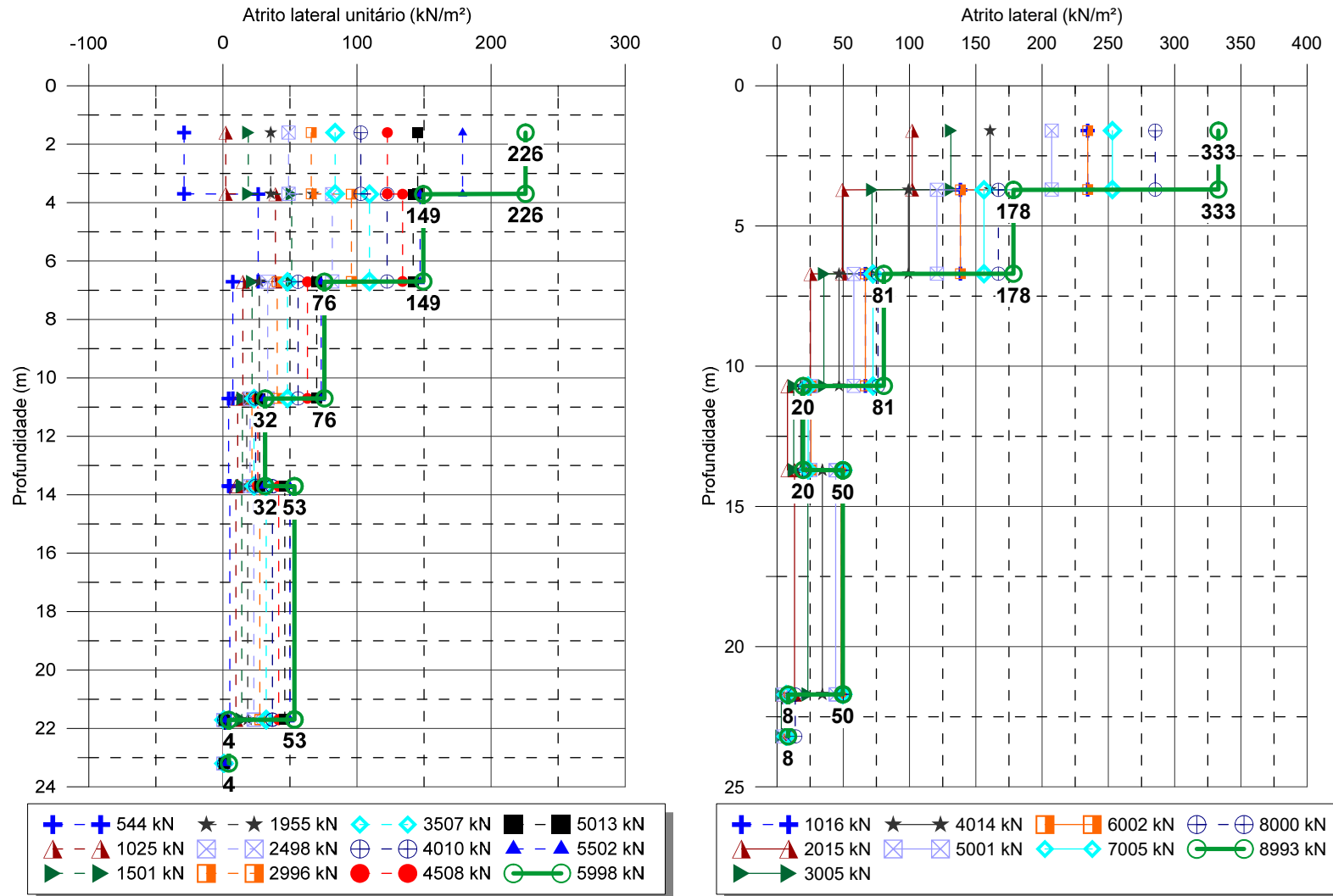


Figura 6-15 – Distribuição do atrito lateral unitário na ET-06: à esquerda durante a PCE-02 e à direita durante a PCE-03

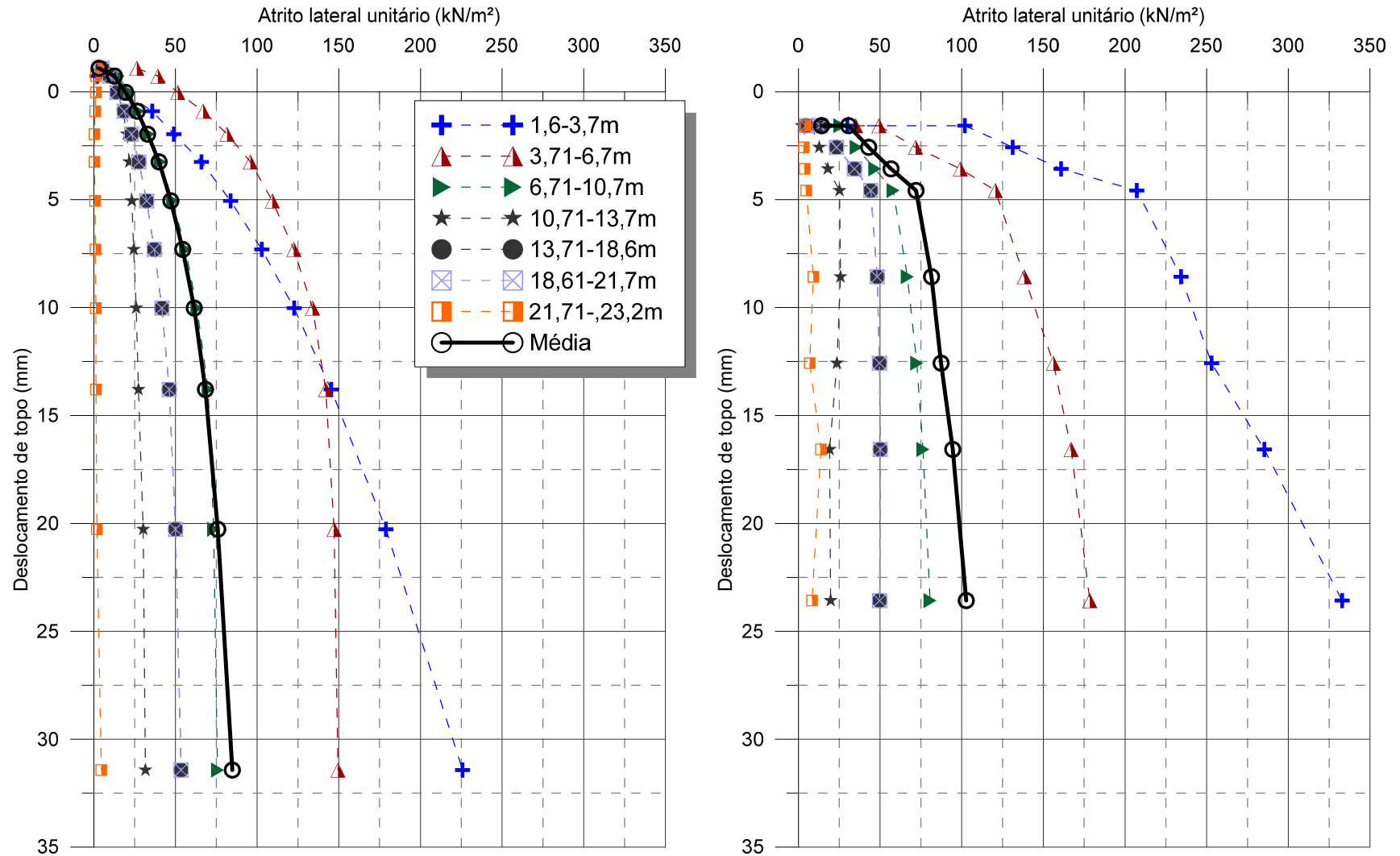


Figura 6-16 – Distribuição do atrito lateral unitário em função do deslocamento de topo na ET-06: à esquerda durante a PCE-02 e à direita durante a PCE-03

Assim como apresentado para a prova de carga PCE-01 da estaca ET-04, foram avaliadas as curvas de distribuição de carga obtidas por outras metodologias de cálculo. Foram comparados resultados obtidos com a aplicação de um único valor de módulo, por meio das normas brasileiras e estadunidense e ainda através de uma equação calibrada com base apenas nos valores de módulo obtidos em N1 (Figura 6-17).

Com base nos resultados obtidos para esses dois ensaios, observa-se inicialmente que a utilização de valores únicos de módulo de 20, 25 e 30 GPa ou das metodologias NBR ou ACI para a resistência à compressão de 28 dias tendem a apresentar uma transferência de cargas menor do que a obtida por meio da instrumentação. Ao comparar os resultados obtidos com a técnica já apresentada ( $E = f(\text{deformação})$ ) com aquela que utiliza apenas os valores de módulo do primeiro nível de instrumentação ( $E = f(\text{deformação em N1})$ ) observa-se que a segunda abordagem tende a superestimar a curva de transferência de cargas e conseqüentemente a resistência de ponta. Para esses ensaios, é possível constatar ainda pequenas diferenças entre os resultados obtidos pelas normas brasileiras e estadunidense, cabendo salientar que as curvas obtidas para a resistência à compressão em 72 dias representam um comportamento mais similar ao obtido com a instrumentação.

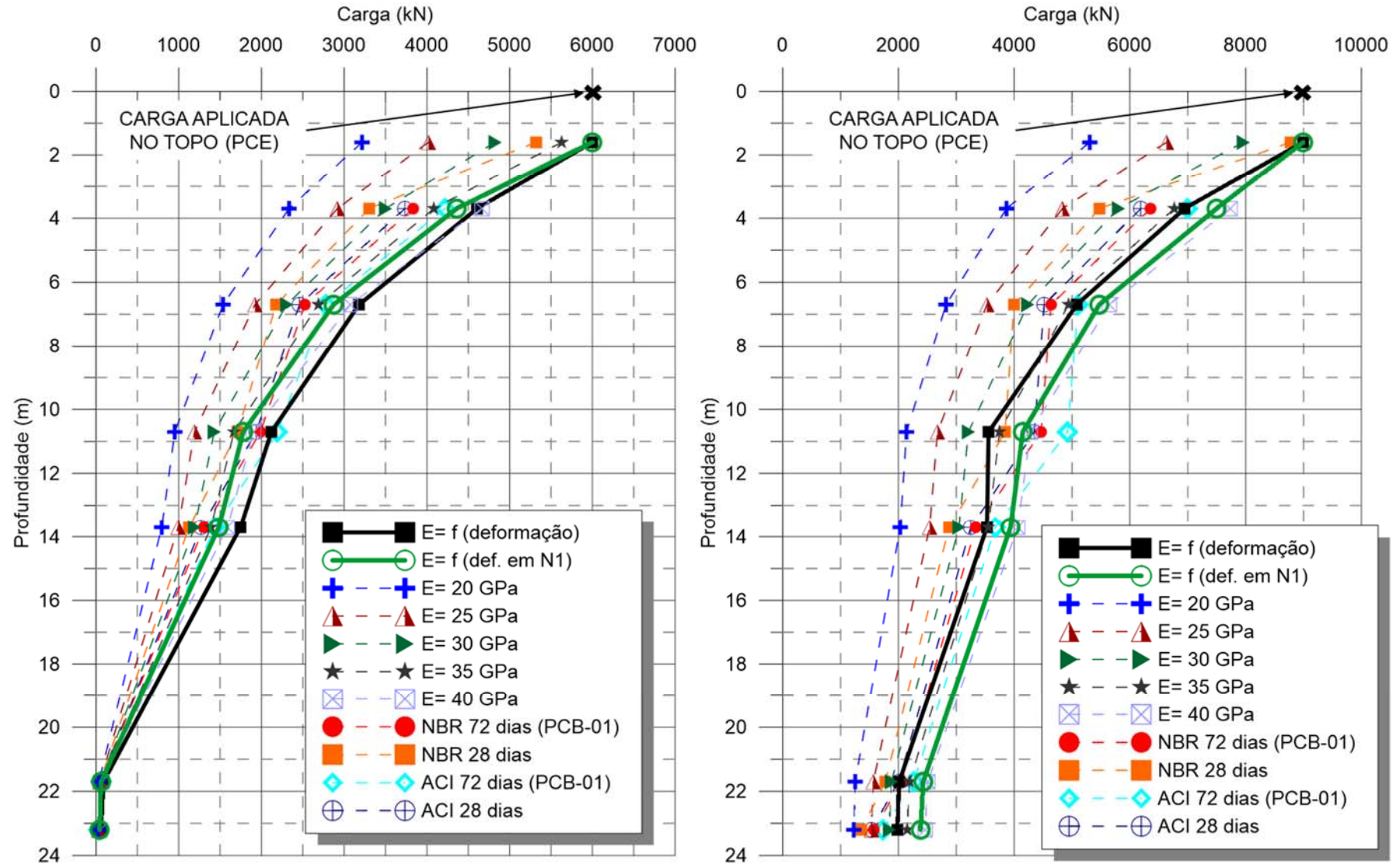


Figura 6-17 – Comparativo distribuição de cargas com diferentes módulos e metodologias: à esquerda durante a PCE-02 e à direita durante a PCE-03

Na Figura 6-18 é apresentado um comparativo entre os valores de atrito lateral obtidos durante os carregamentos máximos impostos para os diferentes métodos ao longo das provas de carga PCE-02 e PCE-03. Com base nesses resultados é possível identificar diferenças de até 87% entre os valores obtidos nos dois ensaios. A comparação de valores obtidos com a aplicação da norma brasileira para 28 dias (valores usualmente empregados) e 72 dias (data do carregamento bidirecional) permite observar resultados muito próximos para esses dois períodos, com exceção dos resultados da NBR para a PCE-02, onde houve um ganho de resistência de até 13% da parcela de atrito lateral. Cabe salientar que ao comparar a metodologia proposta pela norma brasileira e a estadunidense não foram encontradas diferenças significativas (entre 1 e 2%). Destaca-se que o uso dos módulos obtidos apenas para o primeiro nível instrumentado representou valores de atrito lateral até 6% menores para a PCE-03 em relação àqueles obtidos por meio da equação calibrada em função da deformação.

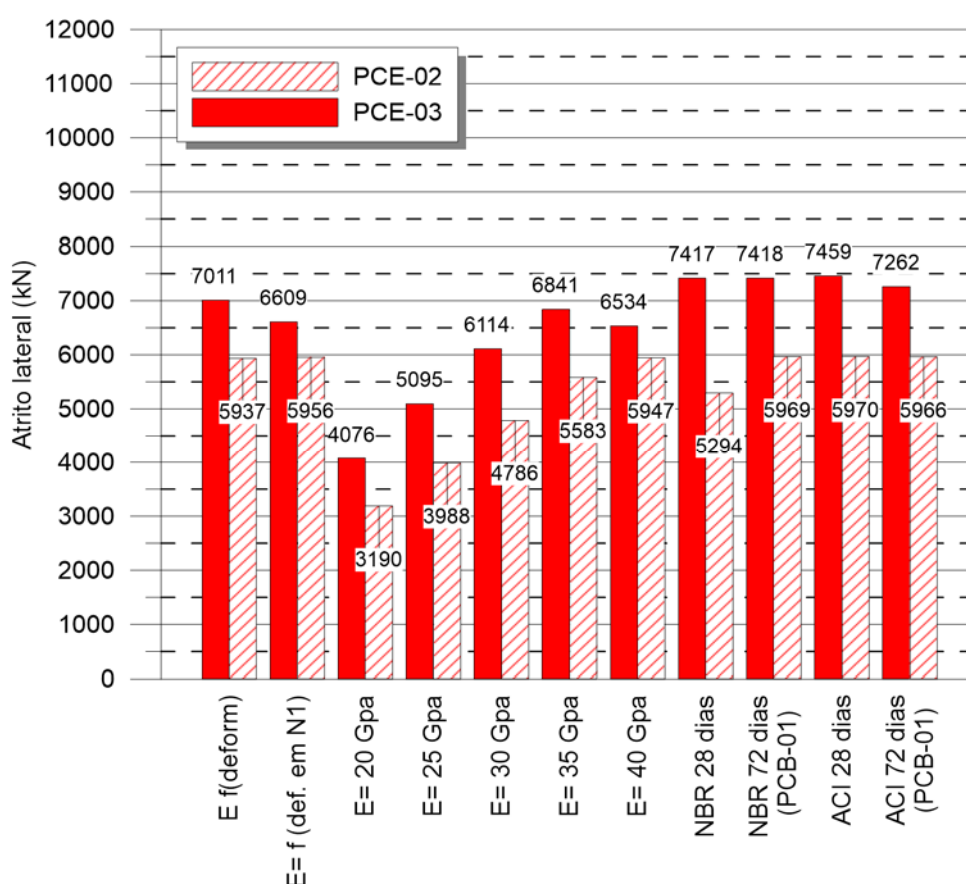


Figura 6-18 – Comparativo entre valores de atrito lateral obtidos com diferentes módulos

Com relação à parcela correspondente à resistência de ponta (Figura 6-19), as análises concentram-se apenas nas diferenças obtidas ao longo da PCE-03 visto que durante a PCE-02 a ponta não foi mobilizada. Ao comparar a resistência de ponta obtida durante a PCE-03 para as diferentes metodologias avaliadas, observam-se diferenças de até 50% entre

as técnicas avaliadas, sendo o valor obtido com a utilização de um módulo único de 30 GPa o mais próximo do encontrado com base na instrumentação ( $E = f(\text{deformação})$ ). A utilização de valores de resistência à compressão do concreto com 72 dias refletiu em um ganho de contribuição referente à resistência de ponta em comparação aos valores obtidos com 28 dias (aproximadamente 16% com base na norma nacional e de 13% com base na norma estadunidense). Cabe salientar que os últimos corpos de prova de concreto da estaca ET-06 foram rompidos no dia da PCB-01 (72 dias após a execução da estaca) e neste item estão sendo analisados os resultados obtidos com a PCE-02 e PCE-03 (323 dias após a execução da estaca). Com isso, possivelmente os valores encontrados por meio da aplicação dessas normas, a partir de resultados de resistência à compressão do concreto na data dos carregamentos, poderiam estar associados à um ganho de resistência ainda maior e, conseqüentemente, estarem mais próximos aos obtidos por meio da instrumentação ( $E = f(\text{deformação})$ ).

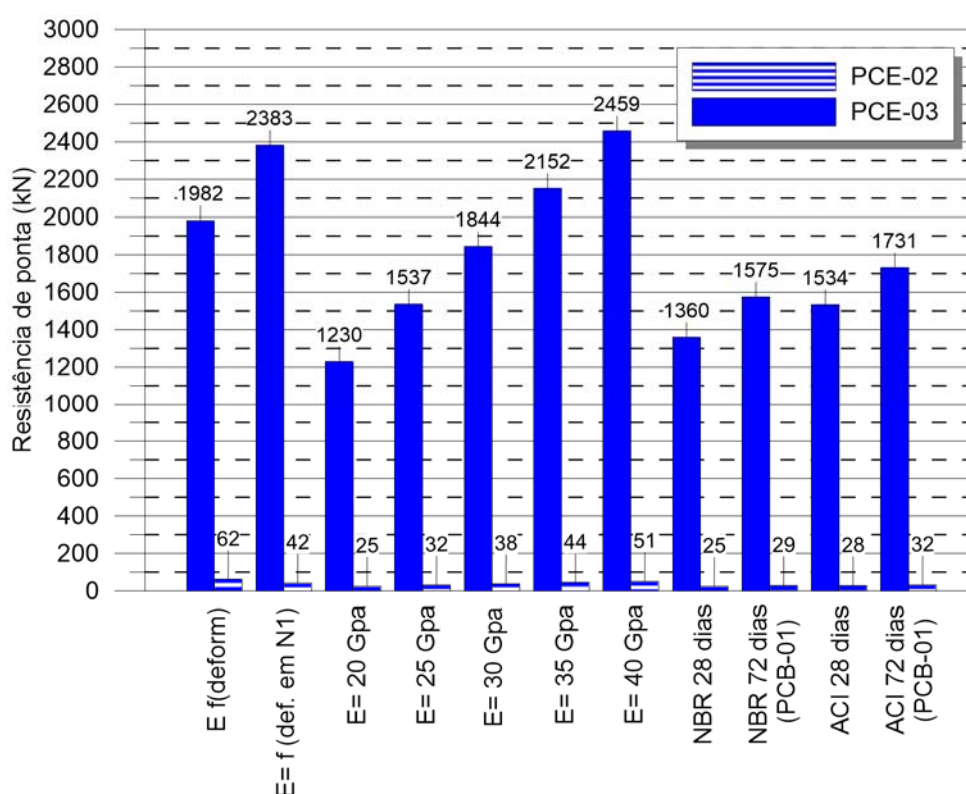


Figura 6-19 – Comparativo entre valores de resistência de ponta obtidos com diferentes módulos

#### 6.1.4. Estaca ET-06 (PCB-01)

Na Figura 6-20 apresenta-se a relação entre a carga aplicada pelas células expansivas e a deformação média obtida em cada incremento e em cada nível instrumentado. Verifica-se que as variações obtidas são condizentes com o comportamento esperado: maiores junto à profundidade de instalação das células expansivas e que o nível de carregamento imposto pelo ensaio PCB-01 não resultou em deformações significativas na região do sensor N1 (0,3 m abaixo do topo da estaca – cota 1,6 m). Além disso, verifica-se que para deformações acima de  $80 \mu\epsilon$  o comportamento dos níveis 6 a 8 foi bastante similar, podendo ser associado ao esgotamento do atrito lateral na parte inferior da estaca e às variações de geometria descritas anteriormente.

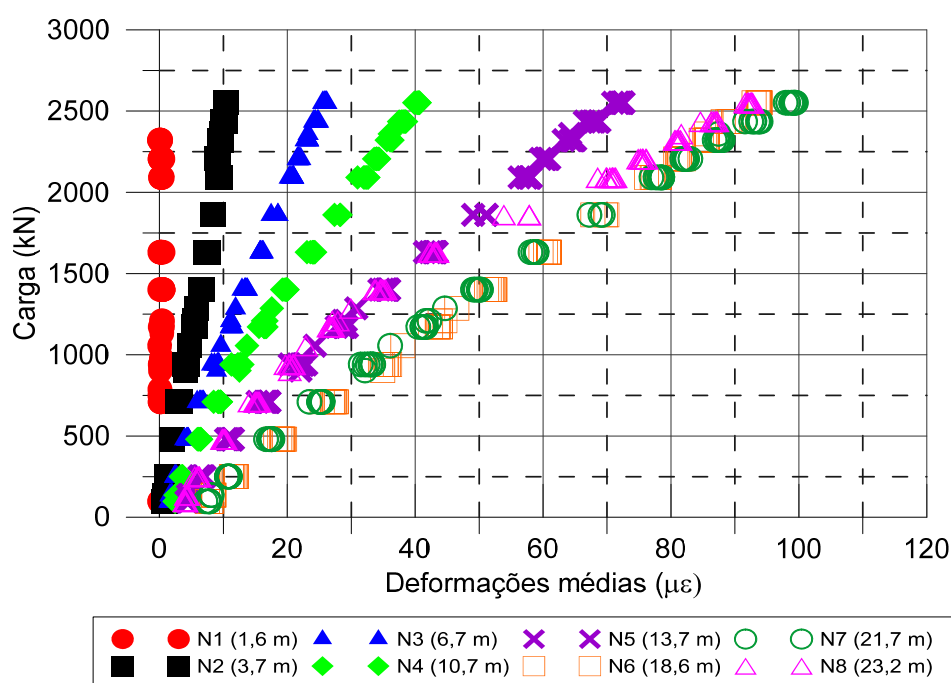


Figura 6-20 – Leituras dos *strain gages* durante o carregamento bidirecional na ET-06

Assim como apresentado para os três carregamentos de topo descritos anteriormente (PCE-01 a PCE-03), uma análise dos valores dos módulos tangente e secante foi desenvolvida (Figura 6-21). Para interpretação dos dados do ensaio bidirecional foram avaliados inicialmente os sensores instalados nos níveis 6 e 7, que correspondem àqueles posicionados imediatamente acima e abaixo das células expansivas, respectivamente. Assim como para as provas de carga de topo, verifica-se que o módulo secante tende a apresentar resultados mais estáveis em relação ao módulo tangente, ainda que exista uma pequena diferença entre os valores obtidos com base em N6 e N7.

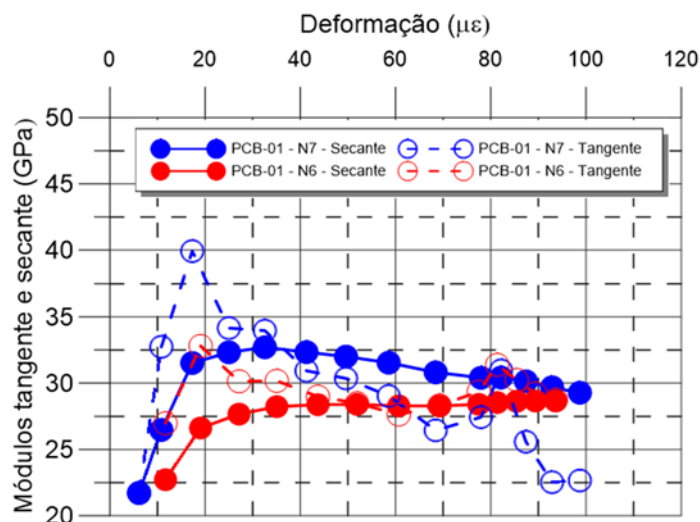


Figura 6-21 – Valores de módulo secante obtidos com base em N6 e N7 para a ET-06

Na Figura 6-22 todos os valores de módulo obtidos para a ET-06 são apresentados de forma sobreposta (carregamento de topo e bidirecional). Observa-se que os valores obtidos durante a PCB-01 e PCE-03 apresentam uma ordem de grandeza bastante similar (entre 28 e 32 GPa) para deformações acima de 60  $\mu\epsilon$ , porém inferiores ao obtido com a PCE-02.

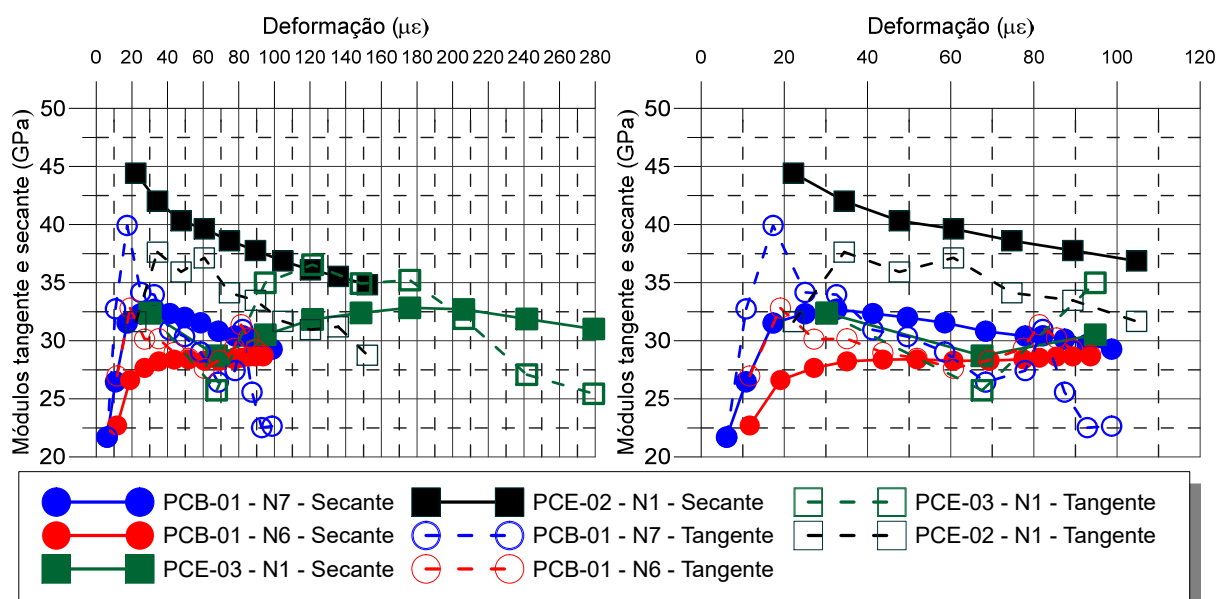


Figura 6-22 – Comparativo entre módulos tangente e secante em todos os ensaios na ET-06: à esquerda escala geral de deformações e à direita eixo das deformações limitado a 120  $\mu\epsilon$

Seguindo a mesma metodologia descrita para a PCE-01, PCE-02 e PCE-03, foram avaliadas as curvas de distribuição de carga obtidas por meio das leituras de deformação nos níveis N6 e N7 (sensores mais próximos ao ponto de aplicação de carga, ou seja, às células



expansivas). A Figura 6-23 apresenta as equações de ajuste obtidas por meio desses dois níveis para correlacionar o valor do módulo com o nível de deformação medido.

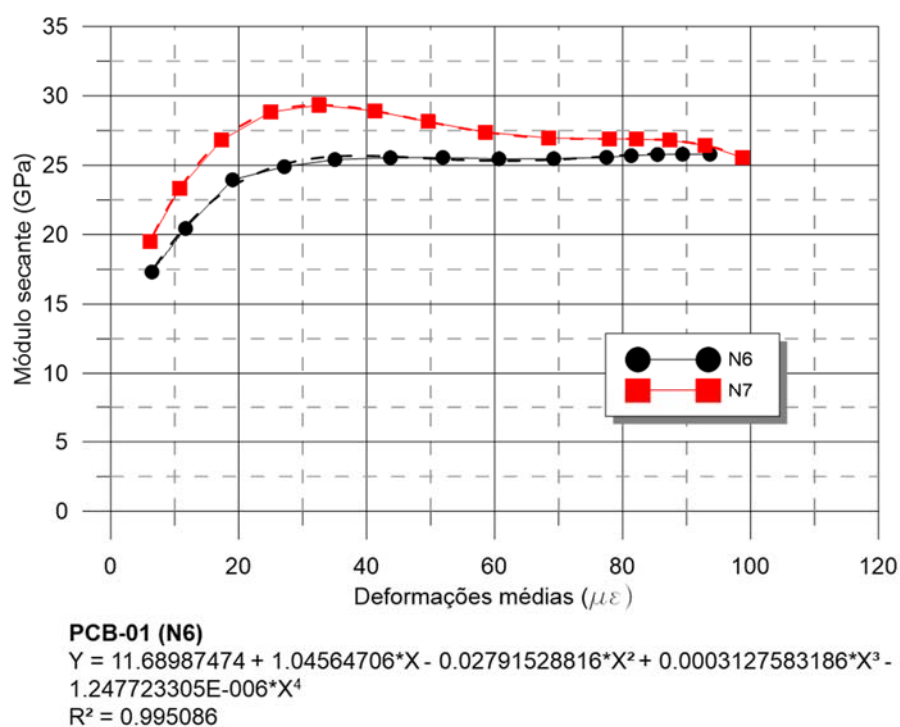


Figura 6-23 – Equações de calibração dos valores de módulo em função da deformação durante a PCB-01 na ET-06

Com base na Figura 6-24 observa-se que os resultados obtidos a partir de N6 e N7 foram similares sendo definida, com isso, a utilização apenas de N7 para as demais análises que serão apresentadas, devido ao fato deste sensor estar posicionado a uma distância menor que N6 do ponto de aplicação de cargas. Na Figura 6-25 as curvas que representam o atrito lateral unitário ao longo da profundidade e dos incrementos de carga são apresentadas. Com base nesses resultados, observa-se que as maiores parcelas de atrito lateral médio encontradas durante a PCB-01 foram de aproximadamente 43 kN/m<sup>2</sup> entre 3,7 e 6,7 m e 49 kN/m<sup>2</sup> na região próxima ao ponto de aplicação de carga (entre os níveis 6 e 7).

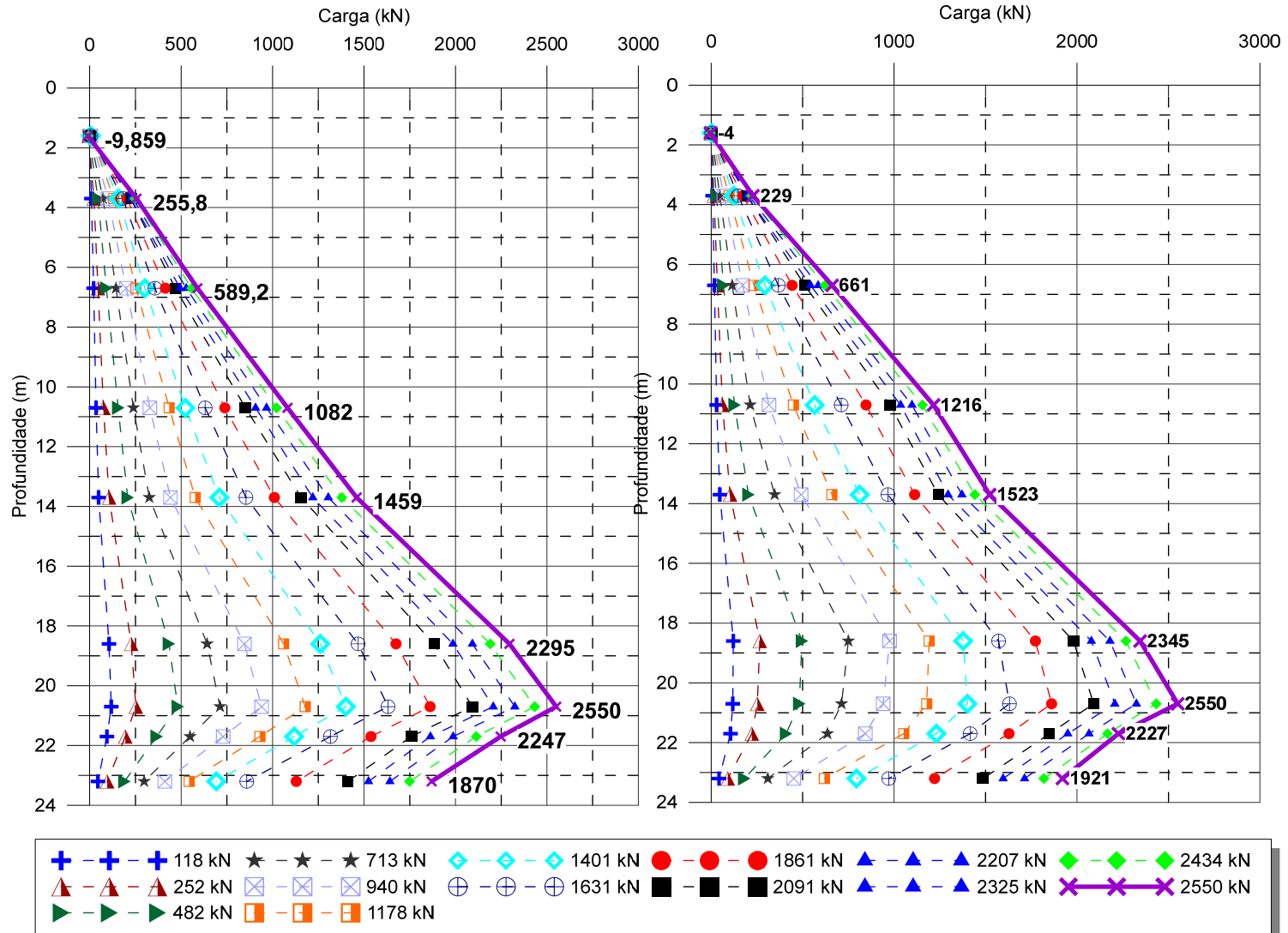


Figura 6-24 – Distribuição de carga obtida para a PCB-01 na ET-06: à esquerda a partir de N6 e à direita a partir de N7

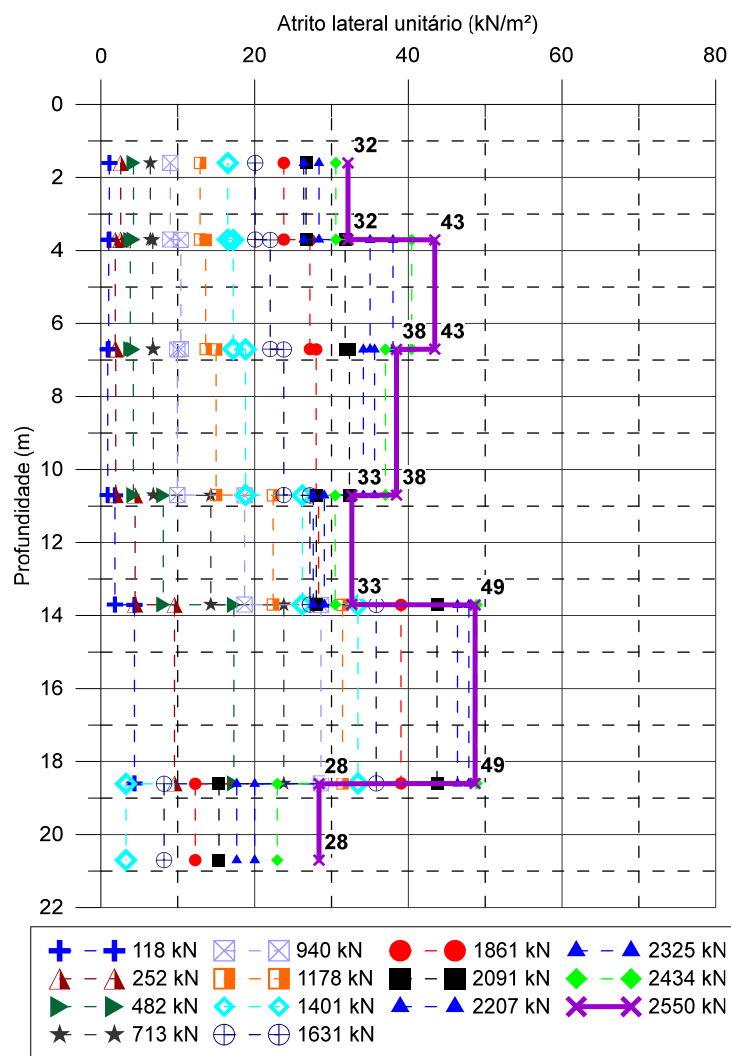


Figura 6-25 – Atrito lateral unitário ao longo da PCB-01 a partir de N7

Como parte do processamento desses resultados, obteve-se uma curva carga *versus* deslocamento denominada “curva equivalente” no intuito de compará-la com os resultados obtidos durante o carregamento convencional. Para tal, adotou-se um procedimento simples que consistiu em somar carregamentos aplicados nas partes superior e inferior da estaca obtidos para um mesmo em um mesmo carregamento. Com isso, a curva limitou-se ao maior deslocamento obtido na parte ascendente, de 5,88 mm. Os resultados obtidos com esse procedimento representam as linhas cheias da Figura 6-26.

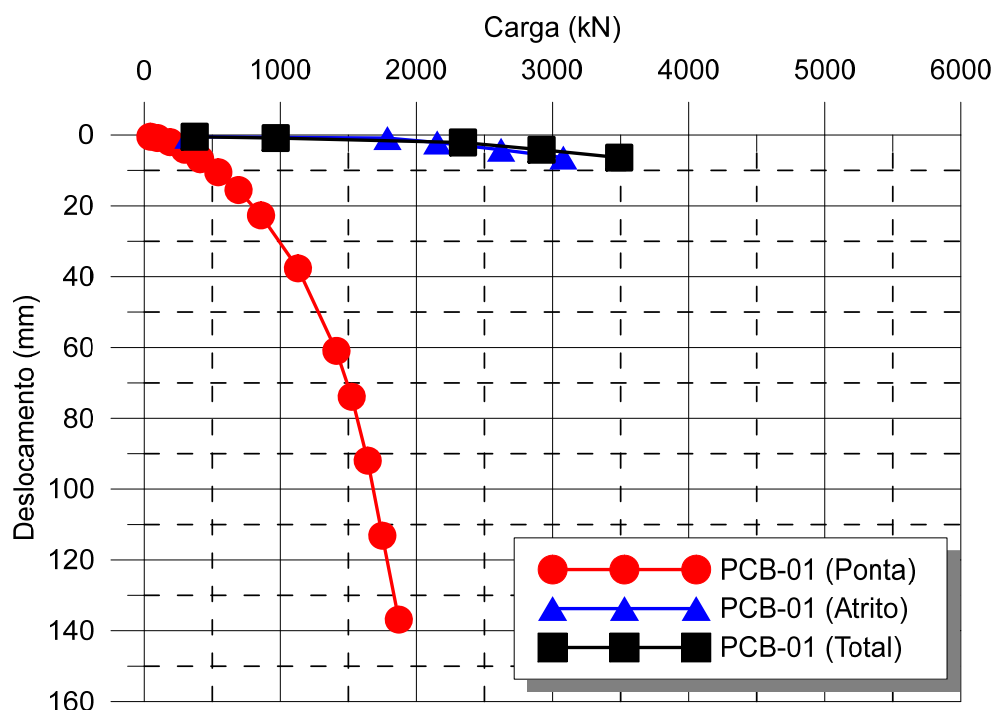


Figura 6-26 – Curva carga - recalque equivalente PCB-01

Assim como realizado para os carregamentos de topo (PCE-01 a PCE-03), buscou-se avaliar as curvas de distribuição de carga obtidas com diferentes módulos.

Na Figura 6-27 é possível observar as diferentes curvas de distribuição de carga encontradas. Verifica-se inicialmente que assim como para a PCE-01 na ET-04, a curva obtida por meio da equação calibrada com base no nível de deformação e aquela obtida utilizando apenas o módulo obtido em função de  $N_7$  apresentaram resultados bastante similares. A adoção de um módulo único de 20 GPa tendeu a subestimar os resultados enquanto as demais metodologias superestimaram tanto a contribuição do atrito lateral como a resistência de ponta como é o caso dos módulos de 30, 35 e 40 GPa. Com relação aos módulos obtidos por meio dos procedimentos normativos, destaca-se que os resultados obtidos para 28 dias se mostraram mais similares às curvas obtidas pela instrumentação que aqueles obtidos com 72 dias (data de execução do ensaio bidirecional).

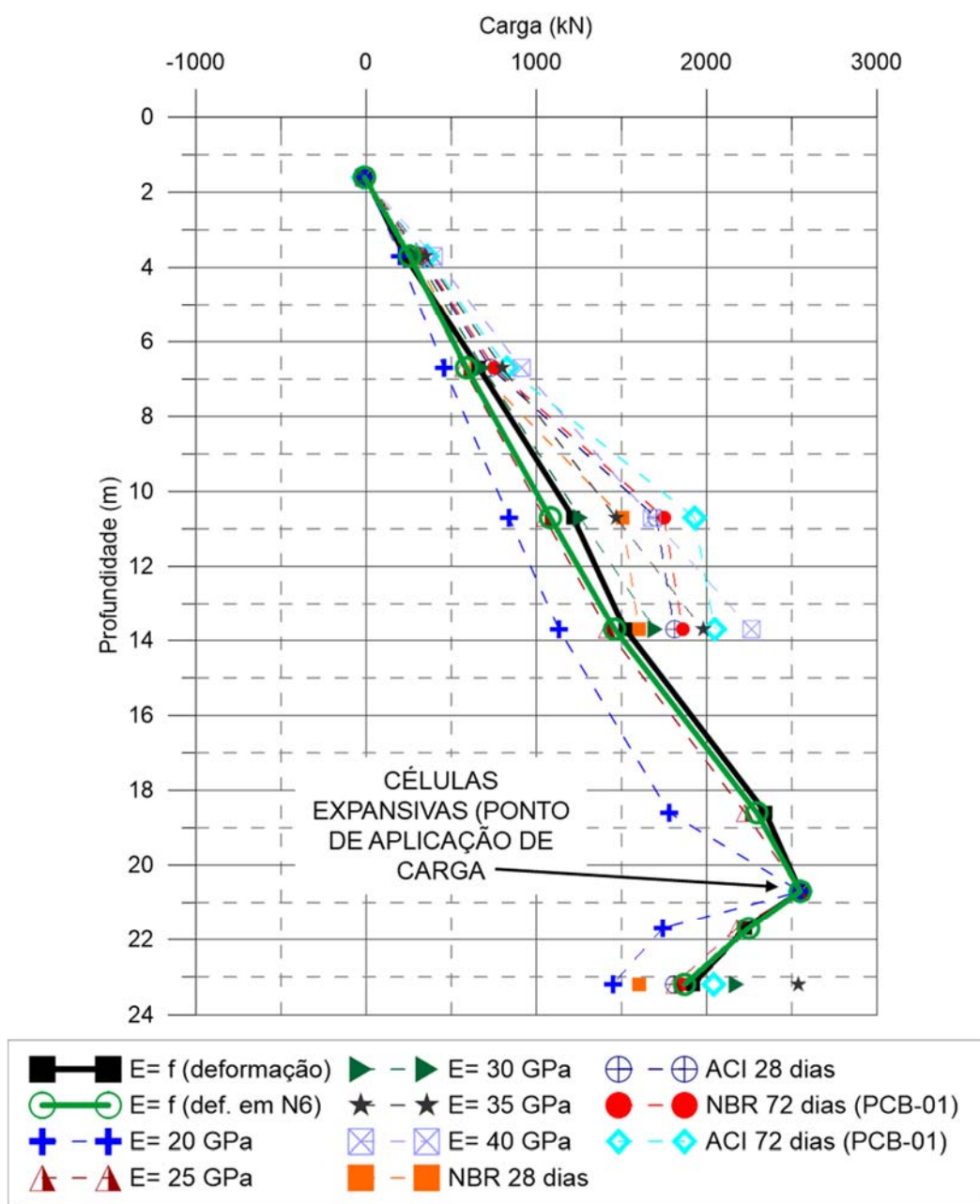


Figura 6-27 – Comparativo distribuição de cargas com diferentes módulos e metodologias para o carregamento de 2550 kN durante a PCB-01 na ET-06

## 6.2. COMPARATIVOS

Para que os resultados obtidos ao longo das quatro provas de carga descritas pudessem ser comparados, foram aplicados procedimentos padronizados pré-definidos. Ao analisar a variação dos carregamentos em função do tempo de ensaio (Figuras 6-28 e 6-29), conclusões importantes podem ser obtidas. Verifica-se que as quatro provas de carga foram executadas seguindo um mesmo procedimento, incluindo intervalos de aplicação de carga regulares de 120 minutos. Excluem-se desta configuração os três primeiros incrementos de

carga da PCE-01 e os estágios de descarregamento e recarregamento, em níveis onde a carga aplicada era inferior à máxima imposta no carregamento anterior.

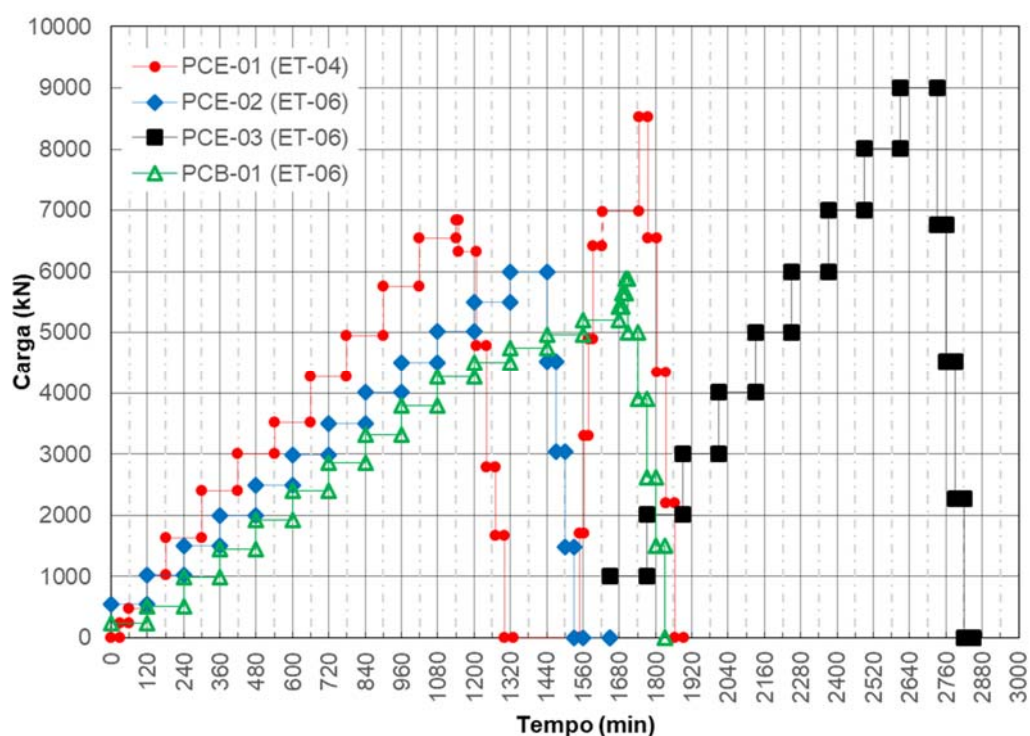


Figura 6-28 – Variação dos carregamentos em função do tempo durante as provas de carga realizadas

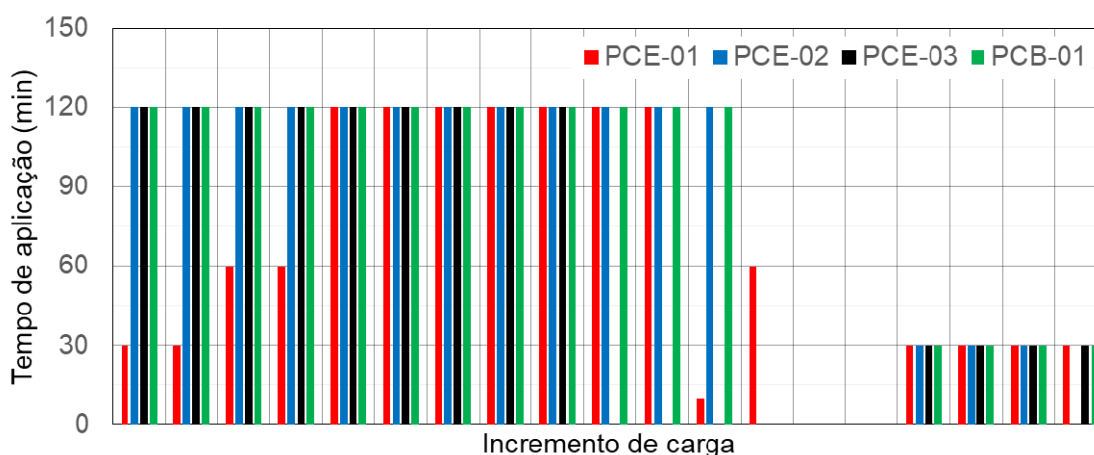


Figura 6-29 – Variação do tempo de aplicação dos incrementos de carga impostos nas provas de carga realizadas

Conforme descrito no Capítulo 4 deste trabalho, o intervalo de aplicação de cargas de duas horas foi estabelecido de modo a atender as orientações da norma nacional e dos principais procedimentos internacionais (ASTM e Eurocode). Com base nos resultados obtidos, é possível concluir que a definição do procedimento com tempo de aplicação de cargas fixo atendeu aos objetivos do estudo de gerar análises comparativas, sendo necessário, entretanto, desconsiderar alguns incrementos de carga onde o nível de deformações medido pelos *strain gages* não foi estabilizado durante esse intervalo de

aplicação de carga. Com base nos procedimentos de ensaio adotados, as análises propostas nos parágrafos subsequentes serão classificadas em 3 grupos:

1. Análise em termos de cargas totais aplicadas:
  - a. PCE-01
  - b. PCE-02
  - c. PCE-03
  - d. PCB-01
2. Análise em termos de atrito lateral:
  - a. PCE-01
  - b. PCE-02
  - c. PCE-03
  - d. PCB-01
3. Análise em termos de resistência de ponta:
  - a. PCE-01
  - b. PCE-03
  - c. PCB-01

### 6.2.1. Distribuição de carga

Na Figura 6-30 um comparativo com a distribuição de carga total em todos as provas de carga analisadas é apresentado. À esquerda, é possível observar os resultados em uma escala generalizada e à direita com uma escala em y expandida para deslocamentos de até 50 mm. Verifica-se que os resultados obtidos com esses ensaios foram similares, principalmente para os primeiros 8 mm de deslocamento de topo. De forma a complementar, na Figura 6-31 um comparativo considerando apenas a contribuição de resistência por atrito lateral é apresentado. Novamente, observa-se que os resultados obtidos foram similares. É possível observar que a PCE-02 mobilizou uma parcela um pouco maior de atrito que a PCB-01, o que pode ser associado ao fato da célula expansiva não estar na posição ideal (ensaio foi finalizado por rompimento da ponta da estaca). É possível associar ainda esse ganho de resistência à formação de resistência residual entre um ensaio e outro (251 dias). A similaridade entre os resultados obtidos com a PCE-01 e PCE-02 permite concluir ainda que o carregamento bidirecional (PCB-01) executado previamente à PCE-02 não representou mudanças significativas nos mecanismos de transmissão de carga. Ainda que existam esforços residuais atuantes, sua ordem de grandeza não reflete mudanças importantes no comportamento do elemento de fundação.

Na Figura 6-32 um comparativo entre a distribuição de carga final obtida com todos os ensaios é apresentado. Nela, adicionou-se uma curva denominada “PCB-01 Invertida” que

---

Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas

representa uma metodologia de análise proposta em trabalhos como: Altaee, Evgin and Fellenius, 1992; Fellenius and Tan, 2010; Fellenius, 2015; Nguyen and Fellenius, 2015. A técnica consiste de um “espelhamento” da curva obtida com o ensaio bidirecional de modo a comparar os resultados obtidos com carregamentos de topo. Com base nesses resultados, verifica-se que a curva invertida apresentou uma configuração muito próxima àquela encontrada com a PCE-03 a partir de 7 m de profundidade. Para a região mais superficial (até os 7 m), os resultados obtidos pelo ensaio bidirecional foram inferiores, o que pode ser associado aos diferentes tipos de carregamento, mas, está certamente relacionado com os diferentes níveis de deformação impostos nas camadas superficiais durante os dois ensaios. Conforme descrito anteriormente, o posicionamento definido para a instalação das células (cota 20,7 m) resultou em um esgotamento do atrito lateral e rompimento da resistência de ponta da parte inferior da estaca, enquanto na porção superior obteve-se um deslocamento de apenas 5 mm aproximadamente. Caso as células hidro expansivas tivessem sido posicionadas em uma cota mais próxima ao ponto neutro de aplicação de cargas na estaca, as curvas ascendente e descendente teriam recalques similares e o atrito lateral da porção superior teria sido mais mobilizado e, conseqüentemente essa inversão da curva resultaria valores maiores de atrito nas camadas mais superficiais.

Cabe salientar ainda que a diferença encontrada no comportamento medido para a PCE-02 em relação aos demais ensaios é coerente e esperada visto que neste ensaio apenas o elemento superior da estaca (19,92 m) foi mobilizado, conforme pode ser visualizado no detalhe apresentado na Figura 6-32. Verifica-se que de modo geral os valores de resistência de ponta encontrados representam uma ordem de grande muito similar para a PCE-03 e a PCB-01, enquanto o valor encontrado na PCE-01 (realizado na ET-04) representou uma ordem de grandeza inferior.

As análises propostas pelo presente trabalho onde um mesmo elemento de fundação foi submetido a esses dois tipos de carregamento representam resultados sem histórico de publicação na literatura. Fellenius e Tan (2010) comparam resultados obtidos em duas estacas instrumentadas com diâmetro de 1,0 m e comprimento de 37,3 e 38,3 m submetidas a quatro provas de carga, sendo as etapas 1 e 3 caracterizadas por carregamentos convencionais de topo e 2 e 4 por ensaios bidirecionais. Salienta-se que os 4 ensaios foram realizados de forma consecutiva, diferentemente das análises apresentadas no presente estudo onde houve um período de 252 dias entre um ensaio e outro, considerado suficiente para estabilizar possíveis efeitos de setup em areias que seriam da ordem de 50 a 100% de ganho ao longo dos primeiros 100 dias segundo Jardine & Standing (2012). Cabe salientar que esse e outros estudos que discutem o ganho de resistência ao longo do tempo em areias baseia-se normalmente em estacas cravadas ou mega e fundamentam-se muitas vezes em avaliações de resultados de ensaios de laboratório (e.g. triaxiais), provas de carga dinâmicas



e estáticas (e.g. Chow et al. 1997, Shek, Zhang & Pang 2006, Lehane et al 2012, Aghakouchakn, Sim & Jardine, 2015, Lim & Lehane 2015, Zhang & Wang 2015).

Com base na distribuição de carga gerada a partir desses resultados, os autores concluem que os carregamentos de topo resultam em uma parcela maior de atrito lateral ao longo dos primeiros 30 m de profundidade, enquanto na porção inferior da estaca (30 a 37,3 ou 38,3 m) obteve-se uma parcela maior de atrito com os carregamentos bidirecionais. Cabe salientar que as informações ou os resultados apresentados pelos autores não permitem uma análise crítica dessas conclusões. A ausência de bibliografia com resultados e análises completas comparando o comportamento medido por meio das duas técnicas de aplicação de carga impossibilita a comparação com os resultados obtidos ao longo da presente pesquisa e enaltece a importância do escopo aqui desenvolvido.

Ainda na Figura 6-32 (gráfico à direita) é possível observar um comparativo entre o atrito lateral unitário obtido ao longo de todos os ensaios avaliados. Observa-se que com exceção do primeiro trecho (entre N1 e N2) e do último (entre N7 e N8) os valores encontrados foram bastante similares, com valores médios de 50 kN/m<sup>2</sup>. No item subsequente, uma análise em detalhe buscando interpretar tal diferença de comportamento nas camadas superficiais será apresentada.

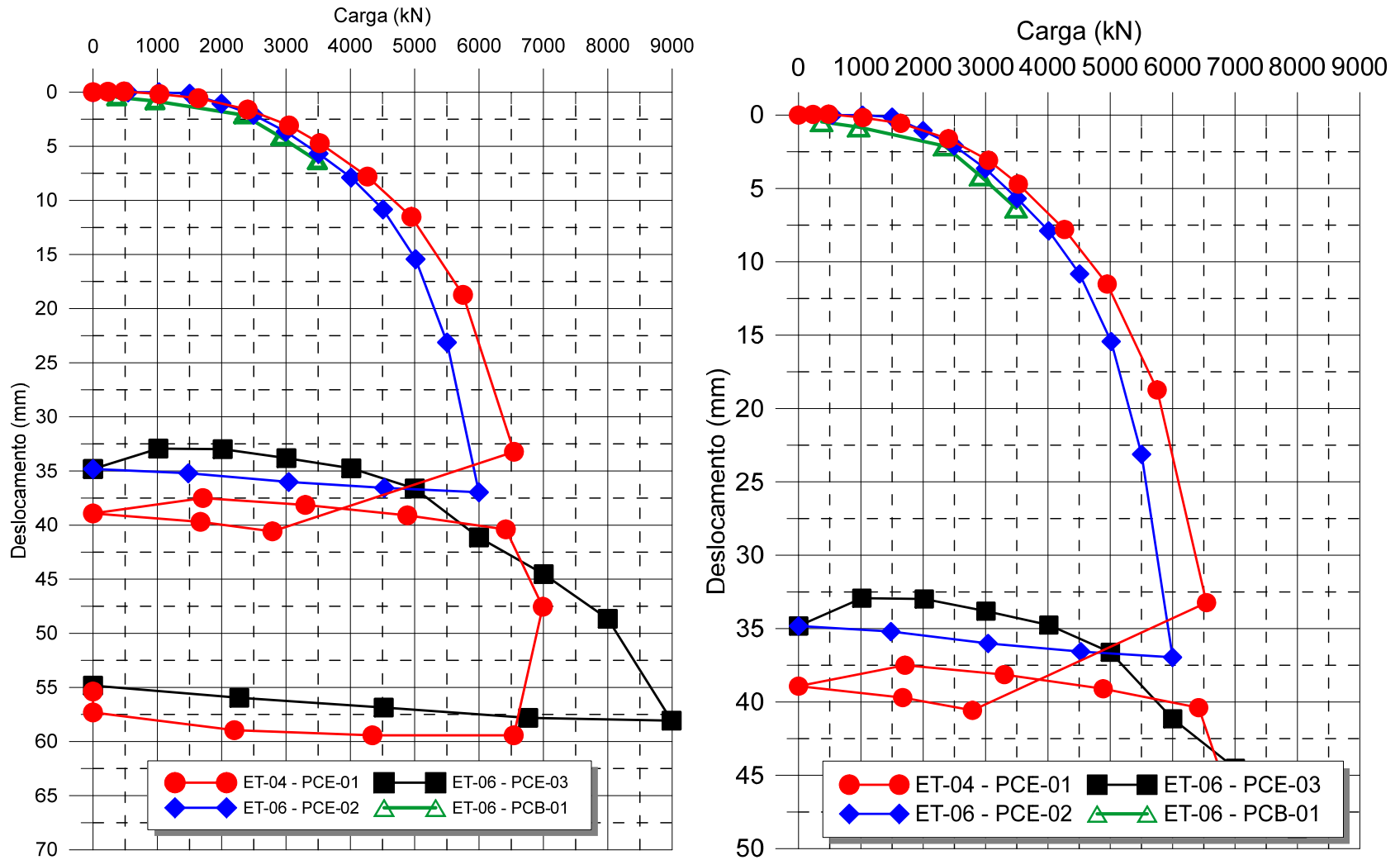


Figura 6-30 – Comparativo da distribuição de carga total em todas as provas de carga: à esquerda escala geral e à direita escala expandida limitada a 50 mm

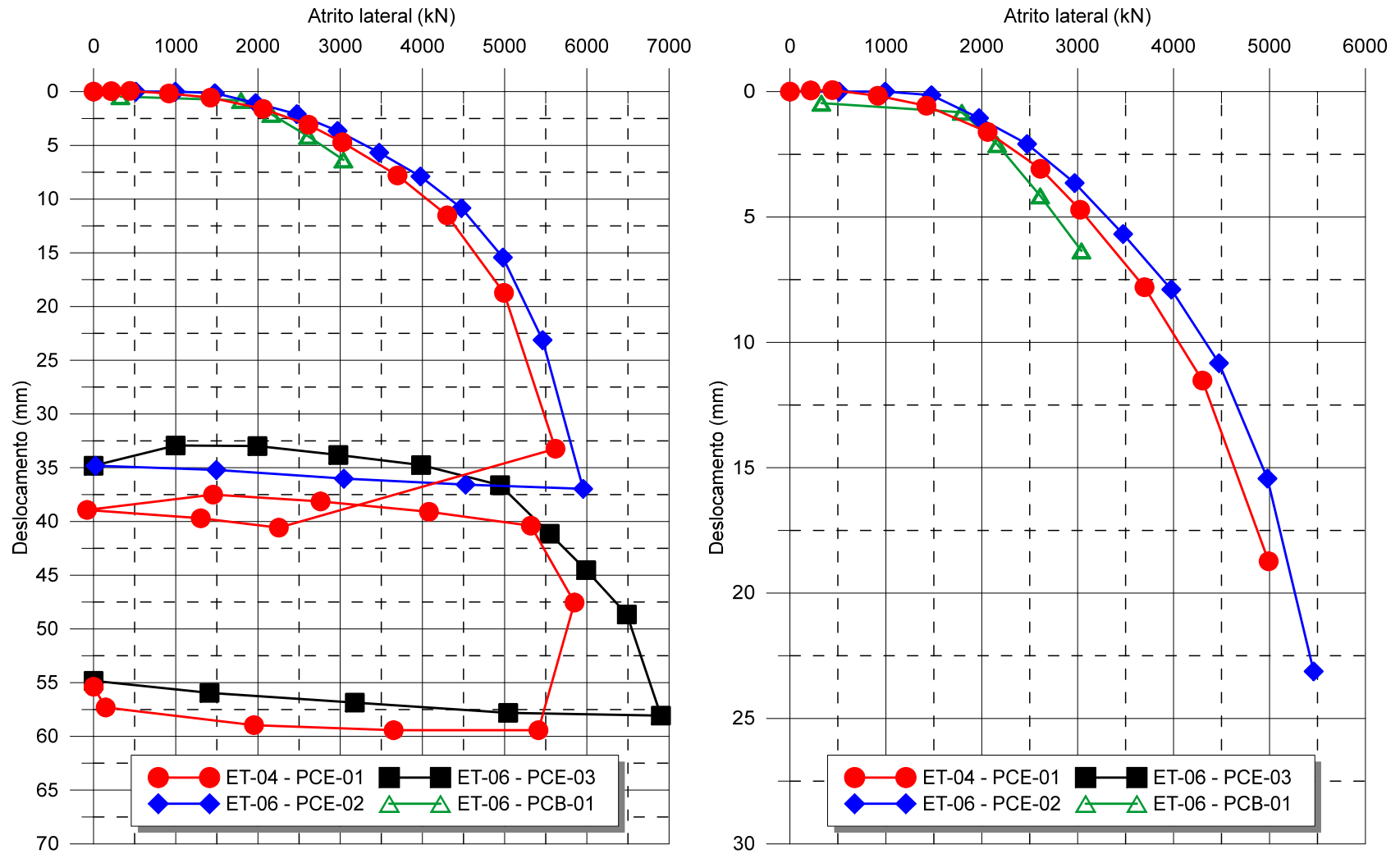


Figura 6-31 – Comparativo da distribuição do atrito lateral em todas as provas de carga

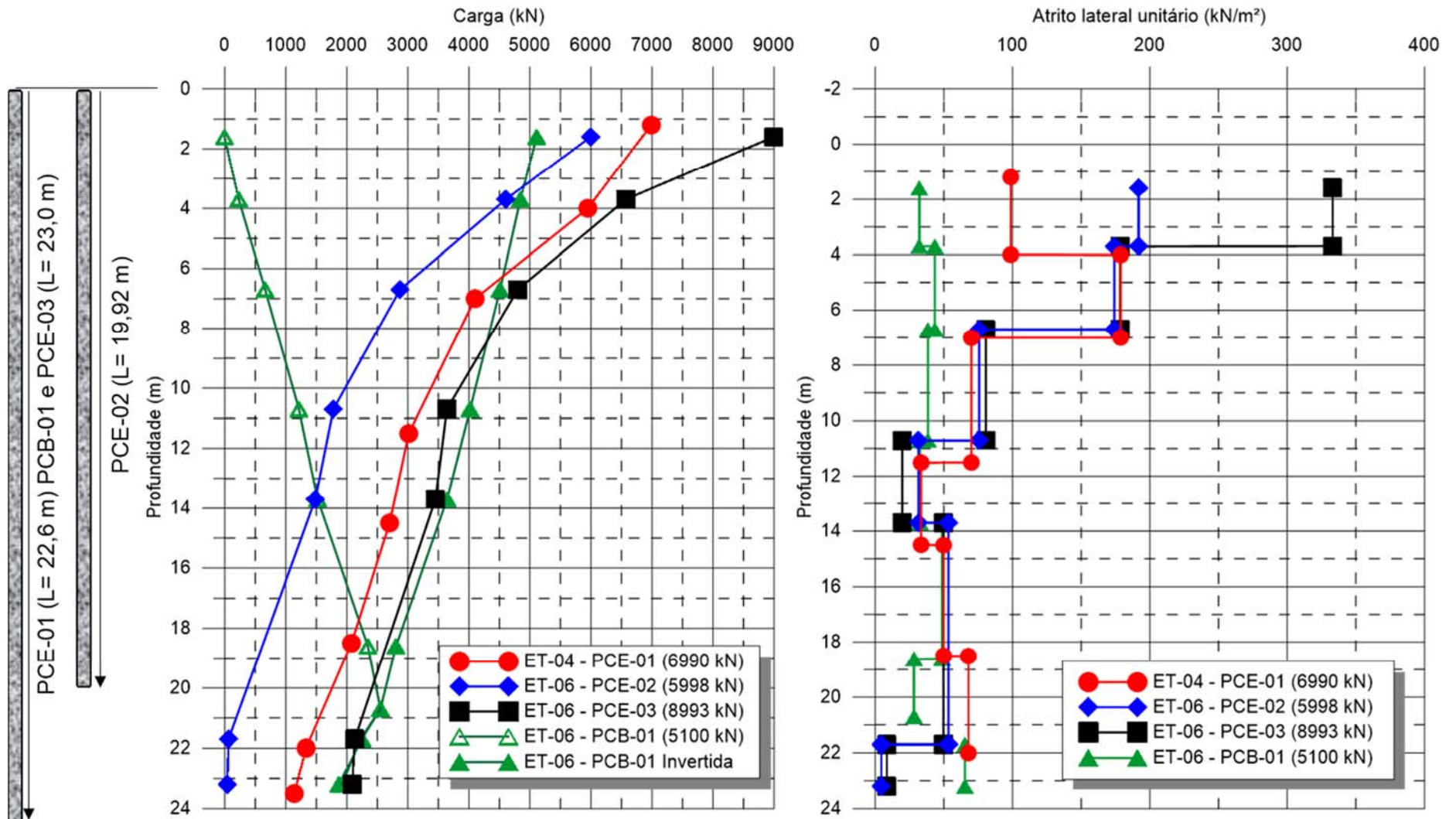


Figura 6-32 – Comparativo dos resultados obtidos em todos os ensaios analisados: à esquerda a distribuição de carga entre as provas de carga e à direita o atrito lateral unitário

Por fim, na Figura 6-33 é possível avaliar um comparativo entre os valores de resistência de ponta obtidos com base nos ensaios avaliados. Diferenças significativas foram encontradas entre os ensaios analisados. Salienta-se que o comprimento final da ET-04 e da ET-06 se difere em 0,4 m, característica esta que pode refletir em variações na capacidade de carga total e de ponta. Além disso, as análises previamente descritas mostraram a necessidade de ajustar os diâmetros ao longo da profundidade e a existência de regiões de maior diâmetro em uma ou outra estaca pode estar associada aos resultados obtidos. Por fim, destaca-se que as condições de limpeza e integridade da ponta em estacas moldadas *in loco* representam sempre um aspecto a ser avaliado e, por mais que tenham sido tomados todos os cuidados executivos necessários é difícil garantir a integridade dessa região. Fellenius; Tan (2010) ilustram em seu trabalho grandes diferenças associadas à rigidez na ponta da estaca ao comparar três resultados de ensaios bidirecionais em estacas de geometria e estratigrafia semelhantes: para um mesmo nível de carregamento (aproximadamente 13,5 MN) foram medidos deslocamentos na ordem de 40, 80 e 100 mm. Os autores atribuem tais divergências às características acima mencionadas (presença de detritos na região da ponta mesmo após a realização de procedimentos usuais de limpeza).

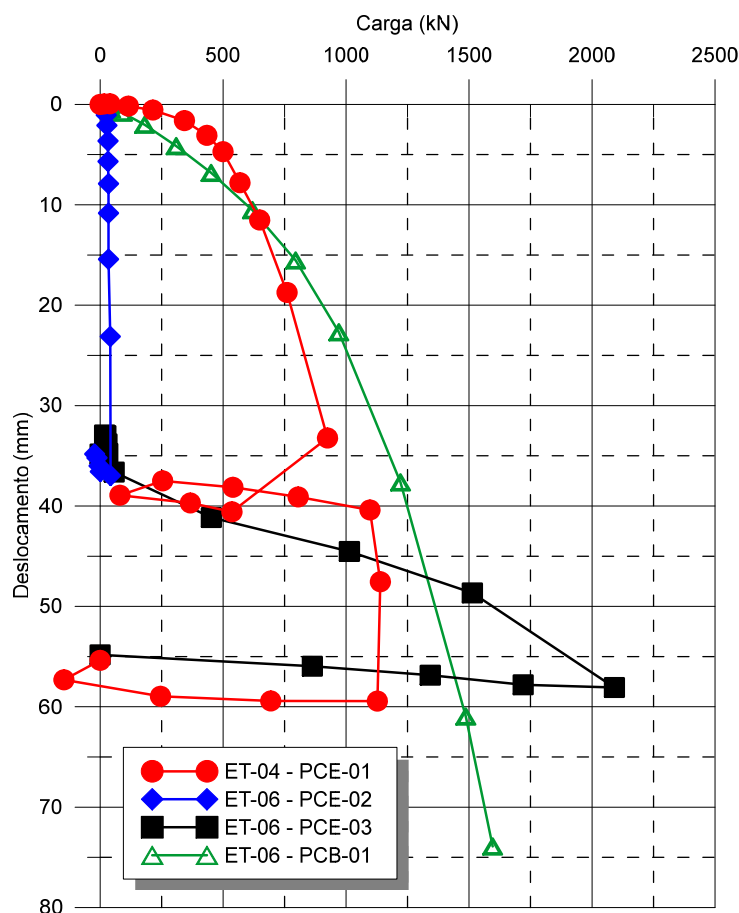


Figura 6-33 – Comparativo da distribuição da resistência de ponta em todas as provas de carga

## 6.2.2. Parâmetros de projeto

Como parte da interpretação dos resultados das provas de carga estáticas de topo e bidirecional realizadas e em conjunto com propriedades de comportamento do solo obtidas por meio de ensaios de laboratório (Capítulo 3), os parâmetros de projeto denominados  $K_0$  e  $K_s$  foram obtidos. Para tal, inicialmente um cálculo para obtenção de  $K_0$  foi realizado com base na formulação empírica de Jacky (1944) para areias (6-6).

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad 6-6$$

Para o presente trabalho, foram utilizados valores de ângulo de atrito de pico medidos por Lavallo (2017) para a areia de Araquari através de ensaios triaxiais (tensões de confinamento de 50, 100 e 150 KPa):

Tabela 6-3 – Valores de ângulo de atrito no estado crítico obtidos com base em ensaios de laboratório

Fonte: Lavalley (2017)

Profundidade (m)	$\Phi_{\text{pico}}(^{\circ})$	$\Phi_{\text{cs}}' (^{\circ})$
		33
3,0	34	
		36
5,0	38	
		34
9,0	34	
		23
12	23	
		33
15,4	33	
		33
24,0	33	

Alternativamente, buscou-se calcular os valores de ângulo de atrito através da 6-7 proposta por Mayne (2006). Cabe salientar que tal formulação foi estabelecida para obtenção do ângulo de atrito de pico.

$$\phi' = \arctan\left[0,1 + 0,38 \log\left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}}\right)\right] \quad 6-7$$

Na Figura 6-34 é apresentado um comparativo dos valores calculados por meio da 6-7 e aqueles apresentados no trabalho de Lavalley (2017). Observa-se que de modo geral os resultados obtidos em laboratório são similares àqueles encontrados com a formulação aplicada, à exceção da camada mais superficial de areia densa (entre 4 e 10 m), onde os valores de laboratório são inferiores. Para as análises propostas ao longo do presente trabalho, definiu-se pela utilização dos valores obtidos em laboratório.

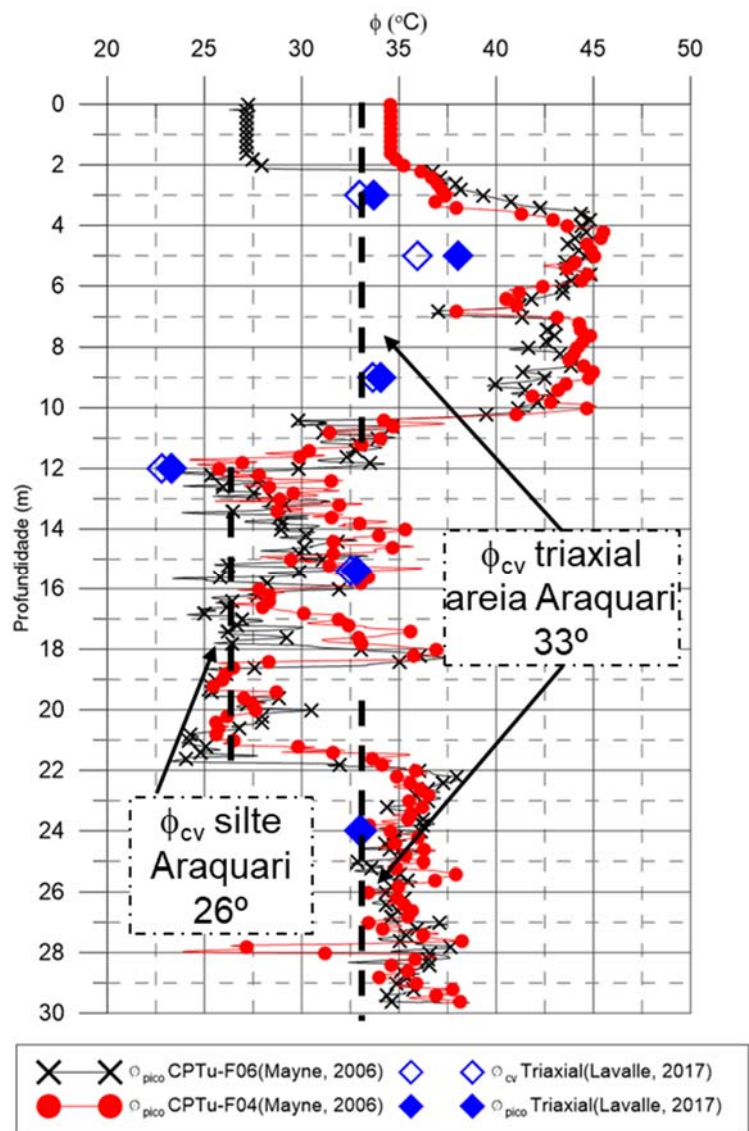
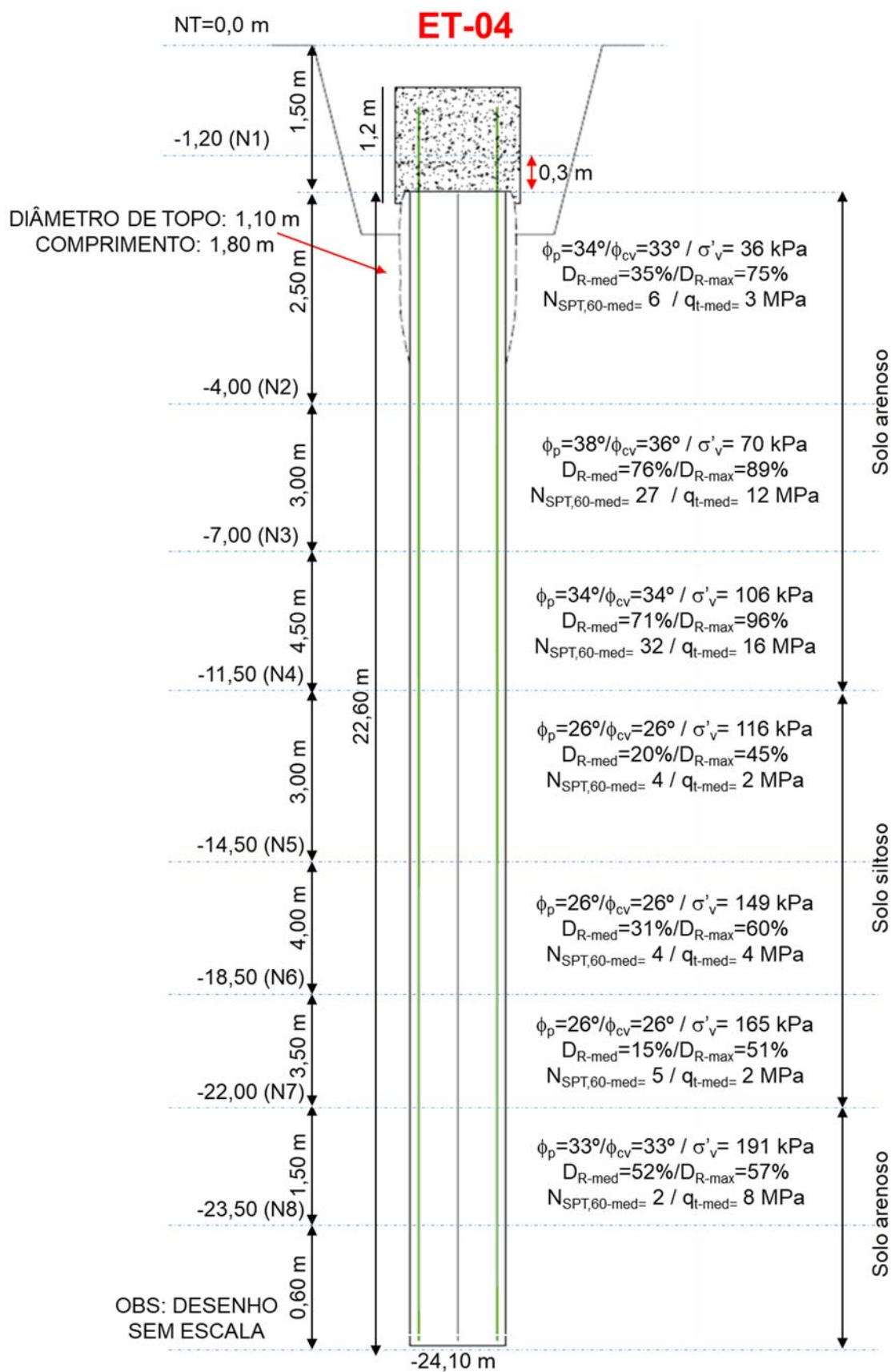


Figura 6-34 – Comparativo entre valores de ângulo de atrito de pico calculados através de Mayne (2006) e de ângulo de atrito de pico e no estado crítico obtidos por Lavalle (2017)

Na Figura 6-35 é possível observar um resumo com os parâmetros utilizados para as análises que serão apresentadas nos parágrafos subsequentes. Tais valores representam uma média entre os resultados encontrados ao longo dos trechos instrumentados. Cabe salientar que o cálculo da tensão vertical efetiva foi baseado em valores de peso específico calculados a partir dos ensaios de cone com base na seguinte equação:

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27[\log R_f] + 0,36 \left[ \log \left( \frac{q_t}{p_A} \right) \right] + 1,236 \quad \text{Equação 6-8}$$





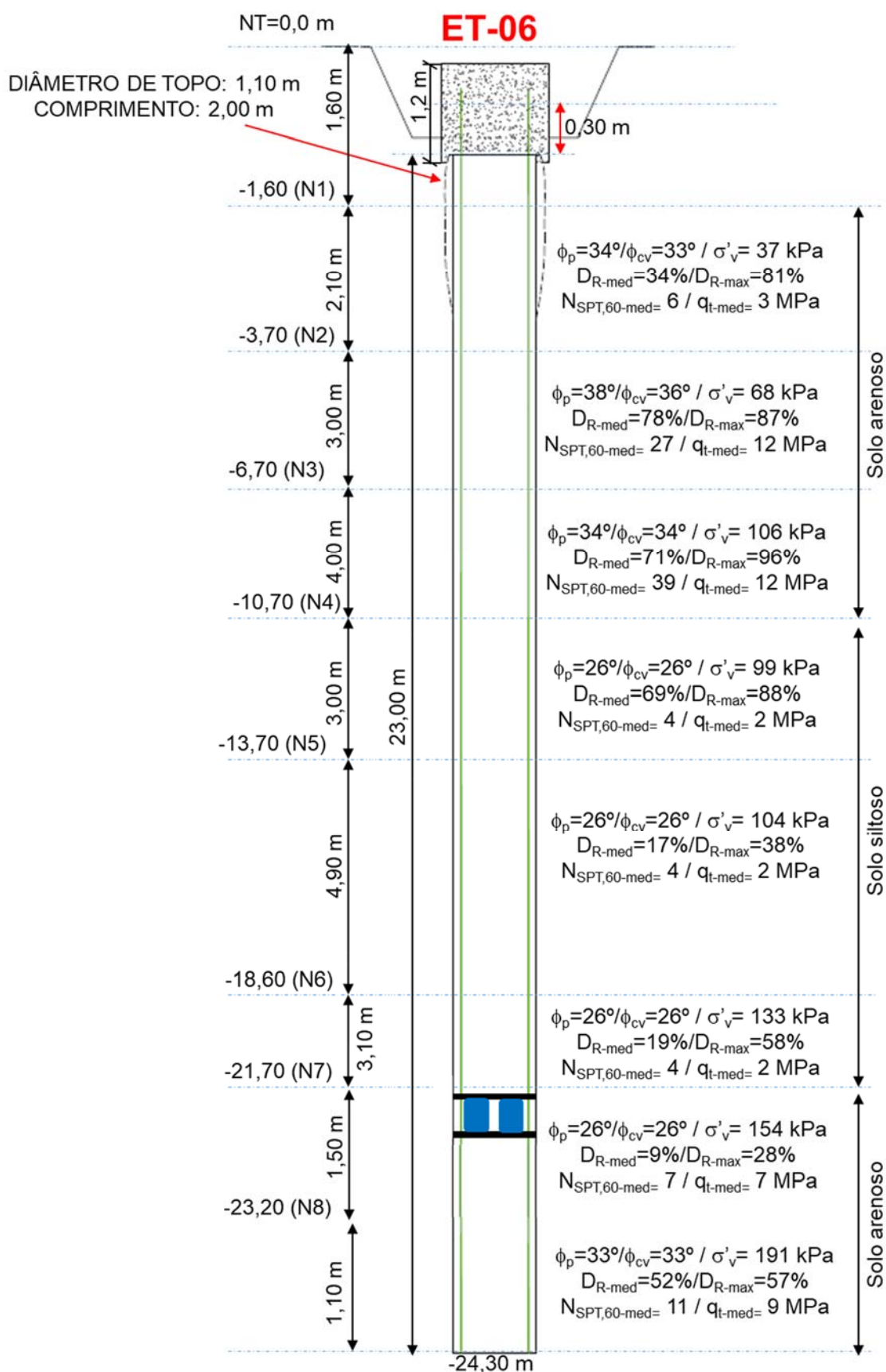


Figura 6-35 – Croqui esquemático com o resumo dos parâmetros utilizados ao longo das análises propostas

Os valores de  $K_s$  por sua vez foram obtidos por meio da Equação 6-9.

$$q_{sL} = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad \text{Equação 6-9}$$

onde:

$q_{sL}$  é o atrito lateral unitário em  $\text{kN/m}^2$ , obtido neste trabalho com base nos carregamentos estáticos;

$\sigma'_v$  é a tensão vertical efetiva em  $\text{kN/m}^2$ ;

$\delta$  é o ângulo de atrito na interface solo-estaca.

Com relação ao ângulo de atrito de interface, cabe salientar que estacas moldadas *in loco* apresentam um alto nível de rugosidade e, com isso, a zona de cisalhamento com o solo ocorre numa região imediatamente adjacente à estaca. Além disso, por estar submetido a um nível elevado de deformações cisalhantes, os valores de ângulo de atrito aplicados podem ser aqueles obtidos em um estado crítico de tensões (Jardine et al. (1993) e Ramsey et al. (1998) e Salgado (2008)).

O material que é extraído durante a escavação das estacas é substituído por concreto cuja fluidez confere ao solo uma tensão normal suficiente para reestabelecer a tensão horizontal inicial. Salgado (2008) cita que existem autores que defendem a ideia de que a inclusão de concreto de alta fluidez resulta em um estado inicial  $K_s$  um pouco maior que  $K_0$ . Quando o concreto é inserido na estaca com o auxílio de um tubo tremonha (como é o caso das estacas aqui avaliadas), qualquer camada ou “*cake*” que poderia ter sido formada durante a escavação pelo uso de polímero ou lama bentonítica ou ainda eventuais camadas de solo superficial que sofreram distúrbios devido a esse processo acabam sendo substituídas por concreto. Como hipótese, assumiu-se no presente trabalho que o processo executivo de estacas escavadas não alterou o estado de tensões pré-existente no solo.

Quando uma estaca é carregada axialmente, deformações cisalhantes ocorrem ao longo do solo adjacente ao fuste. Para pequenos incrementos de carga, deformações elásticas representam o comportamento do solo (Randolph, 1994). Com o aumento das solicitações, as deformações tendem a se concentrar ao longo de uma zona de cisalhamento ao longo de todo o fuste da fundação. A rugosidade característica de estacas escavadas faz com que essa faixa/zona de cisalhamento se desenvolva inteiramente em uma faixa de solo (próxima à superfície da estaca). Logo, sua espessura depende essencialmente da granulometria do solo adjacente (variação média entre 5 e 25 vezes o diâmetro médio ( $D_{50}$ ) do solo) (Uedugi and Kishida, 1986; Viggiani et al. 2010).

Durante os primeiros incrementos de carga, quando o comportamento do solo é essencialmente elástico e exceto para as extremidades da estaca, o solo adjacente não sofre deformações volumétricas. Para incrementos de carga maiores, além das deformações plásticas, o solo apresenta uma tendência de contração ou dilatação, dependendo do seu estado inicial (e.g. densidade relativa e tensão efetiva média). Salgado (2008) descreve que

quando inserida em areias com comportamento dilatante, o solo adjacente tenderia a se expandir mas seria impedido pela presença da estaca em um dos lados e de outras partículas de solo no outro. Como a areia é impedida de expandir pela presença da estaca, a tensão normal entre esta e o solo aumenta. Com isso, para areias com comportamento contrativos ou ligeiramente dilatantes, o valor de  $K_s$  é próximo ao valor de  $K_0$  enquanto para areias moderadamente a muito dilatantes (densas a muito densas) o valor de  $K_s$  pode ser muito maior que o de  $K_0$

Análises envolvendo estacas pré-fabricadas ou de deslocamento estão normalmente associadas à produção de tensões residuais durante o processo executivo. Alguns autores (e.g. Fellenius (2015b) e Mascarucci et al. (2013)), contudo, descrevem que mesmo estacas escavadas estão sujeitas à geração de esforços residuais que se desenvolvem durante o processo de cura do concreto e que ignorá-los representa erros de dimensionamento e interpretação. Randolph; Gourvenec (2011) sugerem que o dimensionamento do atrito deve ser realizado de modo a incluir parâmetros que descrevam os mecanismos básicos envolvidos no processo de instalação e carregamento da estaca. Com isso, a Equação 6-9 pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$q_{sL} = (\sigma'_{ho} + \Delta \sigma'_{hc} + \Delta \sigma'_{hl}) \cdot \tan \delta \quad \text{Equação 6-10}$$

onde:

$\sigma'_{ho}$  é a tensão efetiva horizontal inicial, em kN/m<sup>2</sup>;

$\Delta \sigma'_{hc}$  e  $\Delta \sigma'_{hl}$  representam as variações de tensão induzidas pelos processos de instalação e carregamento da estaca, respectivamente, em kN/m<sup>2</sup>.

Para estacas escavadas,  $\Delta \sigma'_{hc}$  depende de parâmetros como tipo de escavação (com ou sem revestimento) e das características do concreto (e.g. fator água/cimento). Com base nessa premissa, Mascarucci et al. (2015) propõem um método analítico denominado “3M” para estimativa do atrito lateral em estacas escavadas em areia cujas interpretações/análises concentram-se na fase de carregamento e consideram efeitos de expansão da zona de cisalhamento como consequência de deformações volumétricas plásticas. O procedimento de análise proposto pelo método baseia-se na avaliação do crescimento das tensões efetivas horizontais em função de aspectos como diâmetro da estaca, tamanho das partículas e densidade relativa.

Com base em resultados de três provas de carga instrumentadas, Fellenius (2015b) conclui que ao desconsiderar o efeito de cargas residuais geradas durante o processo executivo de estacas moldadas *in loco* (parâmetro  $\Delta \sigma'_{hc}$  da Equação 6-10), o atrito lateral ao longo da porção superior da estaca é superestimado, na porção inferior é subestimado, sendo o atrito lateral total superestimado e a resistência de ponta subestimada (Figura 6-36). Por

fim, a capacidade de carga total interpretada a partir da curva carga *versus* recalque será maior do que aquela obtida sem considerar esforços residuais.

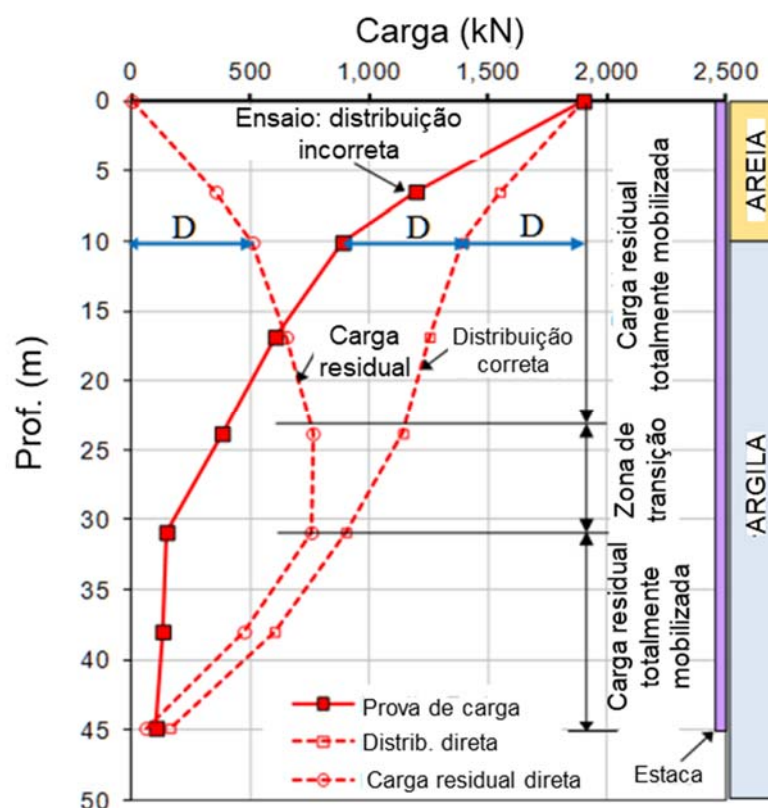


Figura 6-36 – Comparativo entre distribuição de cargas obtidas com e sem a inclusão de tensões residuais  
Fonte: Fellenius (2015b)

Mascarucci et al. (2013) discutem e exemplificam a existência de tensões residuais por meio de um estudo paramétrico baseado em 196 simulações por meio de modelagens numéricas considerando estacas flutuantes inseridas em solos de perfil homogêneo em estado seco e saturado. Com base nos resultados obtidos, os autores concluem que o processo de cura do concreto provoca alterações no estado de tensões do solo adjacente à estaca e, em certa profundidade que varia de acordo com aspectos ambientais (solo saturado ou seco), gera uma curva de transferência de carga deslocada em relação àquela inicialmente prevista sem que tais esforços fossem considerados. Embora as diferenças não sejam particularmente relevantes em termos de valor global do atrito lateral, sua contribuição é bastante representativa quando se analisa a distribuição dos esforços ao longo da profundidade. Tal aspecto assume particular importância para análises de prova de carga instrumentadas onde se deseja desenvolver bancos de dados para os valores de parâmetros de projeto tais como “ $\beta$ ” de modo generalizado a serem aplicados de modo generalizado.

Contudo, cabe salientar que o escopo das análises que serão apresentadas no presente trabalho não envolveram a interpretação de eventuais tensões residuais

desenvolvidas ao longo do processo de cura do concreto (instalação da estaca), mas buscaram interpretar efeitos decorrentes à etapa de carregamento.

Na Figura 6-37 são apresentados os valores de  $K_s$  obtidos ao longo de todas as provas de carga avaliadas (PCE-01 a PCE-03 e PCB-01). Observa-se um mesmo comportamento ao longo de todos os carregamentos de topo: ocorrência de valores mais altos de  $K_s$  ao longo dos 7 primeiros metros, seguido de uma camada intermediária entre 7 e 11 metros com valores próximos de 1 e de uma estabilização ao longo da profundidade em valores em torno de 0,5. Um decréscimo na região da ponta (entre os sensores N7 e N8) também pode ser observado. Em contrapartida, para o ensaio bidirecional (PCB-01), observa-se que os valores tendem a apresentar uma faixa de variação menor, com  $K_s$  médio de 0,5 e máximo de 1,3 na camada mais superficial (entre 2 e 4 metros). Cabe salientar que os ensaios onde os valores de  $K_s/K_0$  foram eventualmente superiores a 5 não são apresentados nos resultados por entender-se que representam valores/ordem de grandeza não representativos para análise de comportamento. Comportamento semelhante é observado ao comparar a variação da relação  $K_s/K_0$  (Figura 6-38), sendo importante salientar que nos primeiros 7 metros de profundidade, observam-se valores de  $K_s/K_0$  superiores a 2 e até maiores que 5 (limite estabelecido para apresentação dos gráficos).

Com base nesses gráficos é possível concluir que o atrito lateral começa a ser mobilizado a deformações muito pequenas (primeiros incrementos de carga) em todos os ensaios. Observa-se ainda que ocorre um crescimento da relação  $K_s$ , ou mesmo  $K_s/K_0$ , ao longo dos incrementos de carga apenas na região mais superficial da estaca (primeiros 7 m). De modo a ampliar o entendimento desse comportamento, buscou-se comparar curvas geradas por incrementos de carga aplicados no topo da estaca de mesma ordem de grandeza (2.400 kN, 4.000 kN e 6.000 kN), e ainda aqueles correspondentes a mesma deformação no topo, correspondendo a 1% e 3% do diâmetro da estaca. As Figuras 6-39 e 6-40 apresentam os resultados obtidos. Observa-se que desde os primeiros incrementos de carga (2.400 kN) e para pequenas deformações (1%), os valores de  $K_s/K_0$  tendem a ser maiores que 2 para quase todos os ensaios.

Como forma de comparar os dados de  $K_s$  medidos, a Figura 6-42 apresenta a sobreposição desses resultados com outros obtidos por meio de formulações propostas por Salgado (2010) e Basu and Salgado (2012). As Equações 6-11 a 6-13 foram formuladas em estudos que avaliam o comportamento do atrito lateral em estacas sobre carregamentos últimos por meio de análises por elementos finitos. Cabe salientar que as dimensões (tanto largura como comprimento) das estacas utilizadas nesses estudos são inferiores aos elementos avaliados no presente estudo. Observa-se que os resultados obtidos por meio das formulações avaliadas são próximos aos valores medidos a partir de 11 m de profundidade porém não se aproximam dos valores medidos nas camadas superficiais (tensões confinantes

baixas). A Figura 6-42 inclui ainda uma linha indicando valores de  $K_P$  (coeficiente de empuxo passivo) calculados para ângulos de atrito de 33 e 38°. Observa-se que os valores de  $K_s$  encontrados na superfície são próximos aos de  $K_P$ , sendo importante salientar que apesar destes valores já terem sido reportados por alguns pesquisadores, não são considerados em abordagens analíticas, numéricas ou em normas.

$$\frac{K}{K_0} = 0,7 \exp\left\{ \left[ 0,0114 - 0,0022 \ln\left(\frac{\sigma'_v}{p_A}\right) \right] D_R \right\} \text{ - "Eq. 13.32"} \quad \text{Equação 6-11}$$

Fonte: Salgado (2010)

$$K = \frac{K_0}{e^{0,2\sqrt{K_0-0,4}}} C_1 e^{\frac{D_R}{100} \left[ 1,3 - 0,2 \ln\left(\frac{\sigma'_v}{p_A}\right) \right]} \text{ - "Eq. 4.32"} \quad \text{Equação 6-12}$$

Fonte: Basu; Salgado (2012)

$$K = 0,88 K_0 e^{\frac{D_R}{100} \left[ 1,95 - 0,48 \ln\left(\frac{\sigma'_v}{p_A}\right) \right]} \text{ - "Eq. 21"} \quad \text{Equação 6-13}$$

Fonte: Basu; Salgado (2012)

Um comparativo incluindo apenas o carregamento máximo imposto em cada prova de carga em conjunto com o atrito lateral unitário e valores de resistência de ponta fornecidos pelo ensaio de cone, valores de  $K_D$  (índice de tensão horizontal) obtidos nos ensaios de DMT e a variação da densidade relativa calculada a partir dos resultados de ensaio de cone por meio da Equação 6-14 obtida em Schnaid & Odebrecht (2012) é apresentado na Figura 6-41.

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0,5}} \quad \text{Equação 6-14}$$

Observa-se que a região entre 2 e 4 m compreende uma zona de transição entre camadas onde os valores de resistência de ponta crescem de 3.000 kPa para 12.000 kPa, aproximadamente. Tal mudança reflete uma transição de um solo classificado como fofo ( $D_R$  entre 30 e 40%) para uma camada de areia densa ( $D_R$  entre 80 e 90%). Interessante destacar ainda que a variação dos valores de  $K_s$  com a profundidade são é similar à variação dos valores de  $K_D$  medidos nos ensaios DMT (onde foi identificado o crescimento de  $K_D$  ao longo dos primeiros metros de ensaio, conforme ilustrado na Figura 6-41).

As análises apresentadas até o momento permitiram identificar um comportamento geral para o desenvolvimento de atrito lateral ao longo de todos os carregamentos avaliados, estando o mesmo coerente com informações obtidas por meio de ensaios de campo. Nos parágrafos subsequentes, uma breve revisão de trabalhos publicados acerca do entendimento desses mecanismos será apresentada em conjunto com a apresentação de outras correlações elaboradas para melhor interpretar os resultados obtidos com o presente trabalho.

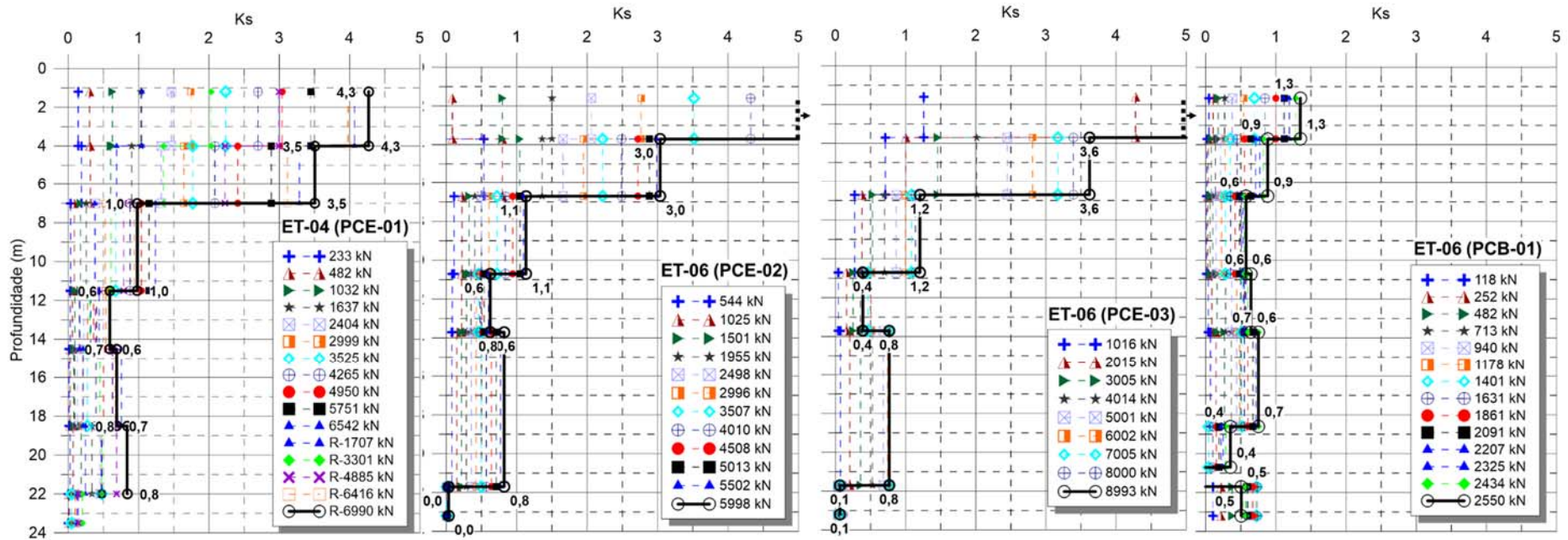


Figura 6-37 – Comparativo valores de Ks medidos



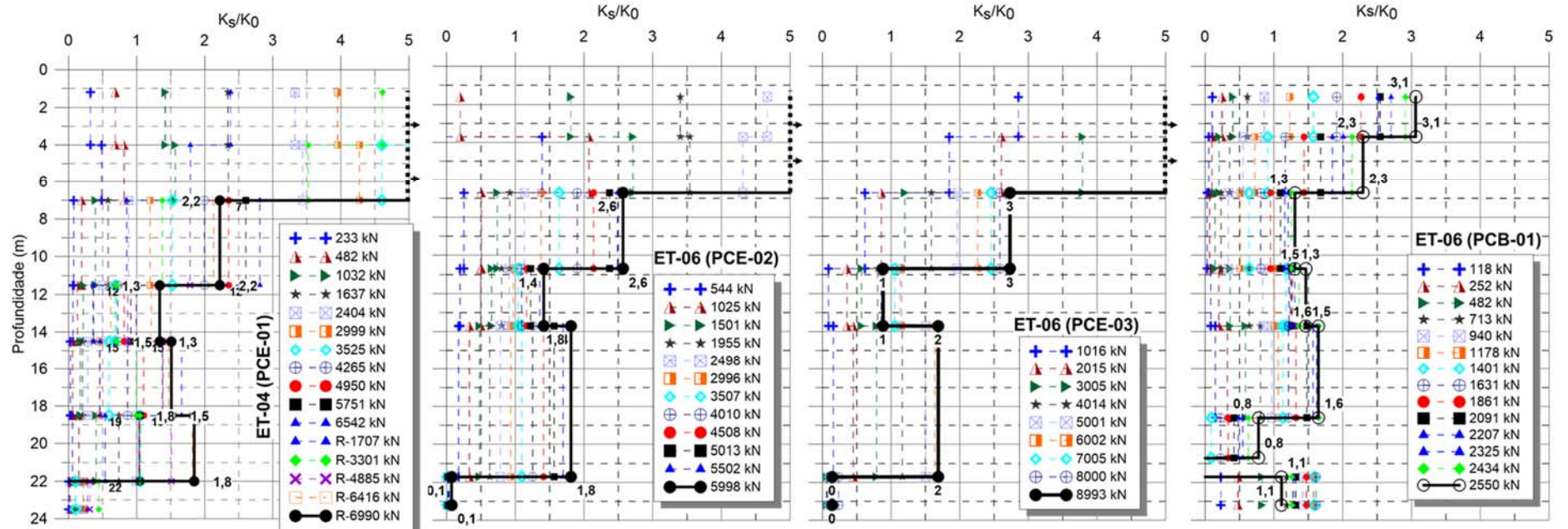


Figura 6-38 – Comparativo valores de  $K_s/K_0$  medidos considerando uma mesma escala em x

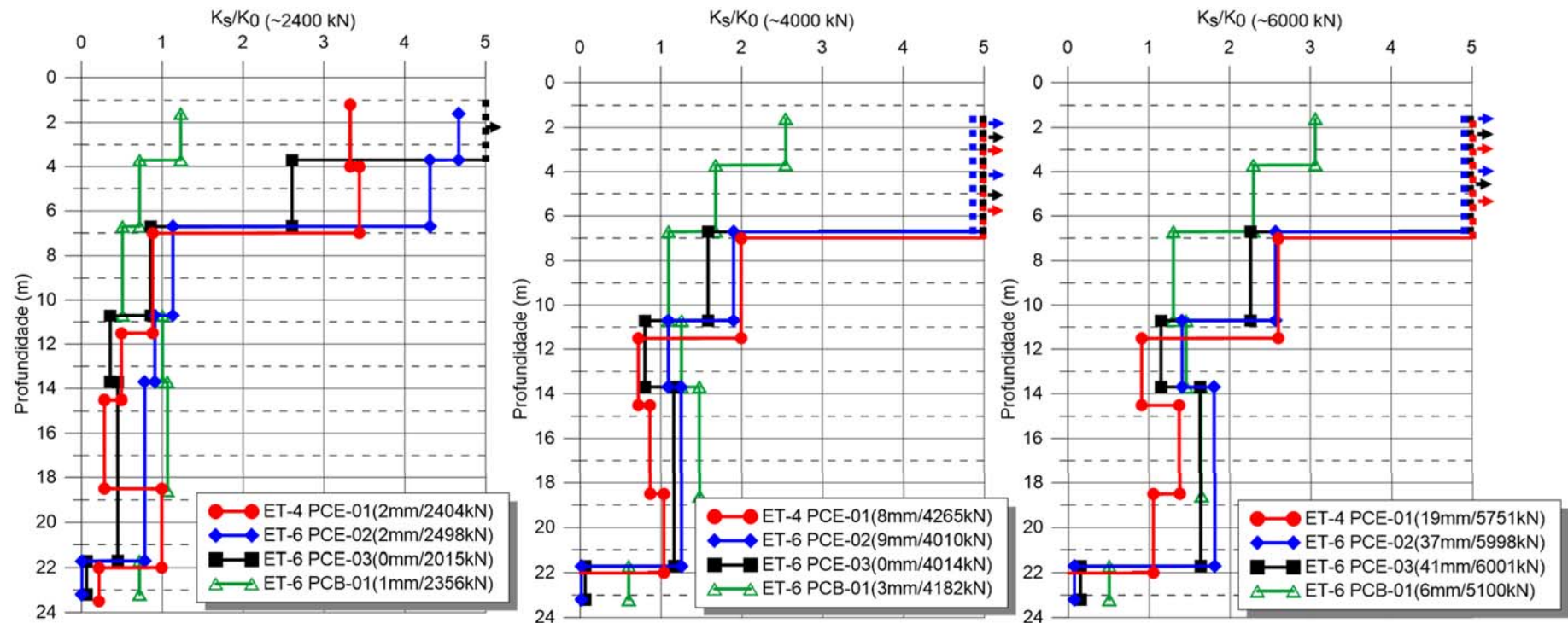


Figura 6-39 – Variação de  $K_s/K_0$  em função o nível de carregamento

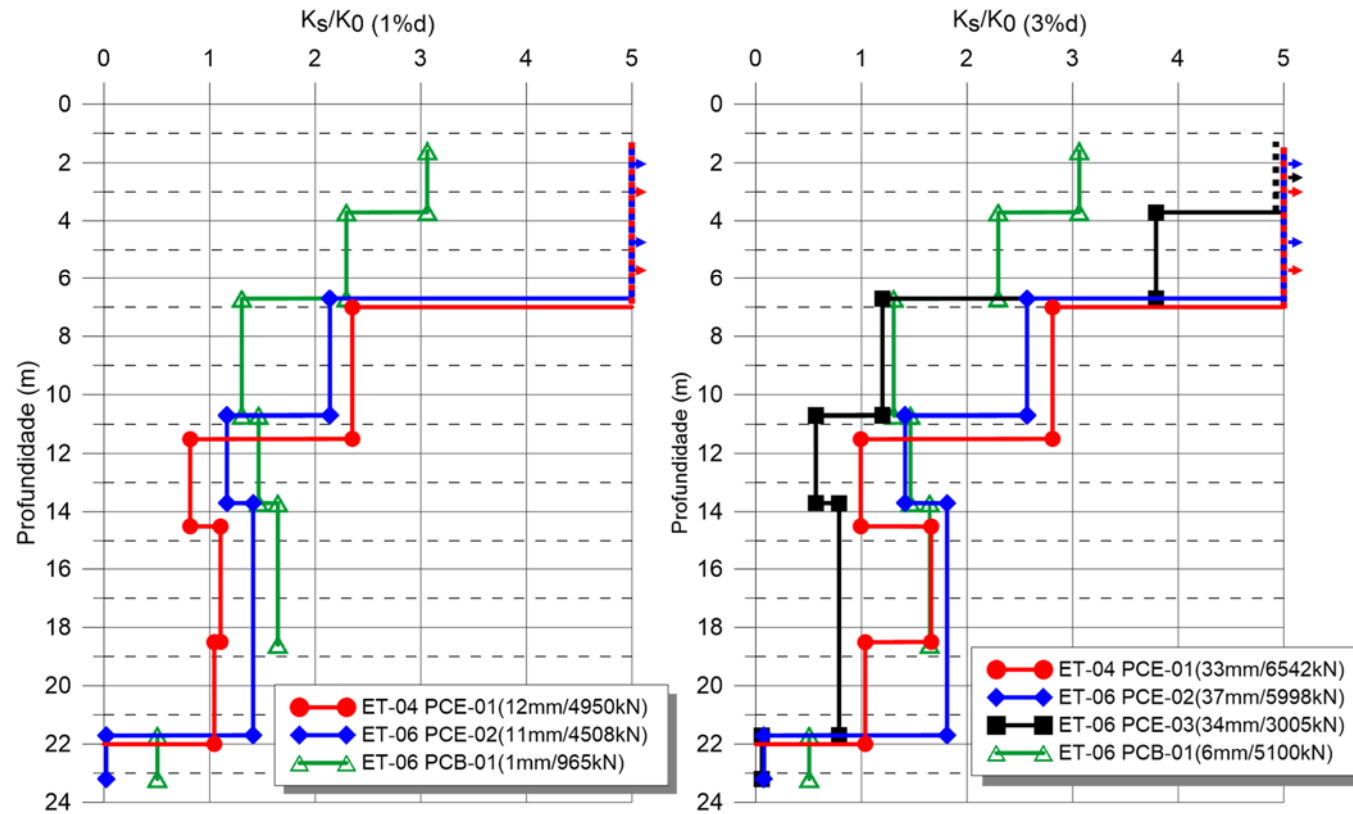


Figura 6-40 – Variação de  $K_s/K_0$  em função o nível de deformação no topo

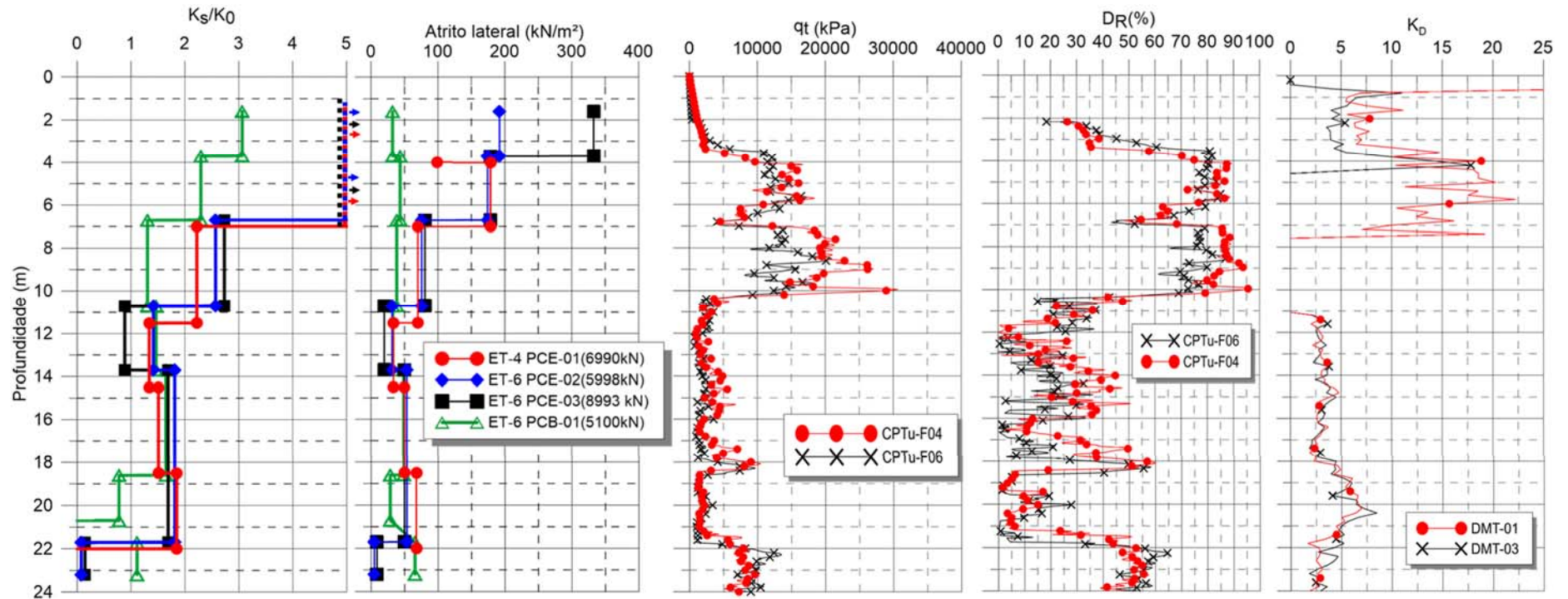


Figura 6-41 – Comparativo das variações de  $K_s/K_0$  e do atrito lateral unitário ao longo dos maiores incrementos de carga e em relação à parâmetros obtidos em investigações geotécnicas

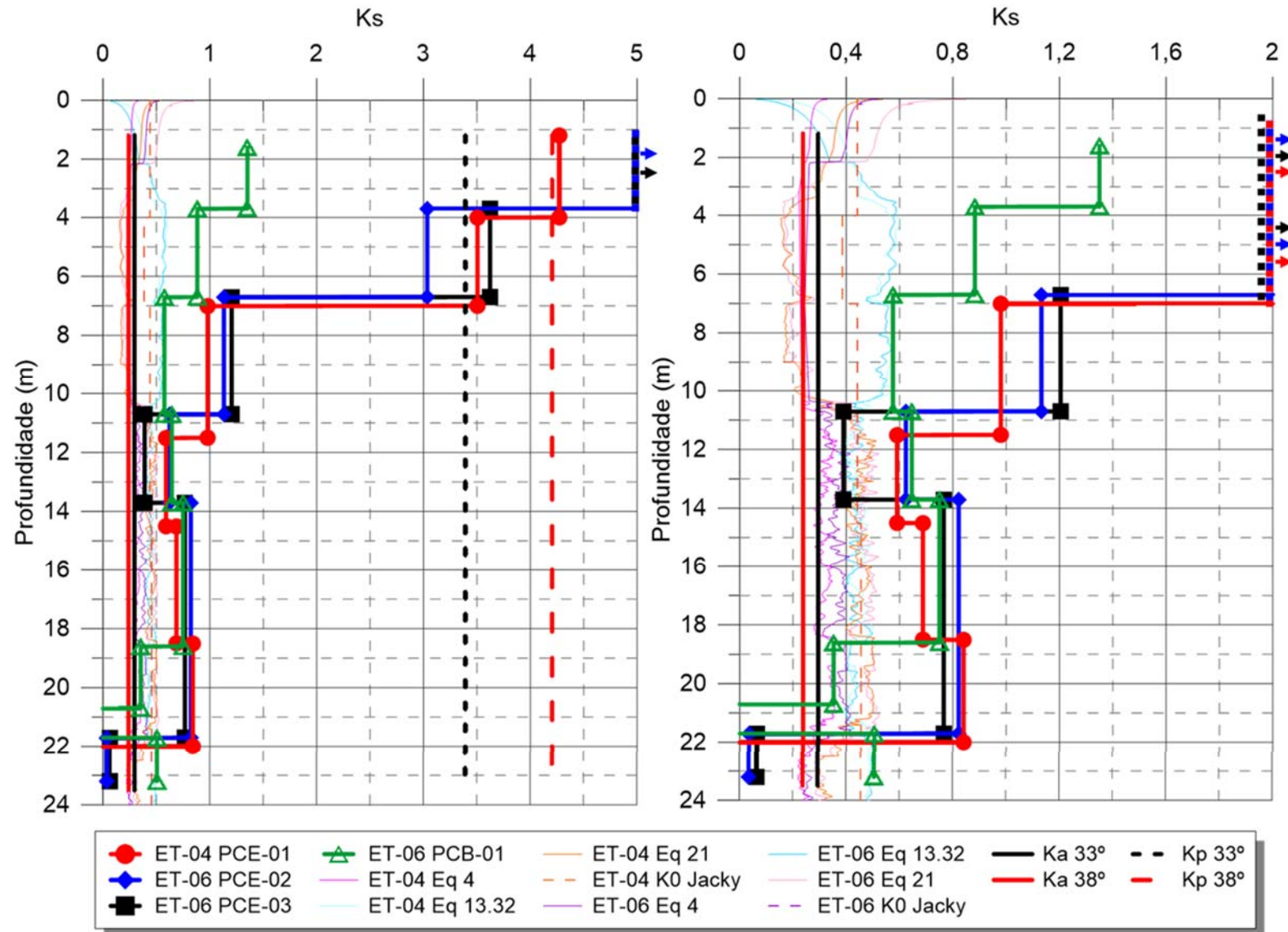


Figura 6-42 – Comparativo variação de  $K_s/K_0$

Conforme descrito anteriormente, quando uma estaca é instalada e carregada em um solo arenoso denso o material adjacente ao fuste possui uma tendência de expansão (dilatação) na direção horizontal, que é inibida pela presença da estaca e pelo estado de tensões confinantes. Como consequência, tem-se o atrito lateral unitário superior ao que seria observado em areias fofas, e conseqüentemente valores maiores do coeficiente  $K_s$ . Na Figura 6-43 é possível visualizar tal comportamento, onde para uma areia muito densa ( $D_R = 80\%$ ) a deformação volumétrica é até duas vezes maior que em uma areia com densidade relativa de 50%, a um mesmo estado de tensões. Com o aumento da profundidade e conseqüentemente das tensões confinantes, comparado às condições do solo na interface da estaca, observa-se uma redução nas deformações volumétricas (dilatação).

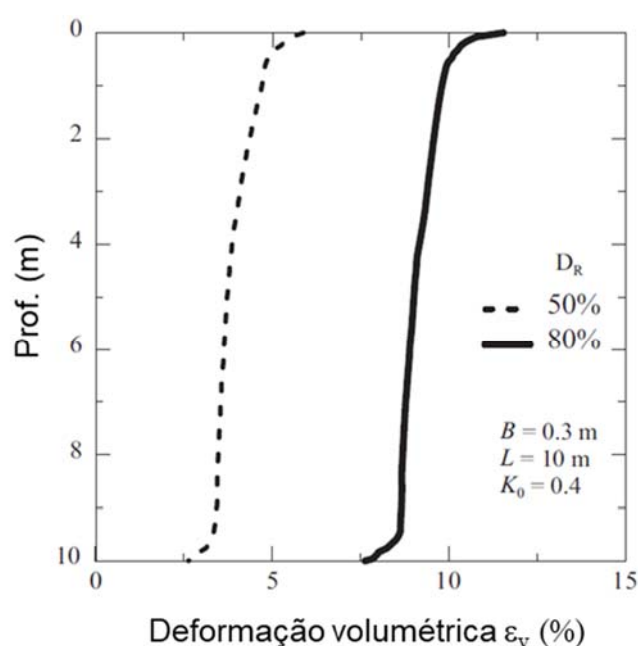


Figura 6-43 – Perfil de dilatação na zona de cisalhamento ao longo da profundidade para uma estaca com 10 m de comprimento e diâmetro de 0,3 m  
Fonte: Han et al. (2017)

Com base em análises por elementos finitos tridimensionais, considerando diferentes tipos de solo e de geometria de estacas, Han et al. (2017) concluem que o coeficiente de empuxo lateral ( $K_s$ ) mobilizado ao longo do fuste da estaca aumenta com o aumento da densidade relativa e decresce com a tensão confinante inicial. A Figura 6-44 mostra a relação entre  $K_s$  e a tensão efetiva vertical inicial em função da densidade das areias. Observa-se que as maiores variações ocorrem para um estado de tensões inicial menor que 50 kPa e que acima disso os valores de  $K_s$  tendem a estabilizar para uma mesma densidade. Tal comportamento é evidenciado ainda por outros trabalhos como: Loukidis; Salgado (2008) e Mascarucci et al. (2013, 2014) e Salgado (2010).

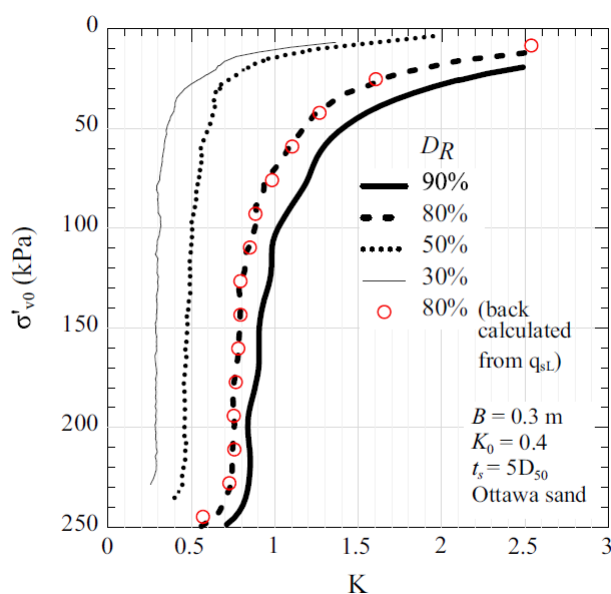


Figura 6-44 – Variação de  $K_s$  em função da tensão efetiva vertical em areias com diferentes densidades relativas.  
Fonte: Han et al. (2017)

Na Figura 6-45 apresenta-se uma variação de  $K_s/K_0$  em função da densidade relativa para tensões verticais efetivas iniciais. Com base nesses resultados observa-se a ausência de uma relação entre a densidade relativa e a variação da relação  $K_s/K_0$  para tensões confinantes baixas (inferiores a 100 kPa). Em contrapartida, para um estado de tensões superior (acima de 100 kPa), a relação  $K_s/K_0$  tende a estabilizar com valores de até 1,5.

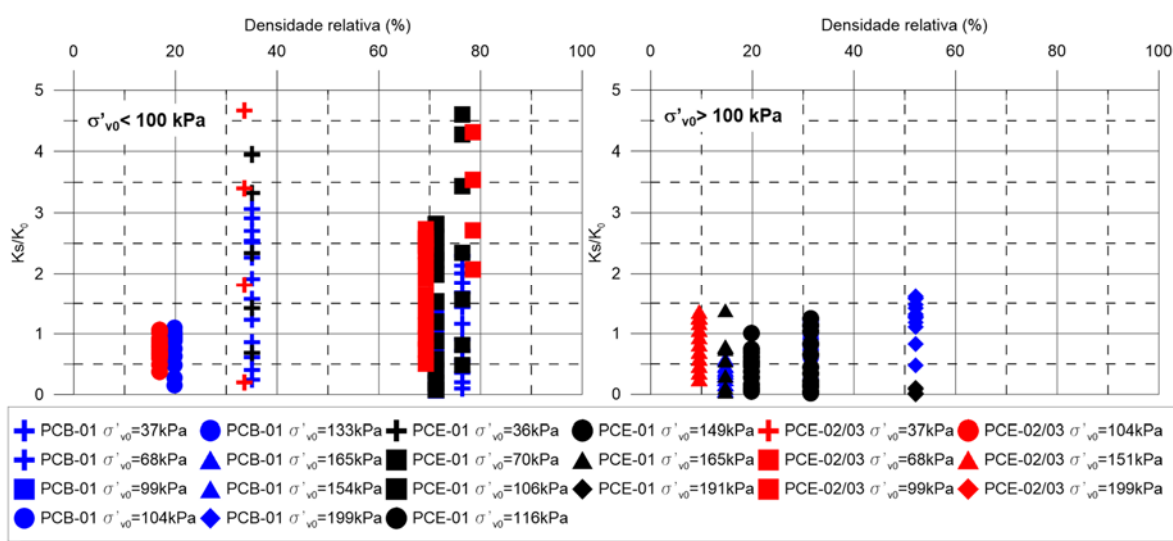


Figura 6-45 – Variação de  $K_s/K_0$  em função da densidade relativa para diferentes distâncias do ponto de aplicação de carga: à esquerda  $\sigma'_{v0} < 100$  kPa e à direita para  $\sigma'_{v0} > 100$  kPa

Uma correlação entre a variação de  $K_s/K_0$  em função da densidade relativa, para diferentes níveis de tensão efetiva vertical, inicialmente proposta por Salgado (2010), é apresentada na Figura 6-46 em conjunto com resultados obtidos na presente pesquisa. O gráfico original propõe que os valores de  $K_s$  são menores que  $K_0$  para areias com densidades de até 40% e maiores para areais mais densas e com a redução do nível de tensões inicial do solo. Com base nos resultados obtidos no presente estudo, observa-se para uma mesma tensão confinante ocorre uma grande variação dos valores de  $K_s/K_0$  ao longo das diferentes camadas (e, conseqüentemente, compacidade) avaliadas. Com isso, conclui-se que o desenvolvimento de atrito lateral (e, conseqüentemente variação de  $K_s/K_0$ ) não está diretamente relacionado à apenas à densidade do solo mesmo quando associada ao nível de confinamento. Com base em uma campanha de ensaios de laboratório, Jardine et al. (1993) concluem que para estacas instaladas em solos arenosos e siltosos o atrito lateral é controlado pelo ângulo de atrito no estado crítico e este não depende da densidade relativa e, para uma mesma condição de rugosidade, decresce rapidamente com o aumento do diâmetro médio ( $D_{50}$ ). Para o presente estudo, com exceção da região da ponta das estacas (entre 22 e 24 m, aproximadamente) onde o diâmetro  $D_{50}$  classifica-se como de areias médias, tem-se um material com  $D_{50}$  na faixa de areia fina ao longo de todo o fuste da estaca e, portanto, tal característica também não pode ser associada às variações medidas na relação  $K_s/K_0$ .

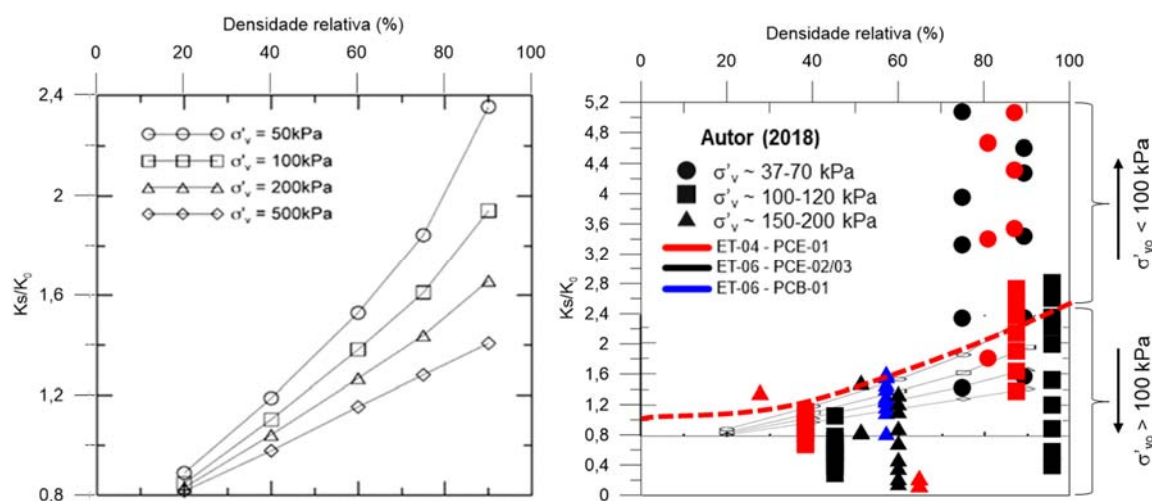


Figura 6-46 – Variação de  $K_s/K_0$  em função da densidade relativa para diferentes níveis de tensão efetiva vertical inicial: à esquerda - proposta original (Salgado, 2010) e à direita – incluindo os dados medidos no presente estudo

Na Figura 6-47 os dados são apresentados de forma a correlacionar as variações de  $K_s/K_0$  em função da carga medida nos *strain gages*. De modo geral, verifica-se que os valores de  $K_s/K_0$  crescem com o aumento do nível de carregamento medido para um mesmo nível instrumentado. Observa-se ainda que existe um ganho de atrito lateral ao longo de toda a



estaca, sendo acentuado nos pontos mais próximos ao ponto de aplicação de carga. Ao avaliar apenas os dados correspondentes a tensões verticais efetivas iniciais maiores que 100 kPa - representados por símbolos abertos - (Figura 6-47b), verifica-se que os valores de  $K_s/K_0$  tendem a manter-se abaixo de 1,5 para o nível de carregamento imposto durante os ensaios.

Nas Figuras 6-48 e 6-49 apresenta-se os valores de  $K_s/K_0$  em função da profundidade ao longo de diferentes faixas de deformações. Com base nesses resultados, é possível concluir que o atrito lateral começa a se mobilizar mesmo a pequenos níveis de deformação (entre 0 e 0,5% do diâmetro nominal), tanto para o carregamento de topo como para o bidirecional. Além disso, é possível visualizar que nas camadas superficiais (tensões efetivas inferiores a 100 kPa) o atrito mobilizado é alto também para pequenas deformações. Tais resultados permitem concluir ainda que independentemente do tipo de carregamento (de topo ou bidirecional), para um mesmo nível de deformação os valores de  $K_s/K_0$  são similares ao longo da profundidade, sendo sua variação crescente com o aumento das deformações e ainda função do nível das tensões confinantes.

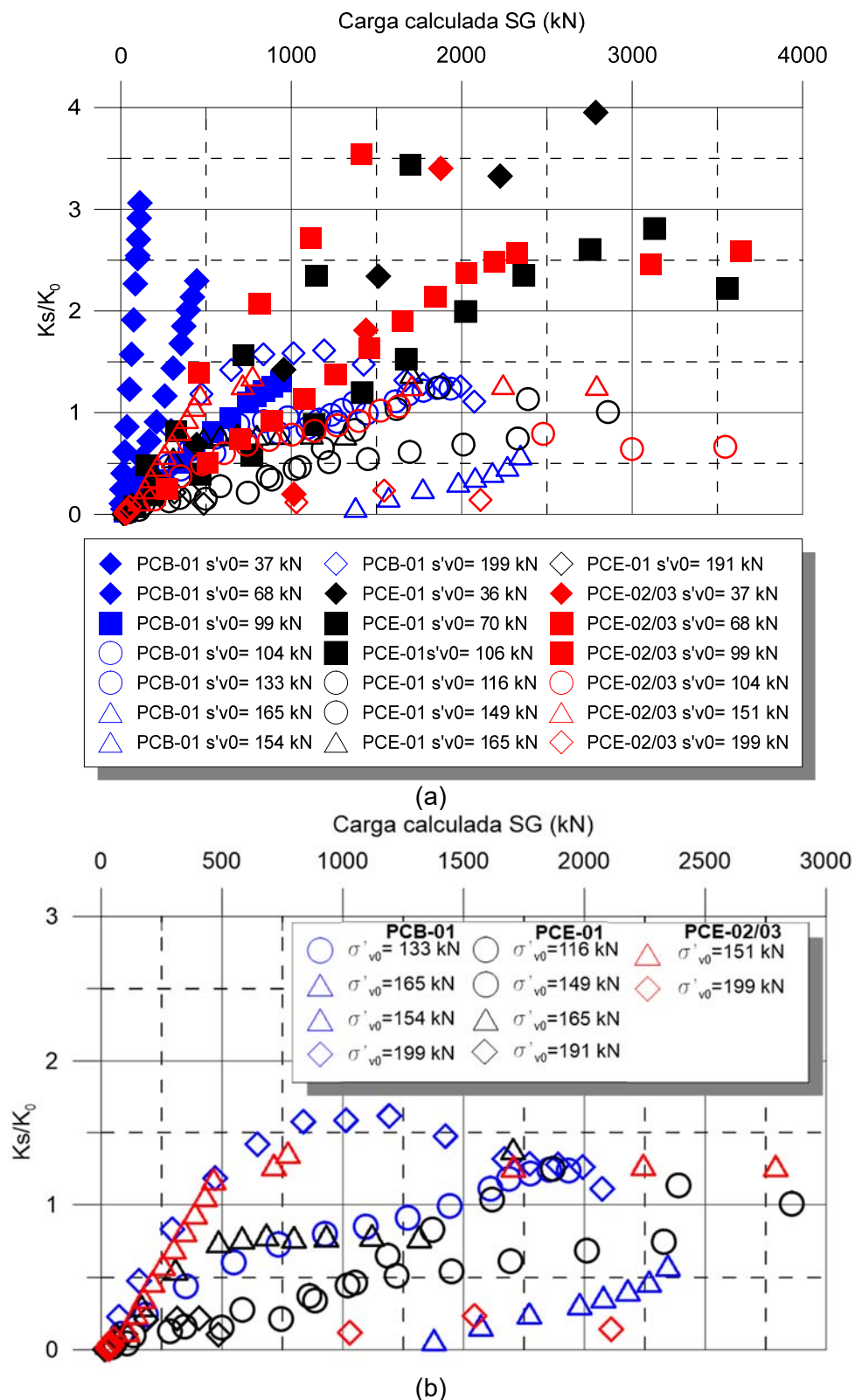


Figura 6-47 – Variação de  $K_s/K_0$  em função da carga medida pelos strain gages: (a) escala geral e (b) Para tensões verticais efetivas iniciais acima de 100 kPa

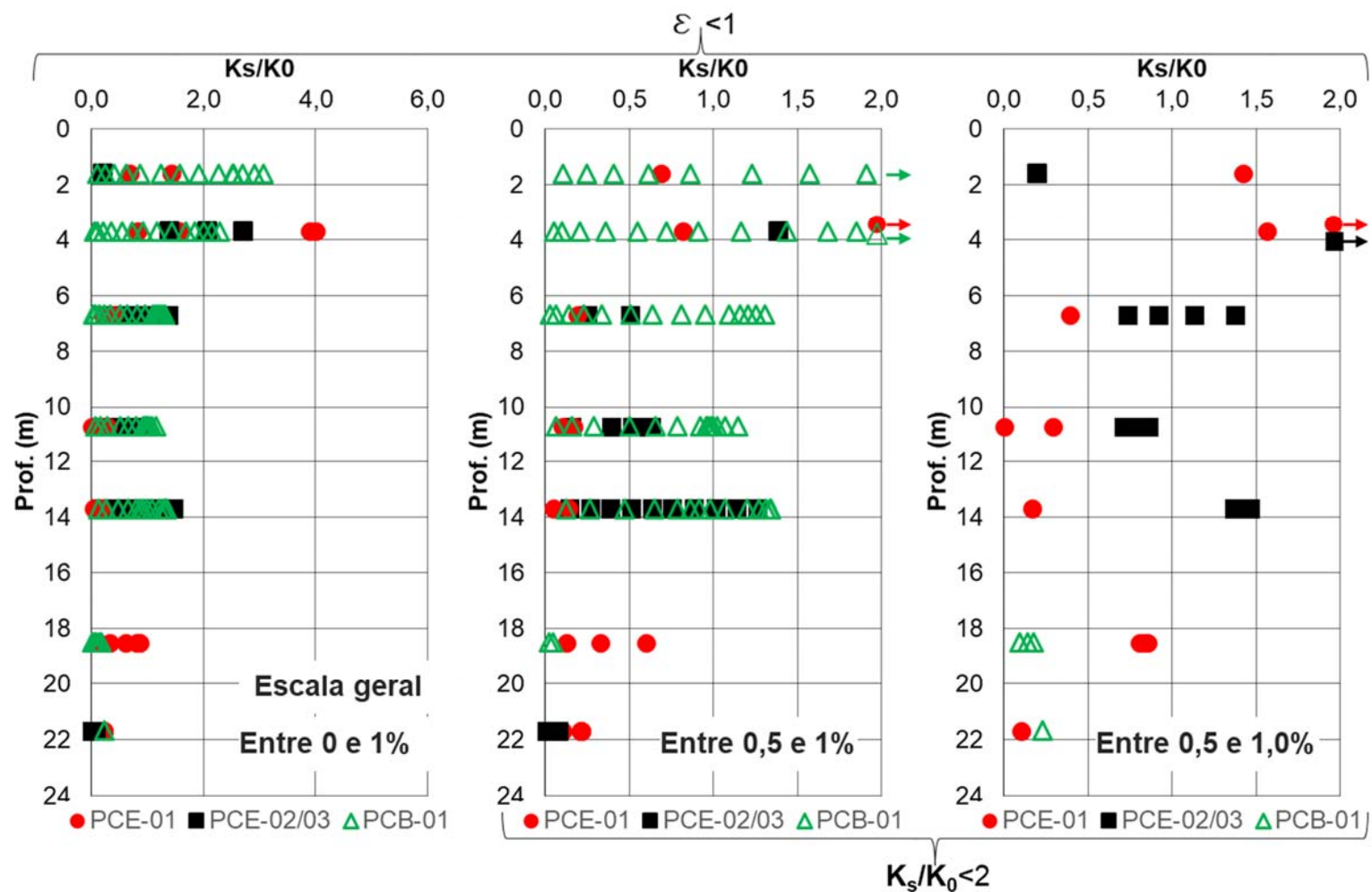


Figura 6-48 – Ganho de atrito lateral ( $K_s/K_0$ ) em relação ao nível de deformações até 1%

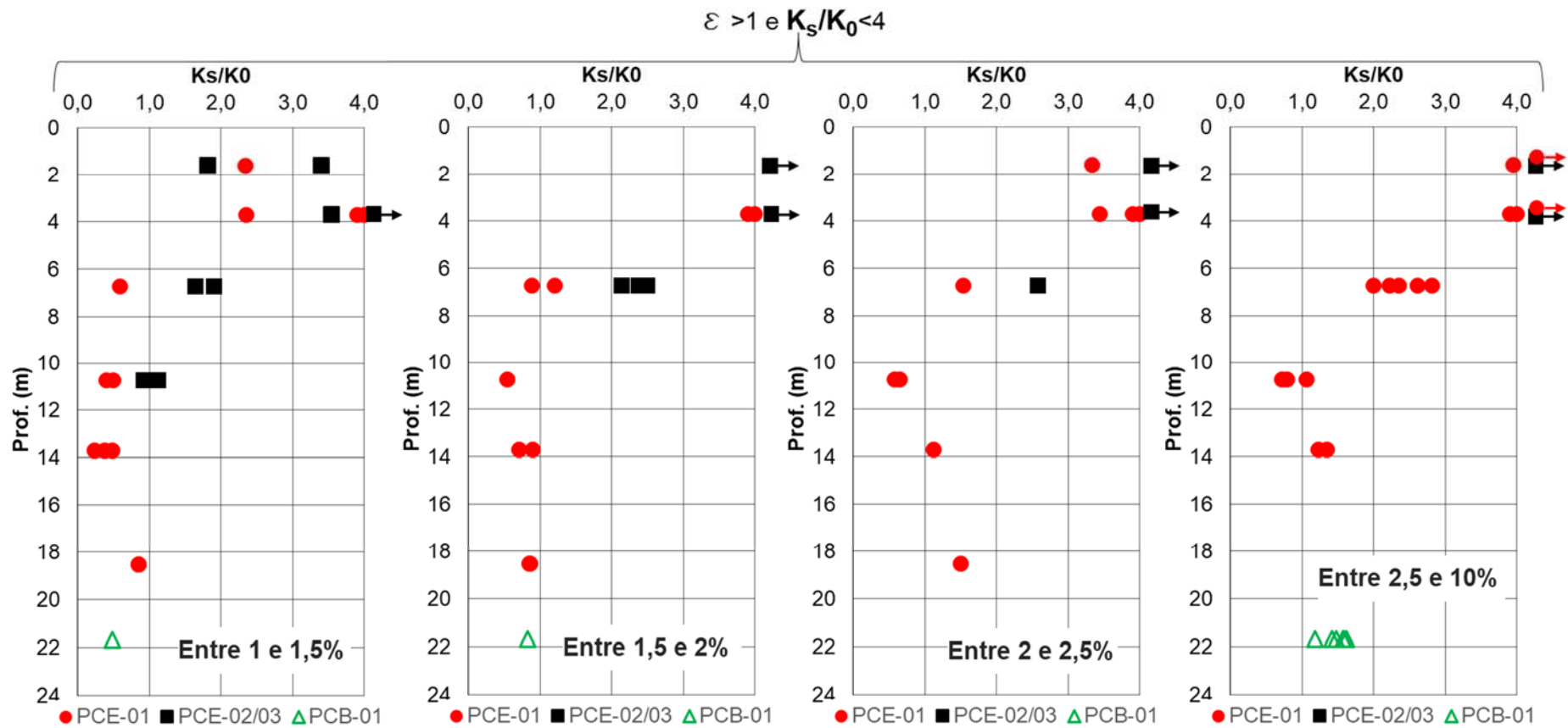


Figura 6-49 – Ganho de atrito lateral ( $K_s/K_0$ ) em relação ao nível de deformações acima de 1

Em analogia à discussão desenvolvida para o nível de carregamento medido, é possível avaliar ainda as variações de  $K_s/K_0$  em função do nível de deformação em cada *strain gage*, para as duas faixas de tensão de confinamento previamente identificadas (acima e abaixo de 100 kPa) e ainda em função do tipo de solo predominante na camada em análise (Figura 6-50). Tal análise teve como finalidade comparar os resultados obtidos com as provas de carga de topo e bidirecional sob as mesmas condições de carregamento pois, enquanto para o carregamento bidirecional as deformações medidas no elemento superior da estaca foram inferiores a 1%, para os carregamentos de topo tal ordem de grandeza foi atingida em todos os níveis durante grande parte dos incrementos de carga. Uma comparação de resultados expresso em função da deformação é apresentada nas Tabelas 6-4 a 6-6.

Com base na Figura 6-50a, verifica-se que os maiores valores de  $K_s/K_0$  estão associados a tensões geostáticas efetivas inferiores a 100 kPa. Os resultados permitem delimitar ainda possíveis limites em função do tipo de solo para a estratigrafia de Araquari. Ao avaliar apenas as deformações entre 0,5% e 3% (Figura 6-50b), é possível definir duas faixas de valores para variações da relação  $K_s/K_0$  em função do nível de tensões efetivas verticais iniciais, evidenciando que os maiores valores estão associados a pequenos níveis de tensões.

Com base no contexto descrito nas análises precedentes, é possível concluir que:

- i. Os valores de  $K_s/K_0$  estão associados aos níveis de deformação mobilizados ao longo do fuste da estaca. Em princípio, por ser definido a partir de métodos de equilíbrio limite,  $K_s$  deveria representar um valor único, representativo do estado último de atrito mobilizado ao longo do fuste. Ao ser submetida a carregamentos estáticos (provas de carga), a estaca mobiliza atrito de modo contínuo com o aumento do nível das deformações e, portanto, não é possível definir um único e inequívoco valor de  $q_s$  (e, portanto, de  $K_s$ ). A avaliação da magnitude de  $K_s$  deve estar sempre relacionada à um critério de ruptura e, portanto, um dado nível de deformações;
- ii. Os valores de  $K_s/K_0$  são fortemente dependentes do nível de tensões confinantes, na medida em que este condiciona o comportamento contrátil ou dilatante do solo durante o cisalhamento. Para tensões inferiores a 100 kPa, a areia (e silte arenoso) de Araquari possui densidade variando entre fofa a densa e comportamento predominantemente dilatante (predomínio de areias densas). Nestes casos, o valor de  $K_s/K_0$  apresenta grande dispersão na medida em que o atrito lateral é função do ângulo de atrito de pico do solo. Como este valor é influenciado pela densidade relativa, os valores de  $K_s$  são muito variáveis e maiores que aqueles definidos para tensões superiores a 100 kPa, situando-se em geral na faixa entre 0,5 e 3,0;

- iii. Para tensões verticais efetivas iguais ou superiores a 100 kPa, o solo de Araquari não apresenta comportamento dilatante e as tensões normais mobilizadas no fuste da estaca são função do ângulo de atrito interno do solo no estado crítico (i.e. independem da densidade relativa da areia). Por este motivo, os valores de  $K_s/K_0$  apresentam pequena variabilidade e situam-se normalmente na faixa entre 0,5 e 1,5 e crescem com o aumento do nível de deformações;
- iv. Valores de  $K_s$  próximos para as PCE's e PBC indicam que o carregamento bidirecional imposto na ET-06 durante a PCB-01 não resultou em um ganho significativo de resistência na estaca, ou seja, ainda que resistências residuais sejam geradas com o carregamento ou mesmo devido ao processo executivo, essa não possui uma ordem de grandeza significativa para estacas escavadas de grande diâmetro no solo de Araquari.

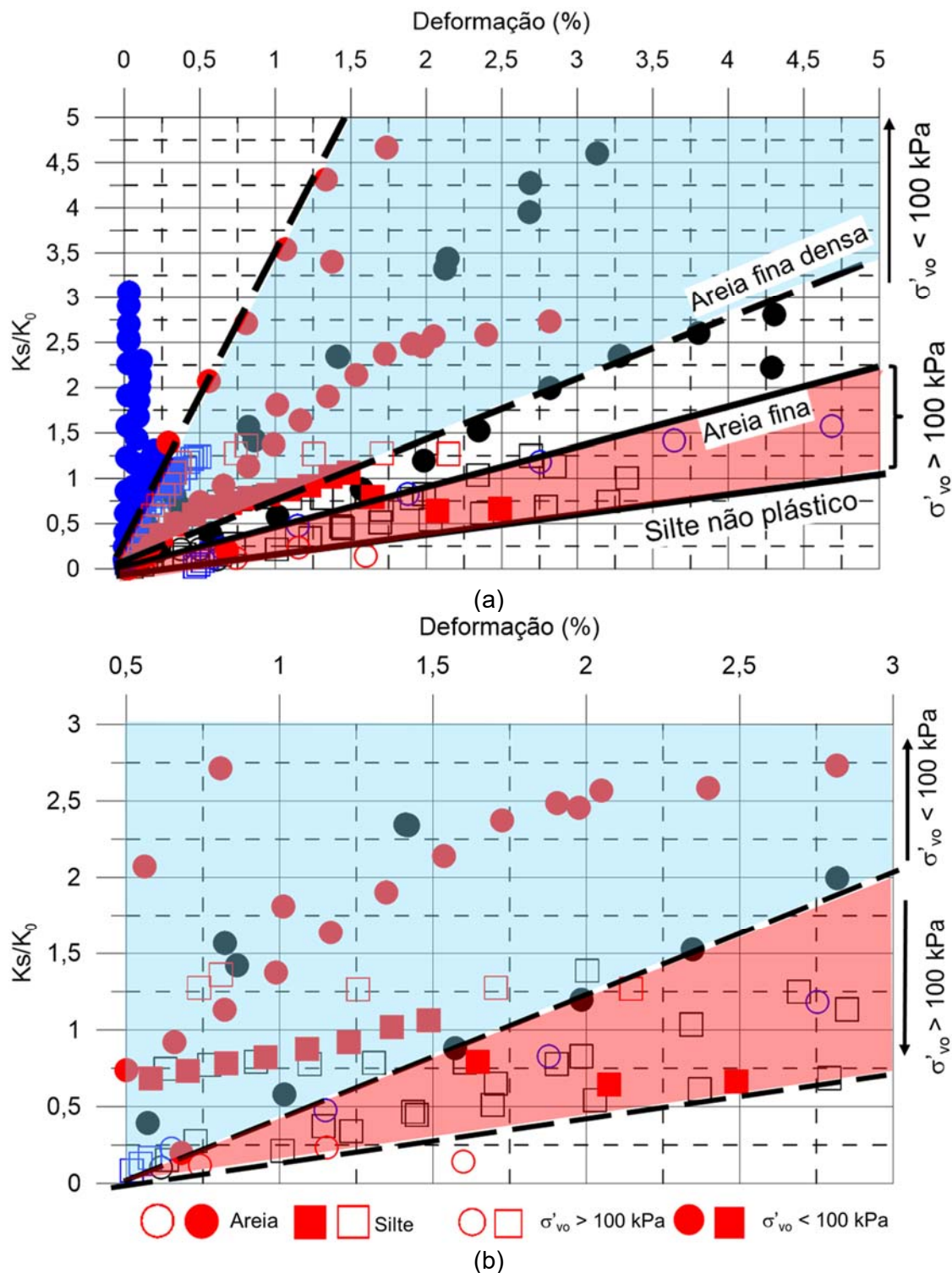


Figura 6-50 – Variação de  $K_s/K_0$  em função da deformação: (a) Escala geral e (b) Para deformações acima de 0,5% e variações de  $K_s/K_0$  até 3

Tabela 6-4 – Deformações medidas ao longo da profundidade durante a PCE-01 na ET-04

ET-04 (PCE-01)	Deformações (%)						
	N1-N2	N2-N3	N3-N4	N4-N5	N5-N6	N6-N7	N7-N8
Carga aplicada (kN)							
233	0,17	0,14	0,09	0,06	0,05	0,03	0,02
482	0,37	0,33	0,22	0,14	0,12	0,07	0,04
1032	0,86	0,82	0,57	0,40	0,34	0,19	0,11
1637	1,42	1,41	1,02	0,73	0,63	0,37	0,21
2404	2,12	2,14	1,57	1,14	1,01	0,63	0,38
2999	2,68	2,69	1,98	1,44	1,23	0,77	0,50
3525	3,12	3,13	2,35	1,69	1,45	0,92	0,61
4265	3,76	3,77	2,82	2,03	1,71	1,10	0,75
4950	4,39	4,38	3,28	2,37	1,98	1,31	0,92
5751	5,10	5,08	3,80	2,79	2,34	1,60	1,15
6542	5,72	5,68	4,30	3,21	2,69	1,90	1,44
6990	5,48	5,49	4,29	3,33	2,85	2,00	1,46



Tabela 6-5 – Deformações medidas ao longo da profundidade durante a PCE-02/03 na ET-06

ET-06 (PCE-02/03)	Deformações (%)						
	Carga aplicada (kN)	N1-N2	N2-N3	N3-N4	N4-N5	N5-N7	N7-N8
							0,03
544	0,30	0,29	0,17	0,13	0,07		0,03
1025	0,68	0,56	0,35	0,24	0,10		0,02
1501	1,01	0,81	0,50	0,35	0,12		0,02
1955	1,37	1,07	0,66	0,46	0,15		0,02
2498	1,74	1,33	0,82	0,58	0,19		0,03
2996	2,12	1,61	0,99	0,70	0,23		0,03
3507	2,52	1,91	1,17	0,83	0,26		0,03
4010	2,93	2,20	1,35	0,95	0,30		0,03
4508	3,34	2,50	1,54	1,09	0,34		0,03
5013	3,74	2,79	1,73	1,23	0,37		0,04
5502	4,14	3,04	1,90	1,37	0,74		0,04
5998	4,50	3,23	2,05	1,49	0,81		0,05
7005	3,84	2,86	1,98	1,65	1,26		0,74
8000	4,50	3,39	2,40	2,07	1,71		1,15
8993	5,17	3,89	2,82	2,49	2,15		1,60

Tabela 6-6 – Deformações medidas ao longo da profundidade durante a PCB-01 na ET-06

ET-06 (PCB-01)	Deformações (%)							
	Carga aplicada (kN)	N1-N2	N2-N3	N3-N4	N4-N5	N5-N6	N6-N7	N7-N8
								0,65
118	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04		1,15
252	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,07		1,88
482	0,01	0,02	0,03	0,05	0,09	0,11		2,75
713	0,01	0,03	0,05	0,08	0,13	0,16		3,64
940	0,01	0,04	0,06	0,10	0,17	0,20		4,69
1178	0,02	0,05	0,08	0,14	0,22	0,25		5,76
1401	0,02	0,06	0,10	0,17	0,26	0,30		6,95
1631	0,02	0,07	0,12	0,20	0,31	0,36		8,56
1861	0,03	0,08	0,14	0,24	0,36	0,41		10,16
2091	0,03	0,09	0,16	0,27	0,41	0,47		10,80
2207	0,03	0,09	0,17	0,28	0,43	0,49		11,54
2325	0,03	0,10	0,18	0,30	0,45	0,52		12,28
2434	0,03	0,10	0,19	0,32	0,47	0,55		13,09
2550	0,03	0,11	0,20	0,34	0,50	0,58		

## 7. CONCLUSÕES

O trabalho experimental realizado ao longo desta pesquisa permite delinear algumas conclusões em função tanto da extensa caracterização geotécnica executada, como da interpretação dos resultados dos carregamentos estáticos realizados.

### 7.1. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

A presente pesquisa contemplou a análise de resultados de um sítio experimental de estudos denominado “Campo experimental de Araquari” idealizado e concebido com o objetivo de estudar o comportamento de estacas escavadas de grande dimensão em solos arenosos.

Uma extensa campanha de investigações geotécnicas de campo e laboratório foi executada permitindo a caracterização completa da área em estudo. Dentre os ensaios de campo analisados, tem-se: 3 (três) furos de sondagem a percussão e 7 (sete) ensaios de piezocone, ambos com profundidade de 30 metros e 2 (dois) ensaios dilatométricos sísmicos, com aproximadamente 28 metros de profundidade.

A análise dos resultados obtidos por meio dessas três técnicas de ensaio possibilita delinear vantagens e limitações associadas a cada ferramenta. Com base nos ensaios de SPT foi possível classificar a estratigrafia local como sendo composta por material de característica arenosa, exceto por uma camada argilo-arenosa de espessura variando entre 2,0 e 4,0 metros situada entre 18,0 e 21,0 metros de profundidade. Com relação ao material granular, diferentes subcamadas com caráter homogêneo e de horizontalidade condizente com as características de material sedimentar foram identificadas e classificadas de acordo com o nível de compactação (definido em função do  $N_{SPT}$ ). O material mais próximo à superfície possui granulometria fina, seguido de uma camada intermediária classificada como areia média entre 22 e 24 metros de profundidade e, por fim, de areia grossa com pedregulhos até o final das sondagens (30 metros). Com relação à compactação, destaca-se que o material presente entre aproximadamente 4 e 11 metros apresentou os maiores valores de resistência ( $N_{SPT}$  entre 20 e 60). Pequenas variações do nível de lençol freático foram identificadas ao longo das três perfurações, estando o mesmo entre 2,15 (SPT-03) e 2,77 (SPT-02) metros.

Com relação aos ensaios de cone, resultados bastante similares foram obtidos ao longo das sete perfurações realizadas, estando a interpretação apresentada no presente trabalho focada nos dados de ensaios realizados sob os eixos das duas estacas de interesse no presente estudo (ET-04 e ET-06). A interpretação desses resultados permitiu confirmar a

presença de uma camada de maior resistência, delimitada de forma mais precisa pelo método (entre aproximadamente 3,5 e 11,0 m) e caracterizada por valores médios de resistência de ponta de aproximadamente 15 MPa com picos de até 30 MPa. As leituras de poropressão (acúmulos entre 800 e 1.000 kPa) evidenciaram a presença de uma camada com característica argilosa entre aproximadamente 18,0 e 21,5 m. Pequenos acréscimos de poropressão foram medidos na camada entre 11,0 e 18,0 m e associados à presença finos em complemento à areia fina previamente mapeada pelos SPT's. A interpretação dos resultados de ensaios de cone com base na proposta de (Robertson *et al.*, 1986) mostrou resultados interessantes, classificando o material como de granulometria silte-argilosa/argilo-siltosa à puramente arenosos, representando resultados condizentes com outras técnicas de investigação.

Os dois ensaios com o Dilatômetro de Marchetti (DMT) atestaram novamente a homogeneidade do subsolo presente na área de estudo, cabendo salientar que a resistência oferecida pela camada arenosa presente entre aproximadamente 5 e 11 m representou um fator limitante ao sistema de reação utilizado para cravação da lâmina ao longo desse substrato. Com base na classificação baseada no índice do material ( $I_D$ ) fornecido pelo ensaio, definiu-se o material presente entre 0,0 e 8,0 m como arenoso, entre 11,0 e 19,0 m como predominantemente siltoso, seguido de uma camada argilosa entre 19,0 e 21,0 m e, por fim, um material siltoso até o final da investigação. As diferenças observadas na classificação proposta por esse parâmetro e pelos demais ensaios refletem o fato do mesmo representar o comportamento mecânico do solo e não sua distribuição granulométrica. Com relação à distribuição do índice de tensão horizontal ( $K_D$ ), valores próximos a 7 foram obtidos nos primeiros três metros, seguidos de uma média de 15 entre 3,0 e 8,0 m e inferiores a 5 entre 11,0 m e o término das sondagens.

Ensaio de laboratório permitiram refinar as informações obtidas pelas sondagens no que diz respeito à classificação do solo ao longo da profundidade. Análises granulométricas confirmaram a presença de uma camada de areia fina entre 3,0 m e 17,0 m, com porcentagem de finos variando entre 15 e 25%. O material coletado entre 18,0 m e 22,0 m foi classificado como silto-argiloso onde o silte representa 60% do solo. Por fim, até os 24,0 m tem-se uma camada de areia de granulometria média a grossa, com uma porcentagem de finos de aproximadamente um 20%. Com relação à densidade, nos primeiros três metros identificou-se uma camada medianamente densa, seguido de uma camada de areia densa entre 5 e 10 m ( $D_R \sim 70\%$ ). Entre 10 e 24 m, tem-se uma camada de solo de consistência fofa a medianamente densa ( $D_R \sim$ entre 19 e 39%).

Resultados de ensaio de microscopia eletrônica de varredura indicaram partículas de areia de formato angular (baixo grau de arredondamento) ao longo de todas as amostras avaliadas. Ensaios de difração de raios-X apontaram para uma areia de composição

química quartzosa e com pequena proporção de feldspato potássico. Com relação ao material argiloso presente entre aproximadamente 18 e 21 m sua formação foi definida como sendo predominantemente por illita com a presença em menor proporção de caolinita.

## 7.2. EXECUÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTACAS

Procedimentos normatizados e em concordância com técnicas usualmente empregadas na prática de engenharia foram realizados durante a execução das estacas que compreendem o escopo do presente trabalho. Amostras de concreto foram coletadas e ensaiadas para atestar que o desempenho do mesmo atenderia às condições (resistência a compressão) mínimas definidas em projeto.

A análise integrada de resultados de ensaios de integridade nas estacas (e.g. PIT, *Cross-hole* e TIP) e de investigação geotécnica permitiram uma interpretação em detalhe dos elementos de fundação. Os resultados mostraram que de modo geral os elementos em estudo encontram-se íntegros. Pequenas variações no diâmetro decorrentes do processo construtivo foram observadas e avaliadas durante a interpretação dos resultados de prova de carga delimitando diferenças nos resultados em termos de capacidade e transferência de carga mobilizada.

Os carregamentos estáticos impostos nas duas estacas em estudo foram planejados e executados de modo a permitir a comparação dos resultados obtidos ao longo dos mesmos: incrementos de carga de mesma duração e magnitude (em função da capacidade de carga projetada) foram aplicados. A aplicação de duas técnicas distintas de carregamento (de topo e bidirecional) permitiu comparar resultados e delinear as limitações e vantagens de cada uma das técnicas.

O planejamento prévio necessário para a realização de um ensaio bidirecional (escolha do elemento a ser testado e da profundidade de instalação da (s) célula (s) hidroexpansiva (s) e instalação do equipamento durante a execução da estaca) caracteriza aspectos inerentes à aplicação do método. Em contrapartida, durante a aplicação dos carregamentos, fez-se necessária a utilização de uma estrutura simplificada em relação ao método convencional (de topo), eliminando-se a etapa de montagem e instalação de um sistema de reação cuja complexidade está diretamente relacionada ao nível de carregamento aplicado.

As leituras obtidas com o monitoramento ao longo do fuste mostraram-se consistentes com o comportamento esperado e, dos 46 sensores instalados ao longo das duas estacas avaliadas apenas 7 (aproximadamente 15%) apresentaram leituras inconsistentes e não foram utilizados durante todas as análises. Tal comportamento reforça a necessidade/importância de planejar seções instrumentadas com um mínimo de dois ou ainda

preferencialmente quatro medidores por seção posicionados de modo diametralmente opostos.

### 7.3. COMPORTAMENTO E MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Os resultados com as provas de carga instrumentada permitiram interpretar importantes parâmetros no que diz respeito aos mecanismos de transferência de carga das estacas. A conversão dos valores de deformação medidos ao longo do fuste em carregamentos tornou necessária a definição dos valores de módulo de elasticidade da estaca. Tal procedimento não representa um processo direto de cálculo para elementos de fundação moldados *in loco*, sendo para tanto realizadas análises paramétricas envolvendo diferentes metodologias de cálculo. O escopo englobou desde a utilização de valores únicos e constantes ao longo da profundidade até sua calibração em função do nível de deformações medido pelos *strain gages* posicionados ao longo do fuste da estaca, sendo avaliadas ainda metodologias prescritas pelas normas ABNT e ACI com base em valores de resistência à compressão do concreto.

A distribuição de cargas obtida em função dessas análises para a estaca ET-04 (ensaio PCE-01) mostrou-se bastante divergente principalmente ao longo dos primeiros 4 m. Os resultados mais próximos àqueles obtidos por meio da instrumentação foram encontrados por meio de resultados de resistência à compressão simples na data do carregamento, ilustrando dessa forma que a qualidade dos resultados obtidos é função do conjunto de informações disponíveis. A adoção de valores de módulo entre 20 e 30 GPa subestimou a capacidade de carga da estaca, enquanto ao utilizar um módulo único de 35 GPa (valor médio obtido ao longo do primeiro carregamento da PCE-01), os resultados mostraram-se condizentes com os calculados por meio da instrumentação a partir dos 4 m de profundidade.

Conclusões similares foram obtidas nas análises desenvolvidas para o ensaio PCE-02/03 realizado na ET-06 onde a utilização de valores únicos de módulo de 20, 25 e 30 GPa ou das metodologias NBR ou ACI para a resistência à compressão de 28 dias refletiram em uma curva de transferência de cargas subestimada em relação àquela obtida por meio da instrumentação. Para o carregamento bidirecional (ensaio PCB-01 executado na ET-06), a adoção de um valor único de módulo com base no sensor mais próximo ao ponto de aplicação de carga (N7) ou da aplicação das prescrições normativas com a resistência à compressão obtida em 28 dias mostraram resultados similares àqueles obtidos com base na calibração do módulo em função do nível de deformação. Ainda, a adoção de um módulo único de 20 GPa tendeu a subestimar os resultados enquanto valores de 30, 35 e 40 GPa tenderam a superestimar tanto a contribuição do atrito lateral como a resistência de ponta.

Resultados promissores e sem histórico prévio na bibliografia nacional e internacional foram obtidos ao comparar as curvas de distribuição de carga encontradas ao longo de todos os ensaios avaliados. O comportamento obtido com o ensaio bidirecional mostrou-se condizente com o carregamento de topo, estando as maiores diferenças concentradas na distribuição de carga ao longo dos primeiros 7 m de profundidade. Tal divergência pode ser associada aos diferentes níveis de deformação impostos pelos dois ensaios. Ainda, cabe salientar que os deslocamentos descendentes medidos (137 mm) durante a PCB-01 representarem valores muito superiores aos ascendentes (6 mm). Se as células hidro expansivas estivessem posicionadas em um ponto mais próximo ao denominado “neutro” da estaca, haveria mobilização de uma parcela maior de atrito lateral da estaca e, conseqüentemente os deslocamentos máximos medidos teriam ordem de grandeza similares. Ressalta-se, contudo, a similaridade dos valores de resistência de ponta obtida pelas duas formas de carregamento da ET-06.

Com relação à parcela de atrito lateral, todos os ensaios apresentaram resultados similares para os primeiros 8 mm de deslocamento. Diferenças significativas foram obtidas ao comparar a resistência de ponta ao longo dos carregamentos impostos na ET-04 e ET-06 e podem estar associadas a variações no comprimento total das estacas (0,4 m) ou ainda refletir condições de integridade na ponta da ET-04 em decorrência do processo executivo.

Como parte da interpretação dos resultados das provas de carga estáticas de topo e bidirecional realizadas e em conjunto com propriedades de comportamento do solo obtidas por meio de ensaios de laboratório, parâmetros de projeto denominados  $K_0$  e  $K_s$  foram obtidos de modo a ampliar o entendimento dos mecanismos de transferência de carga atuantes durante os esforços impostos aos elementos de fundação. As análises desenvolvidas permitiram concluir que o atrito lateral começa a ser mobilizado a deformações muito pequenas (menores que 0,2% em relação ao diâmetro nominal) em todos os ensaios. Observa-se ainda que ocorre um crescimento da relação  $K_s$  ou mesmo  $K_s/K_0$  ao longo de todos os incrementos de carga na região superficial da estaca (tensões verticais efetivas iguais ou inferiores a 100 kPa).

Análises envolvendo a comparação do comportamento medido ao longo das quatro provas de carga avaliadas durante incrementos de carga de diferentes ordens de grandeza e ainda com deslocamentos no topo da estaca similares foram realizadas, e mostraram um comportamento similar ao encontrado para as cargas máximas impostas: crescimento dos valores de  $K_s/K_0$  nas camadas superficiais do solo.

Quando comparados sob as mesmas condições de carregamento (carga última), os resultados obtidos com as provas de carga de topo e com o carregamento bidirecional indicaram que enquanto as deformações medidas no elemento superior da estaca durante o ensaio bidirecional foram inferiores a 1%, para os carregamentos de topo tal ordem de

grandeza foi atingida em todos os níveis durante grande parte dos incrementos de carga. Com base nessa premissa, resultados promissores foram alcançados ao correlacionar valores de  $K_s/K_0$  com o nível de deformações medidos e às tensões efetivas iniciais.

O conhecimento gerado com o desenvolvimento do presente trabalho permite concluir que os valores de  $K_s/K_0$  devem estar sempre associados a um nível de deformação. Originalmente, o parâmetro  $K_s$  é definido a partir de métodos de equilíbrio limite e, portanto, representa um valor único e representativo do estado último de atrito mobilizado ao longo do fuste. Em contrapartida, a parcela de atrito é mobilizada de forma contínua e com o aumento das deformações decorrentes de carregamentos estáticos (provas de carga) e, portanto, não pode ser representada por um único valor de  $q_s$  (e, portanto, de  $K_s$ ). A avaliação da magnitude de  $K_s$  deve estar sempre relacionada à um critério de ruptura e, conseqüentemente a um dado nível de deformações;

Para o solo de Araquari, classificado em camadas compostas predominantemente por material arenoso e silto-arenoso, os valores de  $K_s/K_0$  estão diretamente associados ao nível de tensões confinantes, na medida em que este condiciona o comportamento contrátil ou dilatante do solo durante o cisalhamento. As análises desenvolvidas ao longo do presente estudo permitiram estabelecer duas faixas de variação para a relação  $K_s/K_0$  em função do tipo de solo, nível de deformações e para tensões inferiores e superiores a 100 kPa.

A proximidade dos valores de  $K_s/K_0$  ao longo dos três carregamentos de topo e do ensaio bidirecional para um mesmo nível de deformações indicam que para estacas escavadas de grande diâmetro no solo de Araquari, ainda que resistências residuais sejam geradas com o carregamento ou mesmo devido ao processo executivo, sua ordem de grandeza não representa mudanças significativas na capacidade de carga da estaca.



## 7.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O conhecimento gerado ao longo da presente pesquisa proporcionou identificar aspectos importantes no que diz respeito aos mecanismos de transferência de carga de estacas escavadas de grande dimensão em solos arenosos. Como parte do processo de construção do conhecimento, contudo, algumas questões que não compreenderam o escopo do presente trabalho surgiram e representam assuntos que podem ser abordados com a continuidade da presente pesquisa, tais como:

- Interpretação de deformações medidas pela instrumentação em profundidade ao longo do processo de cura do concreto de modo a identificar, mensurar e considerar eventuais tensões residuais formadas durante essa etapa na interpretação dos ensaios de prova de carga;
- Exumação parcial das estacas de modo a confirmar as variações na geometria interpretadas com base nos dados disponíveis ao longo da presente pesquisa;
- Realização de novos carregamentos estáticos seguindo os mesmos procedimentos de ensaio para identificar eventuais ganhos de resistência e rigidez em decorrência de processos conhecidos como “*aging*” ou ainda de mudanças no estado de tensões no solo adjacente ao fuste da estaca;
- Realização de ensaios de arrancamento nas estacas para análise e comparação dos resultados;
- Refinamento das informações obtidas por meio de ensaios de laboratório específicos (e.g. *ring shear*) para obtenção de valores de ângulo de atrito no estado crítico com base em amostras coletadas ao longo das diferentes camadas mapeadas.

## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1997-3:2000, E. **Eurocode 7. Geotechnical design. Part 3: Design assisted by fieldtesting.** European Commission, , 2007.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) - Método de ensaio - CANCELADA**, 1991.

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

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Fundações: NBR-6122.** Rio de Janeiro, 2010.

ALTAEE, A.; EVGIN, E.; FELLENIUS, B. H. Axial load transfer for piles in sand. I: Tests on an instrumented precast pile. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n. 1, p. 11–20, 1992.

ALTAEE, A.; EVGIN, E.; FELLENIUS, B. H. Load transfer for piles in sand and the critical depth. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 30, n. 2, p. 463–465, 1993.

AMIR, J. M. **Interpretation of load tests on piles in rock.** 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...** Haifa: 1983

ANJOS, G. J. M. DOS. **Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais.** [s.l.] Universidade de Brasília, 2006.

AOKI, N.; VELLOSO, D. D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles.** 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Anais...** Buenos Aires: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1975

ASTM. **Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.** ASTM D5778-1995 R, , 1995.

ASTM. **Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load** ASTM D1143/D1143M-07 West Conshohocken, PAASTM International, , 2013. Disponível em: <www.astm.org>

ASTM. **Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing** ASTM D6760, , 2014.

ASTM. **Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer** ASTM D6635-15, , 2015.

ASTM. **Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations.** ASTM D5882, , 2016.

BASU, D.; SALGADO, R. Load and Resistance Factor Design of Drilled Shafts in Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 12, p. 1455–1469, 2012.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G.; HACHEY, J. E. The critical state of sands. **Geotechnique**, v. 14, n. 3, p. 365–381, 1991.

BEGEMANN, H. K. S. **The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile.** Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE. **Anais...** Montreal: 1965

BEREZANTZEV, V. G. **Design of deep foundations.** ICSMFE, 6. **Anais...** Montreal: Proceedings..., 1965

BEREZANTZEV, V. G.; KHRISTOFOROV, V. S.; GOLUBKOV, V. N. **Load bearing capacity and deformation of pile foundations.** ICSMFE, 5. **Anais...** Paris: Proceedings..., 1961

- BOLTON, M. D. The strength and dilatancy of sands. **Geotechnique**, v. 36, n. 1, p. 65–78, 1986.
- BOZOUK, M.; FELLENIUS, B. H.; SAMSON, L. Soil disturbance from pile driving in sensitive clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, n. 3, p. 346–361, 1978.
- BROCHERO, J. L. R. **Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.
- BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. **Pile bearing capacity predictions by means of static penetrometer CPT**. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing. **Anais...**Amsterdam: Vol. 2, 1982
- CHING, J. et al. Updating Uncertainties in Friction Angles of Clean Sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 2, p. 217–229, 2012.
- DATATAKER. **DT80G Series 3 Data Logger**. Disponível em: <[http://www.datataker.com/documents/specifications/TS-0071-F1-DT80G\\_2.pdf](http://www.datataker.com/documents/specifications/TS-0071-F1-DT80G_2.pdf)>. Acesso em: 1 jul. 2016.
- DSI. **Sistemas Dywidag 36 mm**. Disponível em: <[https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI\\_Protendidos\\_Sistemas\\_DYWIDAG\\_36mm\\_br.pdf](https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI_Protendidos_Sistemas_DYWIDAG_36mm_br.pdf)>. Acesso em: 1 jul. 2016.
- DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. [s.l.: s.n.].
- EN1997-1:2004. **Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1: General rules**European Comission, , 2004.
- ENGLAND, M. **Bi-directional static load testing - state of the art**. 4th Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Augered Piles. **Anais...**Belgium: 2003
- ENGLAND, M.; CHEESMAN, P. F. **Recent Experiences With Bi-Directional Static Load Testing**. [s.l.: s.n.]. Disponível em: <[http://www.loadtest.com/INT\\_media/RECENT\\_EXPERIENCES\\_WITH\\_BI-DIRECTIONAL\\_STATIC\\_LOAD\\_TESTING\\_040506.pdf](http://www.loadtest.com/INT_media/RECENT_EXPERIENCES_WITH_BI-DIRECTIONAL_STATIC_LOAD_TESTING_040506.pdf)>.
- ENV1997-3:1999. **Eurocode 7. Geotechnical design. Design assisted by fieldtesting**European Comission, , 2007.
- ESLAMI, A.; FELLENIUS, B. H. Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 34, n. 6, p. 886–904, dez. 1997.
- FELLENIUS, B. H. **On the Preparation of a Piling Paper**. Michigan: Deep Foundations Institute Annual Meeting, 1999
- FELLENIUS, B. H. The O-Cell – An innovative engineering tool. **Geotechnical News Magazine**, v. 19, n. 6, p. 55–58, 2001.
- FELLENIUS, B. H. Determining the resistance distribution in piles. Part 1: Notes on shift of no-load reading and residual load. Part 2: Method for Determining the Residual Load. **Geotechnical News Magazine**, v. 20, n. 2 e 3, p. (2 25-38) e (3 25-29), 2002.
- FELLENIUS, B. H. Effective Stress Analysis and Set-up for Shaft Capacity of Piles in Clay. **ASCE Geotechnical Special Publication**, n. GSP 180, p. 384–406, 2008.
- FELLENIUS, B. H. Capacity versus deformation analysis for design of footings and piled foundations . **Geotechnical Engineering Journal of the SouthEast Asian Geotechnical Society**, v. 42, n. 2, p. 70–77, 2011.
- FELLENIUS, B. H. Analysis of Results of an Instrumented Bidirectional-Cell Test. **Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA**, v. 46, n. 2, p. 64–67, 2015a.
- FELLENIUS, B. H. Static tests on instrumented piles affected by residual load. **Journal of the Deep Foundation Institute**, v. 9, n. 1, p. 11–20, 2015b.

FELLENIOUS, B. H. **Basics of Foundation Design Basics of Foundation Design**. Electronic ed. Sidney, British Columbia: www.Fellenius.net, 2016.

FELLENIOUS, B. H.; ALTAEE, A. A. The critical depth—How it came into being and why it does not exist. **Geotechnical Engineering Journal**, v. 113(2), n. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, p. 107–111, 1995.

FELLENIOUS, B. H.; ALTAEE, A. A. The critical depth – How it came into being and why it does not exist. Reply to Discussion. **Geotechnical Engineering Journal**, v. 119(4), n. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, p. 244–245, 1996.

FELLENIOUS, B. H.; BRUSEY, W. G.; PEPE, F. **Soil set-up, variable concrete modulus, and residual load for tapered instrumented piles in sand**. ASCE Specialty Conference on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities. **Anais...Amherst: Special Geotechnical Publications, GSP94, 2000**

FELLENIOUS, B. H.; HAI, N. M. Large Diameter Long Bored Piles in the Mekong Delta. **International Journal of Geoenvironment Case Histories**, v. 2, n. 3, p. 196–207, 2013.

FELLENIOUS, B. H.; TAN, S. A. Combination of O-cell test and conventional head-down test. **ASCE Geotechnical Special Publication**, n. GSP 198, p. 240–259, 2010.

FISG, F. I. S. G. **Resultados de ensaio de cone**. [s.l: s.n.].

FISG, F. I. S. G. **Relatório de ensaios de integridade - PIT e Cross Hole**. [s.l: s.n.].

FORMULAS, C. E. CHAPTER 5 CONCRETE. 2004.

FRANCIS A. OLUOKUN AND J. HAROLD DEATHERAGE, E. G. B. Elastic Modulus, Poisson's Ratio, and Compressive Strength Relationships at Early Ages. **Materials Journal**, v. 88, n. 1, 1991.

FUGRO LOADTEST. **WORLD RECORD STATIC LOAD TEST - Ohio River Bridges Downtown Crossing USA**. [s.l: s.n.]. Disponível em: <[http://www.loadtest.com/INT\\_projects/project\\_profiles/Ohio River Bridges Crossing US.pdf](http://www.loadtest.com/INT_projects/project_profiles/Ohio_River_Bridges_Crossing_US.pdf)>.

GEOFORMA. **Relatório de Sondagens de Simples Reconhecimento - SPT**. [s.l: s.n.].

GEOFORMA. **Relatório de ensaio dilatométrico com ensaio sísmico - SDMT 112 - 05/14**. [s.l: s.n.].

GEOKON. **Installation Manual Models 4911A/4911 VW Rebar Strain Meters**. Disponível em: <[http://www.geokon.com/content/manuals/4911-4911A\\_Rebar\\_Strainmeters\\_\(Sisterbars\).pdf](http://www.geokon.com/content/manuals/4911-4911A_Rebar_Strainmeters_(Sisterbars).pdf)>. Acesso em: 20 jun. 2006a.

GEOKON. **Instruction Manual model 8021 (Micro-1000) - Multi-channel Datalogger**. Disponível em: <[http://www.geokon.com/content/manuals/8021-1\\_Micro-1000\\_Datalogger.pdf](http://www.geokon.com/content/manuals/8021-1_Micro-1000_Datalogger.pdf)>.

GEOKON. **Instruction manual model 4450 VW displacement transducer**. Disponível em: <[http://www.geokon.com/content/manuals/4450\\_Displacement\\_Transducer.pdf](http://www.geokon.com/content/manuals/4450_Displacement_Transducer.pdf)>. Acesso em: 1 jul. 2016c.

GEOKON. **Instruction manual model 8032 - Terminal board and 16/32 channel multiplexer**. Disponível em: <[http://www.geokon.com/content/manuals/8032\\_Terminal\\_Board\\_and\\_Multiplexer.pdf](http://www.geokon.com/content/manuals/8032_Terminal_Board_and_Multiplexer.pdf)>. Acesso em: 20 jun. 2007.

GEOKON. **Instruction Manual Model GK-404 Vibrating Wire Readout**. Disponível em: <[http://www.geokon.com/content/manuals/GK-404\\_Readout\\_Box.pdf](http://www.geokon.com/content/manuals/GK-404_Readout_Box.pdf)>. Acesso em: 1 jun. 2016.

GEOTECHNE. **TECHNICAL REPORT N. 2014/367**. [s.l: s.n.].

GEOTECNIA, F.-F. I. S. **Relatório: Ensaio de integridade em estacas (CSL e PIT) URS-02-CSL-01**. [s.l: s.n.].

GIBSON, G. L.; DEVENNY, D. W. Concrete to Bedrock Bond Testing by Jacking from Bottom of a Bore Hole. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 10, n. 2, p. 304–306, maio 1973.

HAN, F. et al. Shaft and base resistance of non-displacement piles in sand. **Computers and Geotechnics**, v. 83, n. March, p. 184–197, 2017.

HOLMAN, T. P. High capacity micropiles in Wissahickon Schist bedrock. **American Society of Civil Engineers (ASCE)**, v. Geotechnic, n. 185, p. 359–366, 2009.

HORN FILHO, N. O. et al. Estudo Geológico dos Depósitos Clásticos Quaternários Superficiais da Planície Costeira de Santa Catarina, Brasil. **Gravel**, v. 12, n. 1, p. 41–107, 2014.

HUNTER, A. H.; DAVISSON, M. T. **Measurements of pile load transfer**. (A. S. for T. And, Materials, Eds.) Proceedings of Symposium on Performance of Deep Foundations. **Anais...**San Francisco: ASTM, Special Technical Publication, 1969

IRTP/ISSMFE. **Subcommittee on Standardization fo Europe, report on the penetration test use in Europe**. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. **Anais...**Tokyo: 1977

IRTP/ISSMFE. **International reference testing procedure for cone penetration tests (CPT)**. Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils: TC-16, with reference to Test Procedures. **Anais...**Linköping: Swedish Geotech. Inst., 1988

KULHAWY, F. H. On the axial behavior of drilled foundations. **Geosupport 2004**, p. 34–51, 2004.

LAM, C.; JEFFERIS, S. A. Critical assessment of pile modulus determination methods. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 10, p. 1433–1448, out. 2011.

LAVALLE, L. V. A. **Estudo da interação solo-concreto das estacas escavadas do campo experimental de Araquari**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2017.

LEICA. **Leica DNA03/DNA10 user manual**. Disponível em: <[http://www.surveyteq.com/pdf/DNA\\_User\\_Manual\\_en.pdf](http://www.surveyteq.com/pdf/DNA_User_Manual_en.pdf)>.

LOADTEST. **Report on bored pile load testing (Osterberg Method): TP-1 - Joinville Research Project Araquari, Brazil (LT-1447)**. [s.l.: s.n.].

LOADTEST, F. **REPORT ON BORED PILE LOAD TESTING (OSTERBERG METHOD) - TP-1 - Joinville Research - Araquari, Brazil (LT-1447)**. Araquari: [s.n.].

LOUKIDIS, D.; SALGADO, R. Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand. **Géotechnique**, v. 58, n. 4, p. 283–296, 2008.

LTDA, F. I. S. G. **Prova de Carga Estática (URS-02-PCE-01): PCC-03 e PCC-04**. Araquari: [s.n.].

MARCHETTI, S. **A new in-situ test for the measurement of horizontal soil deformability**. Proceedings of the ASCE Spec. Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties. **Anais...**1975

MARCHETTI, S. In situ tests by flat dilatometer. **Geotechnical Engineering Div.**, v. 106, n. GT3, p. 299–321, 1980.

MARCHETTI, S. **The Flat Dilatometer: Design Applications**. 3rd Int. Geotech. Engrg. Conference. **Anais...**Cairo: 1997

MARCHETTI, S. et al. In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT). **ASCE Geotechnical Special Publication honoring Dr. John H. Schmertmann**, n. 170, 2008.

MASCARUCCI, Y.; MANDOLINI, A.; MILIZIANO, S. Effects of residual stresses on shaft friction of bored cast in situ piles in sand. **Journal of Geo-Engineering Science**, v. 1, n. 1, p. 37–51, 2013.

MASCARUCCI, Y.; MILIZIANO, S.; MANDOLINI, A. A numerical approach to estimate shaft

- friction of bored piles in sands. **Acta Geotechnica**, v. 9, n. 3, p. 547–560, 2014.
- MAYNE, P. W. Undisturbed sand strength from seismic cone tests. **J. Geomech. and Geoenng**, v. 1, n. 4, p. 239–258, 2006.
- MCDERMOTT, J. P.; ZARRELLA, J. T.; HAMBLIN, S. H. Non-Destructive Testing of Drilled Foundations at Cove Point Using Thermal Integrity Profiling. p. 66–74, 2017.
- MEYERHOF, G. G. **The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads**. ICSMFE, 3. **Anais**...Zurich: 1953
- NAGGAR, M. H. EL. The 2002 Canadian Geotechnical Colloquium: The role of soil-pile interaction in foundation engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 41, n. 3, p. 485–509, jun. 2004.
- NGUYEN, M. H.; FELLENIUS, B. H. Bidirectional cell tests on non-grouted and grouted large-diameter bored piles. **Journal of Geo-Engineering Sciences**, v. 2, n. 3,4, p. 105–117, 2015.
- NIENOV, F. A. **Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2016.
- NORDLUND, R. L. Bearing capacity of piles in cohesionless soils. **ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 89, n. (SM3), p. 1–35, 1963.
- ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.
- OSTERBERG, J. O. A New Simplified Method for Load Testing Drilled Shafts. **FOUNDATION DRILLING**, v. XXIII, n. 6, p. 9, 1984.
- OSTERBERG, J. O. **New Device for Load Testing Driven Piles and Drilled Shafts Separates Friction and End Bearing**. International Conference on Piling and Deep Foundations. **Anais**...Londres: A.A. Balkema, 1989a
- OSTERBERG, J. O. Breakthrough in Load Testing Methodology. **FOUNDATION DRILLING**, v. XXVIII, n. 8, p. 13, 1989b.
- OSTERBERG, J. O. **New Load Cell Testing Device**. 14th Annual Conference. Deep Foundations Institute. **Anais**...1989c
- OSTERBERG, J. O. **The Osterberg load test method for bored and driven piles: the first ten years**. Seventh International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations. **Anais**...Vienna: Deep Foundation Institute, 1998
- POULOS & DAVIS. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: John Wiley, cl1980, 1980.
- RANDOLPH, M. F. Pile Capacity in Sand - The Critical Depth Myth. **Australian Geomechanics**, v. 24, n. August, p. 30–34, 1993.
- ROBERTSON, P. K. et al. **Use of piezocone data**. ASCE Specialty Conf. In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotech. Engng. **Anais**...Blacksburg, VA: 1986
- ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. 6th. ed. [s.l: s.n.].
- ROLLINS, K. M. et al. Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 8, p. 987–1003, 2005.
- SADREKARIMI, A.; OLSON, S. M. Critical state friction angle of sands. **Géotechnique**, v. 61, n. 9, p. 771–783, 2011.
- SALGADO, R. **The engineering of foundations**. Internatio ed. [s.l.] McGraw-Hill Education, 2008.
- SALGADO, R. The axial resistance of nondisplacement piles. **Geotechnical Special**

**Publication**, n. 198 GSP, p. 584–604, 2010.

SCHNAID, F. et al. Prediction of Soil Properties from the Concepts of Energy Transfer in Dynamic Penetration Tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. May 2012, p. 1092–1100, 2009.

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics**. [s.l.: s.n.].

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, P. E. C. A. F. DA. **Célula expansiva hidrodinâmica - uma nova maneira de executar provas de carga**. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. **Anais...**Porto Alegre: 1986

TÉCNICAS, A. – A. B. DE N. **Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**, 1998.

TÉCNICAS, A. – A. B. DE N. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento NBR-6118**, 2004.

TÉCNICAS, A. – A. B. DE N. **Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**, 2007.

TÉCNICAS, A. – A. B. DE N. **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova** Versão corrigida, , 2016.

TEHRANI, F. S. et al. Effect of surface roughness on the shaft resistance of non-displacement piles embedded in sand. **Géotechnique**, v. 66, n. 5, p. 386–400, 2016.

TERZAGHI, K. **Discussion of the Progress Report of the Committee on the Bearing Capacity of Pile Foundations**. ASCE Proceedings. **Anais...**68(2), 1942

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Willey & Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 1. ed. New York: John Willey & Sons, 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2. ed. New York: John Willey & Sons, 1948., 1967.

TOMLINSON, M.; WOODWARD, J. **Pile Design and Construction Practice**. Fifth ed. [s.l.] Taylor & Francis, 2008.

TRSB, T. R. B. OF THE N. A. **Cone Penetration Testing a Synthesis of Highway Practice**. [s.l.] National Cooperative Highway Research Program, 2007.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: [s.n.].

VESIC, A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. **JSMFD, ASCE**, v. 98, n. SM3, p. 265–290, 1972.

VESIC, A. S. **Synthesis of Highway Practice 42**. Transportation Research Board. **Anais...**Washington: National Research Council, 1977