

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÕES
ESTAQUEADAS**

ALEONES JOSÉ DA CRUZ JUNIOR

D0139G16
GOIÂNIA
2016

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR AS TESES E DISSERTAÇÕES ELETRÔNICAS NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), regulamentada pela Resolução CEPEC nº 832/2007, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou *download*, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: **Dissertação** **Tese**

2. Identificação da Tese ou Dissertação

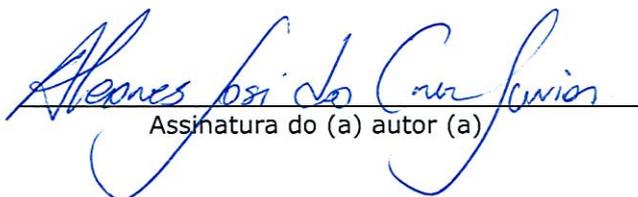
Nome completo do autor: Aleones José da Cruz Junior

Título do trabalho: Instrumentação de Fundações Estaqueadas

3. Informações de acesso ao documento:

Concorda com a liberação total do documento SIM NÃO

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF da tese ou dissertação.


Assinatura do (a) autor (a)

Data: 12 / 09 / 2016

ALEONES JOSÉ DA CRUZ JUNIOR

INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Maurício Martines Sales

D0139G16

GOIÂNIA

2016

Ficha catalográfica elaborada automaticamente com os dados
fornecidos pelo (a) autor (a), sob orientação do Sibi/UFG.

Cruz Junior, Aleones José da.

Instrumentação de fundações estaqueadas [manuscrito] /
Aleones José da Cruz Junior. ó 2016.

208 f. : il., figs, tabs.

Orientador: Maurício Martines Sales.

Dissertação (Mestrado) ó Universidade Federal de Goiás,
Escola de Engenharia Civil (EEC), Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil ó Geotecnia, Estruturas e Construção Civil ,
Goiânia, 2016.

Bibliografia. Apêndice. Anexo.

Inclui lista de figuras, abreviaturas, símbolos e tabelas.

1. Extensometria.
2. Instrumentação.
3. Fundações Estaqueadas. I. Martines Sales, Maurício, orient. II. Título.



**PPG
GECON**

**Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia, Estruturas e Construção Civil**



Ata de Nº 0139 da sessão de julgamento da
Dissertação do aluno Aleones José da Cruz
Junior da área de concentração Geotecnia do
PPG em Geotecnia, Estruturas e Construção
Civil.

Aos 19 dias do mês de agosto de 2016, às 14h00min, na Sala Caryocar, Bloco A, 2º andar, da Escola de Engenharia Elétrica, Mecânica e Computação da UFG, reuniu-se a banca examinadora designada na forma regimental pela Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil para julgar a Dissertação intitulada "**Instrumentação de Fundações Estaqueadas**", apresentada pelo aluno **Aleones José da Cruz Junior**, como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de MESTRE, área de concentração Geotecnia. A Banca Examinadora foi Presidida pelo Prof. Dr. Maurício Martines Sales (GECON/UFG), tendo como membros o Prof. Dr. Eder Carlos Guedes dos Santos (GECON/UFG) e o Prof. Dr. Juan Félix Rodriguez (UnB). Aberta a sessão pública, o candidato teve a oportunidade de expor o trabalho. Após a exposição, o aluno foi arguido oralmente pelos membros da Banca, os quais concluíram pelos seguintes resultados:

Membro	Instituição	Função	Resultado
Maurício Martines Sales	GECON/UFG	Presidente	<i>APROVADO</i>
Eder Carlos Guedes dos Santos	GECON/UFG	Examinador Interno	<i>APROVADO</i>
Juan Félix Rodriguez	UnB	Examinador Externo	<i>aprovado</i>

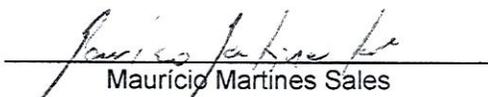
() Tendo demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema de sua Dissertação, a Banca Examinadora concluiu pela **aprovação** do candidato **sem restrições**.

() Não tendo demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema de sua Dissertação, a Banca Examinadora concluiu pela **reprovação** do candidato, conforme as seguintes justificativas:

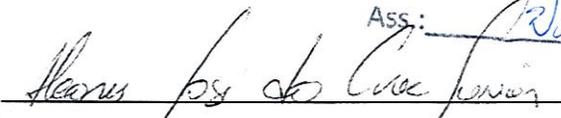
Nos termos do Regulamento Geral dos Cursos de pós-graduação desta Universidade, foi lavrada a presente ata que, lida e julgada conforme, segue assinada pelos membros da **Banca Examinadora** e pelo **candidato**.


Eder Carlos Guedes dos Santos
PPG-GECON/UFG


Juan Félix Rodriguez
UnB


Maurício Martines Sales
PPG-GECON/UFG

Universidade Federal de Goiás
Certifico que esta é uma cópia fiel do documento
original.
Goiânia, 12 / 09 / 16
Ass: Marcionice

Candidato: Aleones José da Cruz Junior 



Universidade Federal de Goiás
Escola de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

Instrumentação de Fundações Estaqueadas

Aleones José da Cruz Junior

Dissertação defendida e aprovada pela banca constituída pelos senhores:

Prof. Dr. Maurício Martines Sales (GECON/UFG)

Prof. Dr. Eder Carlos Guedes dos Santos (GECON/UFG)

Prof. Dr. Juan Félix Rodriguez (UnB)

Goiânia, 19 de agosto de 2016.

*Dedico este trabalho aos meus pais,
Francisca&Marcus e Aleones&Lúcia, que
foram meus apoiadores, e entusiastas
incondicionais da minha jornada; aos meus
irmãos Carlos Eduardo, Débora e, em
especial, ao meu irmão Daniel, pelo apoio nos
momentos desafiantes; à minha amada esposa,
Vanusa, que sempre esteve comigo nos
momentos bons e ruins, sendo minha amiga,
companheira e conselheira.*

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo privilégio do conhecimento, e pelas bênçãos recebidas.

Aos meus pais, irmãos e esposa pelo apoio, amor e cuidado nos momentos críticos.

Ao Professor Maurício Sales, pela orientação desde épocas remotas de iniciação científica e projeto final de curso até esta dissertação, pela atenção, pela confiança, pelo respeito, pela dedicação, pela responsabilidade, pela amizade, e pela paciência. Certo que sua conduta profissional e sabedoria são padrões que desejo seguir.

Aos Professores Gilson, Carlos, Daniel, Lilian, Marcia, pelo aprendizado, pela atenção, durante o período de aulas e de dissertação.

Aos Técnicos de laboratório João e Vitor, LabGEO e LABITECC, pela disposição, pela atenção, e compromisso no desenvolver dos ensaios.

Aos Professores Paulo Francinete, Paulo Cesar e Sandra Kurutoch, pela parceria no uso do laboratório de concreto do IFG, Campus Goiânia.

Ao Técnico de laboratório Sergio Coelho, do IFG, pelo atendimento, pelo cuidado, pela disposição no desenvolver dos ensaios.

A todos os colegas do Mestrado do GECON, pelos anos de jornada de disciplinas e dissertação, pela disposição em ajudar, colaborar e compartilhar os conhecimentos desenvolvidos.

Aos amigos Marcio Careli e Douglas Bittencourt sempre presentes, e parceiros nas consultas e discussões relevantes.

Ao IFG, pela possibilidade de cursar as disciplinas do mestrado com flexibilidade de horários na jornada de trabalho.

Ao IFGoiano, pela oportunidade de desenvolver a prática docente da área de engenharia civil, e pelo incentivo a qualificação, mesmo que conciliada com a jornada de trabalho.

A NOVAGEO Ltda, em especial ao Eng^o Civil Pedro João Junqueira, grande amigo, por acreditar no projeto e fomentar parte da prova de carga.

Ao LTEC Ltda, em especial ao Eng^o Paulo Viana, por ajudar na execução da prova de carga.

RESUMO

Nos últimos anos ocorreram demandas crescentes por projetos de fundações mais elaborados e para tal têm sido desenvolvidas ferramentas numéricas e metodologias de projeto geotécnico. Todavia, estas soluções precisam ser confirmadas, o que é possível através de medidas diretas sobre os elementos, conseguidas por meio de instalações de instrumentos. Variadas pesquisas aplicaram instrumentações ao problema de transferência de carga em condições controladas de campo e laboratório, no entanto, são poucas pesquisas que buscaram a aplicação de uma instrumentação global, da obra como um todo, e por um período maior de tempo com maior durabilidade dos sensores. Nesse contexto, este trabalho teve o objetivo principal de propor uma metodologia para instrumentação versátil e duradoura de fundações estaqueadas, a fim de verificar a distribuição das cargas transmitidas pelos pilares até as pontas das estacas, a partir da confecção dos sensores até a aplicação em provas de carga para medir cargas em escala real. Foi definido o uso de extensômetros elétricos para construção dos instrumentos. Os sensores foram confeccionados e calibrados utilizando o espaço físico e equipamentos do Programa de Pós-graduação em Geotecnia Estruturas e Construção Civil (PPGECON), utilizando critérios e procedimentos específicos para esta pesquisa. Foram desenvolvidos protótipos em modelos reduzidos, pilares de concreto, a fim de verificar a melhor condição de disposição dos sensores, realizando simulações de carga e de desempenho das instrumentações. Foi definida uma obra para estudo de caso, onde foi executada prova de carga estática instrumentada em vários níveis, usando os sensores desenvolvidos. Mediante testes de desempenho os sensores mostraram ser duráveis e precisos, sendo que o sensor de imersão mostrou um comportamento mais próximo ao comportamento do concreto através de testes de carga. No entanto, os testes de desempenho mostraram ser mais suscetíveis a fenômenos de pega e cura do concreto. Para aplicação em pilares, foi verificado que os sensores confeccionados mostraram bom desempenho quando comparados aos valores calculados de módulo de elasticidade composto. Os sensores aplicados na prova de carga conseguiram obter a distribuição das cargas nos vários níveis, separando parcelas de resistências de atrito lateral por camada, e as tensões cisalhantes unitárias por camada de solo. A partir destes resultados verificou-se a tensão cisalhante máxima na camada superficial e foi possível comparar com métodos semi-empíricos de capacidade de carga e de extrapolação da curva carga-recalque. Comprovando que a instalação da instrumentação na prova de carga, mesmo sem ocorrência da ruptura, serve para verificar o desempenho da estaca ensaiada, conhecendo parâmetros adicionais e confirmando o dimensionamento geotécnico.

Palavras-chave: Extensometria. Instrumentação. Fundações estaqueadas.

ABSTRACT

In the last few years there have been increasing demands for more elaborated foundations projects, therefore, numerical tools and Geotechnical design methodologies have been developed. However, these solutions need to be confirmed, which is possible through direct measuring of the elements, achieved through instruments. Diverse research applied instrumentations to the load transfer problem under controlled conditions of the field and laboratory, however, there are few studies that aimed the application of a global instrumentation, of the construction as a whole, and for a longer period of time with greater durability of the sensors. In this regard, this work had the main objective to come up with a methodology for a versatile and durable instrumentation of piled foundations in order to verify the load distribution transmitted by the pillars to the ends of the piles from the making of the sensors to the load test application to measure loads at full scale. The use of strain gages for construction of the instruments has been set. The sensors were fabricated and calibrated using the physical space and equipment of PPGECON-UFG, using criteria and specific procedures for this research. Prototypes were developed in scale models, small columns of concrete, in order to reach the best arrangement of the sensors, performing load and performance of instrumentation simulations. A construction was determined as a case study where it was performed instrumented static load test at several levels, using the developed sensors. The sensors developed by performance tests proved to be durable and accurate, and the immersion sensor shown a closer behavior to the concrete through load tests. However, performance tests have shown to be more susceptible to setting time and curing phenomena of the concrete. For application in columns, it was found that the sensors manufactured showed good performance when compared to calculated values of elastic modulus compound. Sensors applied to the load test were able to obtain the distribution of loads at different levels, separating portions of the lateral friction resistance per layer, and the unit shear stress of soil layer. From these results it was found the maximum shear stress in the surface layer and it was possible to compare with semi-empirical methods of load capacity and bridging charge-discharge curve. Proving that the installation of instrumentation in the load test, even without occurrence of break, is used to verify the performance of the test pile, knowing additional parameters and confirming the geotechnical design.

Keywords: Extensometer. Instrumentation. Piled foundations.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Perfil qualitativo de distribuição de carga axial em uma estaca (SCHULZE, 2013)	32
Figura 2.2 - Interação solo-estrutura entre radiers, estacas e o subsolo. (KATZENBACH <i>et al.</i> , 2005 <i>apud</i> FREITAS NETO, 2013).....	34
Figura 2.3 - Coeficiente α para bloco isolado, grupo de estacas e radier estaqueado de acordo com (MANDOLINI, 2003).....	34
Figura 2.4 ó Esquema de Montagem de Prova de Carga Estática a compressão (SILVA, 2011)	41
Figura 2.5 - Montagens de Prova de Carga Estática em estacas, aplicação de carga axial de tração (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998).	42
Figura 2.6 ó Curvas tensão - recalque típicas dos diferentes tipos de ensaios (FELLENIOUS, 1975 <i>apud</i> ALMEIDA, 2009). Adaptado pelo autor.	44
Figura 2.7 - Execução de ensaio de integridade (MUCHETI, 2008).....	46
Figura 3.1 - Estaca submetida à carga de ruptura de compressão (modificado de VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012).....	50
Figura 3.2 - Mecanismo de ruptura de base da estaca propostas por diversos autores (PÉREZ, 2014). Adaptado pelo autor.	52
Figura 3.3 - Variação de N_q com ϕ (MEYERHOF, 1976).....	55
Figura 3.4 - Variação de α com o comprimento da cravação da estaca (MCCLELLAND, 1974).	59
Figura 3.5 - Variação de α com c_u/ϕ (RANDOLPH; MURPHY, 1985)	60
Figura 3.6 - Coeficiente de adesão α (CINTRA; AOKI, 1999).....	60
Figura 3.7 - Método de Davisson	74
Figura 3.8 - Método da NBR 6122 (ABNT, 2010) ó Carga de ruptura convencional.	75
Figura 3.9 - Método de Van der Veen (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998)	76

Figura 3.10 - Método de Chin ó Curva (recalque/carga aplicada) x recalque	78
Figura 3.11 - Gráfico de Rigidez vs. carga do método de Décourt (1998a)	79
Figura 4.1 - Os sensores transformam efeitos físicos em sinais elétricos (PAZOS, 2002).....	81
Figura 4.2 - <i>Strain gage</i> (Modificado de HBM, 2008)	85
Figura 4.3 - Ponte de <i>Wheatstone</i> (modificado de DUNNICLIFF, 1988)	86
Figura 4.4 - Configurações de montagem da ponte de <i>Wheatstone</i> (modificado de LAIBLE, 2000).....	90
Figura 4.5 - Ponte completa com <i>strain gages</i>	91
Figura 4.6 - Layout de colagem, (a) extensômetros colados em uma peça (b) vista lateral da peça.....	92
Figura 5.1 - Etapas previstas para o projeto de instrumentação	105
Figura 5.2 - Extensômetro tipo roseta 90° (HBM, 2008)	106
Figura 5.3 - Decodificação dos extensômetros (Disponível em: http://www.straingage.com.br , acesso em 03 de junho 2014)	107
Figura 5.4 - Barras dos sensores desenvolvidos na pesquisa: a) sensor de barra; b) sensor de imersão.....	108
Figura 5.5 - Barras dos sensores: esquerda, seis sensores de barra; centro, aparato de calibração a compressão; direita, sensor de imersão	109
Figura 5.6 - Instalação dos extensômetros nas barras de alumínio.	110
Figura 5.7 - Preparação do material da base do sensor: (a) lixamento; (b) lavagem; (c) aplicação álcool isopropílico; (d) aplicação de condicionador; (e) aplicação do neutralizador.	110
Figura 5.8 - Colagem do extensômetro: (a) cola utilizada; (b) colagem no verso do extensômetro e na base.	111
Figura 5.9 - Atividades pós-colagem: (a) envolvendo com película de teflon; (b) proteção com almofada de borracha de silicone; (c) pressão com presilhas e braçadeiras.....	111
Figura 5.10 - Montagem do circuito: (a) colagem dos terminais; (b) corte dos fios; (c) conexão dos cabos.	112

Figura 5.11- Proteção do circuito do sensor: (a) aplicação de resina de silicone; (b) aplicação de cera de proteção; (c) aplicação de borracha de silicone, e (d) proteção com fita isolante.	114
Figura 5.12 - Prensa servo controlada EMIC (LABITECC-UFG).	116
Figura 5.13 ó Sistema de aquisição de dados modelo MX840A da HBM pertencente à (UFG).	116
Figura 5.14 - Tensão de ruptura das barras dos sensores.	117
Figura 5.15 - Equipamento desenvolvido para calibrar os sensores a compressão: a) projeto; b) foto.	117
Figura 5.16 - Reta de calibração do sensor a tração.	118
Figura 5.17 - Reta de calibração do sensor a compressão.....	119
Figura 5.18 - Testes dos sensores inundados ao longo do tempo.....	121
Figura 5.19 - Adição de gelo nos sensores submersos para provocar uma variação de instantânea de temperatura.	122
Figura 5.20 - Deformações dos sensores submersos submetidos a variações instantâneas de temperatura.	122
Figura 5.21 - Teste de temperatura: (a) início do teste, com temperatura de 1°C; (b) Final do teste, com temperatura de 62°C.	123
Figura 5.22 - Teste de variação de temperatura.....	124
Figura 5.23 - Localização da prova de carga executada (Fonte: Google Maps, e http://www.mbi.com.br/mbi/biblioteca/artigos/2009-04-base-cartografica-digital-como-instrumento-gestao) Adaptado pelo autor.	126
Figura 5.24 - Perfil geotécnico construído a partir da sondagem SPT.	127
Figura 5.25 - Sistema de reação prova de carga estática.	129
Figura 5.26 - Fixação dos sensores ao longo da estaca prova: (a) sensores instalados em seções transversais diferentes; (b) sensores próximos à cota de arrasamento do bloco; (c) sensores ao longo da estaca.	129

Figura 5.27 - Posicionamento da ferragem e concretagem da estaca prova: (a) suspensão da ferragem; (b) vista superior da ferragem e da saída dos cabos do furo; (c) execução da concretagem da estaca.	131
Figura 5.28 - Bloco de coroamento da PCE: (a) perfuração do bloco; (b) arrasamento da estaca; (c) posição do bloco com passagem dos cabos pela lateral; (d) testando instrumentações após concretagem.	132
Figura 5.29 - Monitoramento da instrumentação durante a execução da prova de carga estática.	133
Figura 5.30 - Ruptura do sistema das estacas de reação.	133
Figura 5.31 - Curva carga recalque obtida como resultado da PCE.	135
Figura 6.1 - Fôrma e ferragem dos Pilaretes (1 a 6) com sensores posicionados.	138
Figura 6.2 - Gabarito para a solda das placas de ancoragem do sensor de barra.	139
Figura 6.3 - Instalação do sensor de imersão na ferragem do pilarete.	140
Figura 6.4 - Ensaio de ciclos de carga pilarete 01 com extensômetros na face.	140
Figura 6.5 - Execução de ensaio de módulo de elasticidade em corpos de prova de concreto.	142
Figura 6.6 - Pilaretes 01 e 02: (a) vista dos pilaretes submersos; (b) equipamento de aquisição monitorando deformações dos pilaretes submersos.	144
Figura 6.7 - Acompanhamento pilaretes 01 e 02, sem carregamento, submersos. Dia 2 a 5. Sendo os sensores: CH1 barra P1; CH2 imersão P1; CH3 imersão P2; CH4 barra P2.	145
Figura 6.8 - Acompanhamento pilaretes 01 e 02, sem carregamento, submersos. Dias 13 a 16. Sendo os sensores: CH1 barra P1; CH2 imersão P1; CH3 imersão P2; CH4 barra P2. .	145
Figura 6.9 - Acompanhamento pilaretes 01 e 02, sem carregamento, submersos. Dias 27 a 29. Sendo os sensores: CH1 barra P1; CH2 imersão P1; CH3 imersão P2; CH4 barra P2. .	146
Figura 6.10 ó Acompanhamento das deformações sem aplicação de cargas no pilarete 05.	147
Figura 6.11 ó Ciclos de carregamento no pilarete 01 resultados obtidos para o sensor nº4 de barra.....	149
Figura 6.12 ó Ciclos de carregamento no pilarete 01 resultados obtidos para o sensor nº2 de imersão.....	149

Figura 6.13 - Ciclos de carregamento no pilarete 02 resultados obtidos para o sensor nº6 de imersão.	151
Figura 6.14 - Ciclos de carregamento no pilarete 02 resultados obtidos para o sensor nº7 de imersão.	151
Figura 6.15 - Pilaretes 02, 03 e 04 com extensômetros colados externamente.	153
Figura 6.16 - Testes de carga sobre pilarete 01: sensores de barra, imersão, e extensômetros de face.	153
Figura 6.17 - Testes de carga sobre pilarete 02: sensores de barra, imersão, e extensômetros de face.	154
Figura 6.18 - Testes de carga sobre pilarete 03: sensores de barra, imersão, e extensômetros de face.	154
Figura 6.19 - Testes de carga sobre pilarete 04: sensores de barra, imersão, e extensômetros de face.	155
Figura 6.20 - Testes de carga sobre pilarete 05: sensores de barra e imersão.	157
Figura 6.21 - Testes de carga sobre pilarete 06: sensores de barra e imersão.	157
Figura 6.22 - Testes de carga sobre pilarete 07 somente sensor de imersão.	158
Figura 6.23 - Testes de carga sobre pilarete 08 somente sensor de imersão.	158
Figura 6.24 - Acompanhamento das deformações absolutas, sem carregamento, após testes de carga.	163
Figura 7.1 - Curvas carga deformação para prova de carga instrumentada.	166
Figura 7.2 - Obtenção do módulo de elasticidade da estaca a partir dos sensores de referência.	167
Figura 7.3 - Transferência de carga ao longo da estaca instrumentada.	167
Figura 7.4 - Distribuição de carga por atrito lateral ao longo da estaca instrumentada.	168
Figura 7.5 - Diagrama de distribuição da tensão cisalhante unitária ao longo da estaca instrumentada.	169
Figura 7.6 - Comparação entre resultados da PCE e métodos de interpretação da curva carga recalque que definem ruptura convencional	173

Figura 7.7 - Ajuste dos dados da PCE para o método de extrapolação de Van der Veen	173
Figura 7.8 - Ajuste dos dados da PCE para o método de extrapolação de Chin-Kondner	174
Figura 7.9 - Resultados obtidos pelo método de extrapolação de Décourt para os dados da PCE	175
Figura A.1 - Diagrama esquemático de um condutor submetido à tração (modificado de MURRAY; MILLER, 1992).	192
Figura C.1 - Posição dos instrumentos na prova de carga estática.	201
Figura D.1 - Projeto básico dos pilaretes.	203

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 ó Coeficientes de empuxo k_e e ângulo atrito de interface (δ) (BROMS, 1966 <i>apud</i> CINTRA e AOKI, 2010)	54
Tabela 3.2 ó Valores de (I_r) para diferentes tipos do solo (DAS, 2006).....	57
Tabela 3.3 ó Fatores de correção, F1 e F2 (AOKI; VELLOSO, 1975).....	63
Tabela 3.4 ó Coeficientes k_{AV} e razão λ_{AV} (AOKI; VELLOSO, 1975).....	64
Tabela 3.5 ó Coeficiente característica do solo C_{DEC} (DÉCOURT, 1978).....	65
Tabela 3.6 ó Valores do fator λ_{DEC} e λ_{DEC} em função do tipo de estaca e do tipo do solo. (DÉCOURT, 1996).....	66
Tabela 3.7 ó Valores de K_{Lizzi} dependendo da condição do solo (LIZZI, 1982).....	66
Tabela 3.8 ó Valores de I_{Lizzi} dependendo do diâmetro da estaca (LIZZI, 1982).....	67
Tabela 3.9 ó Valores dos coeficientes M_1 e M_2 (MILITITSKY; ALVES, 1985).....	67
Tabela 3.10 ó Coeficientes λ_1 e λ_2 (CABRAL, 1986).....	68
Tabela 3.11 ó Coeficientes λ_{BRAS} (BRASFOND, 1991 <i>apud</i> NOGUEIRA, 2004).....	69
Tabela 3.12 ó Valores do parâmetro λ_{Tex} (TEIXEIRA, 1996).....	70
Tabela 3.13 ó Valores do parâmetro λ_{Tex} (TEIXEIRA, 1996).....	71
Tabela 4.1 ó Valores de fator de sensibilidade (Modificado de BARRETO JUNIOR, 2005)	85
Tabela 4.2 ó Experiência nacional em provas de carga instrumentadas.....	103
Tabela 5.1 ó Propriedades da liga de alumínio empregada nos sensores desenvolvidos	108
Tabela 5.2 ó Resumo dos resultados obtidos para calibração dos 94 sensores.	120
Tabela 5.3 ó Gradientes de temperatura obtidos a partir de regressões lineares do teste de temperatura.....	124
Tabela 5.4 ó Resultados das cargas aplicadas e deslocamentos medidos no topo da PCE....	134
Tabela 5.5 ó Profundidade, tipo de solo e N_{SPT} da sondagem executada para PCE.....	136

Tabela 6.1 ó Campanhas de execução dos pilaretes, com data da concretagem, armação e altura.....	138
Tabela 6.2 ó Resultados do ensaio de módulo de elasticidade do concreto das campanhas 1 a 4.....	141
Tabela 6.3 ó Resultados de regressão lineares aplicadas aos ensaios de carregamento do pilarete 01.....	150
Tabela 6.4 ó Resultados de regressão lineares aplicadas aos ensaios de carregamento do pilarete 02.....	152
Tabela 6.5 ó Testes de carga nos pilaretes 01, 02, 03, e 04 para determinação do módulo de elasticidade do pilarete com sensores de barra, imersão e extensômetros colados nas faces externas.....	155
Tabela 6.6 ó Relação entre módulo do pilar instrumentado e módulos do concreto, e relação entre módulo do pilar instrumentado e módulo composto, para os pilaretes 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07 e 08.....	160
Tabela 6.7 ó Variações das deformações absolutas nos pilaretes 01 a 08.	164
Tabela 7.1 ó Resultados dos métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga.....	171
Tabela 7.2 ó Tensões cisalhantes unitárias obtidas pelos métodos semi-empíricos para camada entre 0,0 e 6,0m.....	173
Tabela 7.3 ó Resumo dos resultados para os métodos de previsão de capacidade de carga da BRASFOND (1991) e Teixeira (1996).	172
Tabela B.1 ó Resultados das calibrações de todos os sensores executados.....	195
Tabela B.2 ó Resumo dos resultados obtidos para calibração dos 94 sensores.....	199

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT ó Associação Brasileira de Normas Técnicas

BRASFOND ó Brasfond Fundações Especiais S/A

CPT ó *Cone penetration Test* ó Teste de Penetração do Cone

DMT ó *DilatoMeter Test* ó Ensaio Dilatométrico

EPI ó Estaca Piloto Instrumentada

HBM - Hottinger Baldwin Messtechnik

IFG ó Instituto Federal de Goiás

LABITECC ó Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil

LDR ó Resistor Dependente da Luz

LVDT - *Linear Variable Differencial Transformer*

NBR ó Norma Brasileira

PCD ó Prova de Carga Dinâmica

PCE ó Prova de Carga Estática

PDA ó *Pile Driving Analyzer*

PIT ó *Pile integrity test* ó Teste de Integridade de Estacas

QML ó *Quick Maintained Load* ó Ensaio de Carregamento Rápido

SML ó *Slow Maintained Load* - Ensaio de Carregamento Lento

SPT ó *Standard Penetration Test* ó Ensaio de Penetração Padrão

SPT-T ó Ensaio de Penetração Padrão com medidas de Torque

UFG ó Universidade Federal de Goiás

LISTA DE SÍMBOLOS

a_{ck} ó Coeficiente angular da reta do método de Chin-Kondner

b_{ck} ó Coeficiente linear da reta do método de Chin-Kondner

c ó Coesão do solo

cm ó Centímetro

d_c ó Diâmetro do condutor

f_{ck} ó Tensão resistente característica do concreto

f_u ó Tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste

g ó gravidade, assumida como $9,8\text{m/s}^2$

j ó Constante de proporcionalidade entre variação da resistividade e variação de volume dos extensômetros

k ó Fator de sensibilidade, *gage factor*

k_0 ó Coeficiente de empuxo em repouso

k_{AV} ó Coeficiente de tipo de solo do método de Aoki e Velloso

k_c ó Coeficiente de empuxo do solo contra o fuste

kgf ó Quilograma força

kN ó Quilonewton

kPa ó Quilopascal

m ó Metro

mA ó Miliampere

m^3 ó Metro cúbico

m^2 ó Metro quadrado

mm ó Milímetro

p_0 ó pressão de injeção de argamassa em estacas raiz, método de David Cabral

q_{LPCE} ó Tensão cisalhante unitária máxima obtida pela instrumentação da PCE

q_p ó Tensão limite no nível da ponta

w ó Peso próprio da estaca

A ó Ampere

A_A ó Área da seção transversal de aço

A_C ó Área do condutor do filamento do extensômetro, área de seção transversal de concreto

A_L ó Área lateral de uma estaca

A_{SEN} ó Área da seção transversal do sensor

A_P ó Área da seção transversal ou da ponta de uma estaca

Al ó Alumínio

AWG ó *American wire gauge* ó escala americana normalizada de cabos elétricos

B ó Fator de ponte - *bridge factor*, menor dimensão da fundação

C_{DEC} ó Coeficiente característico de ajuste do método de Décourt e Quaresma

Cr ó Cromo

Cu - Cobre

D ó Diâmetro da estaca (seção circular), lado da estaca (seção quadrangular)

E ó Módulo de elasticidade

E_A ó Módulo de elasticidade do aço

E_c ó Módulo de elasticidade do concreto

E_s ó Módulo de elasticidade do solo

E_{SEN} ó Módulo de elasticidade do sensor

E_p ó Módulo de elasticidade da estaca

EPE ó Módulo de elasticidade do pilarete obtido por extensômetros colados externamente

EPS ó Módulo de elasticidade do pilarete obtido pelos sensores de barra e imersão

$EPMS$ ó Módulo de elasticidade do pilarete obtido pela média dos sensores

F_1 e F_2 ó Fatores de correção do método de Aoki e Velloso

Fe ó Ferro

FS ó Fator de Segurança

GPa ó Gigapascal

Hz ó Hertz, medida de frequência

I_{Lizzi} ó Fator que depende do diâmetro da estaca do método de Lizzi

I_{rr} ó Fator de rigidez reduzida

I_r ó Fator de rigidez

K_{Lizzi} ó Fator que depende do tipo de solo do método de Lizzi

L ó Comprimento da estaca

L_C ó Comprimento do condutor

M1 e M2 ó Coeficientes de proporcionalidade do método de Milititsky e Alves

Mn ó Manganês

MN ó Meganewton

MPa ó Megapascal

N_C , N_q , N ó Coeficientes de capacidade de carga de métodos teóricos

N_L ó Índice médio de resistência à penetração ao longo da camada que a estaca atravessa

N_P ó Índice médio de resistência à penetração na região da ponta da estaca

N_{SPT} ó Índice de resistência à penetração

Ni ó Níquel

P ó Carga aplicada

P_L ó Carga aplicada na estaca percebida na lateral da estaca

P_P ó Carga aplicada na estaca percebida na ponta da estaca

P_z ó Carga percebida numa profundidade z da estaca

P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 ó Identificação dos pilaretes

Q_L ó Resistência última lateral

Q_P ó Resistência última de ponta ou base

Q_{PR} - Carga total aplicada no radier estaqueado

Q_{rup} ó Carga de ruptura

Q_T ó Capacidade de carga da estaca

R_C ó Resistência elétrica do extensômetro

$R_{C1}, R_{C2}, R_{C3}, R_{C4}$ ó Resistência elétrica do extensômetro na ponte de *Wheatstone*

U ó Perímetro da estaca

U_{ij} ó Diferença de potencial, tensão elétrica, entre pontos i e j

V ó Volts, diferença de potencial

V_c ó Volume do condutor

A_V ó Coeficiente de razão de atrito do método de Aoki e Velloso

$BRAS$ ó Coeficiente que depende do tipo de solo do método da BRASFOND

DEC ó Fator aplicado à parcela de ponta o método de Décourt e Quaresma

PR ó Fator de interação radier-estaca

TEX ó Coeficiente que dependente do tipo de estaca e solo do método de Teixeira

v_v ó Coeficiente que define forma da curva para o método de Van der Veen

$\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2$ ó Coeficientes que dependem do tipo de solo do método de David Cabral

$BRAS$ ó Coeficiente que depende do tipo de solo do método da BRASFOND

DEC ó Fator aplicado à parcela de atrito lateral do método de Décourt e Quaresma

TEX ó Coeficiente que dependente do tipo de estaca do método de Teixeira

γ ó Peso específico do solo

θ ó Ângulo de atrito de interface

δ ó deformação

$\delta_{mín}$ ó Deformação mínima medida no ensaio de módulo de elasticidade

$\delta_{máx}$ ó Deformação máxima medida no ensaio de módulo de elasticidade

M ó Deformação nos extensômetros provocada por momentos fletores

- ϵ_N ó Deformação nos extensômetro provocada por esforços normais
- ϵ_t ó Deformação nos extensômetro provocada por variações de temperatura
- fator empírico entre o solo ó estaca utilizado em método teórico
- m ó micrometro
- m/m ó Micrometro por metro, micro *strain*
- ν ó Coeficiente de Poisson
- s ó Recalque
- R_c ó Resistividade do extensômetro
- r_{rup} ó Recalque para ruptura da estaca
- σ ó Tensão normal a uma seção transversal
- $\sigma_{mín}$ ó Tensão mínima aplicada no ensaio de módulo de elasticidade
- $\sigma_{máx}$ ó Tensão máxima aplicada no ensaio de módulo de elasticidade
- σ_{vp} ó Tensão vertical do solo na cota de apoio da fundação
- $\sigma_{h\emptyset}$ ó Tensão efetiva horizontal
- $\sigma_{v\emptyset}$ ó Tensão efetiva vertical
- σ_{rup} ó Tensão de ruptura
- τ ó Tensão cisalhante
- ϕ ó ângulo de atrito do solo
- Ω ó Ohms, unidade de resistência elétrica
- $^{\circ}C$ ó Graus Celsius, medida de temperatura
- A_C ó Variação da área do condutor do filamento do extensômetro
- d_c ó Variação do diâmetro do condutor
- L ó Comprimento de camada de solo ao longo de uma estaca ou em trecho analisado
- L_C ó Variação do comprimento do condutor
- R_C ó Variação da resistência elétrica do extensômetro
- ρ_c ó Variação da resistividade do extensômetro

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	24
2. SISTEMAS DE FUNDAÇÕES	28
2.1 HISTÓRICO DAS FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS	28
2.2 DEFINIÇÕES E CONCEITOS	30
2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE PROJETOS DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS	36
2.4 COMENTÁRIOS SOBRE O DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS	39
2.4.1 Prova de carga estática	40
2.4.2 Prova de carga dinâmica	44
2.4.3 Ensaio de integridade de estacas (PIT ó <i>pile integrity test</i>)	45
3. DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS	48
3.1 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	48
3.1.1 Métodos teóricos	51
3.1.1.1 Resistência de ponta	51
3.1.1.2 Resistência lateral.....	57
3.1.2 Métodos semi-empíricos com base em ensaios SPT	61
3.1.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)	62
3.1.2.2 Método de Décourt e Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996)	64
3.1.2.3 Método de Lizzi (1982)	66
3.1.2.4 Método de Milititsky e Alves (1985)	67
3.1.2.5 Método de Cabral (1986)	67
3.1.2.6 Método da BRASFOND (1991)	69
3.1.2.7 Método de Teixeira (1996)	70

3.2 MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS	71
3.3 INTERPRETAÇÃO DE CURVAS CARGA - RECALQUE	72
3.3.1 Método de Terzaghi (1943)	73
3.3.2 Método de Davisson (1972)	73
3.3.3 Método da NBR 6122 (2010)	74
3.3.4 Método de Van der Veen (1953)	75
3.3.5 Método de Chin-Kondner (1971)	77
3.3.6 Método de Décourt (1998)	78
4. INSTRUMENTAÇÃO EM FUNDAÇÕES	80
4.1 CONCEITOS GERAIS.....	80
4.2 EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS	84
4.2.1 Ponte de <i>Wheatstone</i>	86
4.2.2 Configuração de montagem da ponte.....	88
4.3 TIPOS DE INSTRUMENTAÇÃO APLICADAS A FUNDAÇÕES	92
4.4 EXPERIÊNCIA BRASILEIRA SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS.....	95
5. METODOLOGIA	105
5.1 CONFECÇÃO DOS SENSORES.....	106
5.1.1 Definições dos extensômetros.....	106
5.1.2 Definições dos sensores.....	107
5.1.3 Montagem do circuito no sensor	109
5.1.4 Proteção do circuito no sensor	113
5.2 CALIBRAÇÃO DOS SENSORES	114
5.2.1 Procedimentos definidos para a calibração.....	114
5.2.2 Retas de calibração dos sensores	118
5.3 VERIFICAÇÃO DA IMPERMEABILIZAÇÃO DOS SENSORES.....	121

5.4 TESTES COM SENSORES SUBMETIDOS A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	122
5.5 PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA	125
5.6 APLICAÇÕES DE MÉTODOS TEÓRICOS	135
6. INSTRUMENTAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO.....	137
6.1 INSTALAÇÃO DOS SENSORES EM PILARETES DE CONCRETO.....	138
6.2 TESTES COM PILARETES DE CONCRETO	143
6.2.1 Acompanhamento dos pilaretes submersos em água.....	143
6.2.2 Acompanhamento dos pilaretes sem aplicação de carregamento.....	146
6.2.3 Ensaios de ciclos de carregamento nos pilaretes de concreto	148
6.2.4 Comparação entre sensores de barra, imersão e extensômetros externos	152
6.2.5 Comparação entre instrumentação e módulo composto.....	156
6.2.6 Acompanhamento dos pilaretes pós carregamento.....	162
7. APLICAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO EM PCE	165
7.1 PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA	165
7.2 COMPARAÇÃO ENTRE PCE E RESULTADOS PREVISTOS.....	170
7.2.1 Comparações com métodos de capacidade de carga.....	170
7.2.2 Comparações com interpretação da curva carga-recalque	172
8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	177
REFERÊNCIAS.....	181
APÊNDICE A ó DEDUÇÃO MATEMÁTICA DO FATOR DE SENSIBILIDADE	191
APÊNDICE B ó RESULTADOS DAS REGRESSÕES LINEARES DAS CALIBRAÇÕES DOS SENSORES	194
APÊNDICE C ó POSIÇÃO DAS INSTRUMENTAÇÕES NA PCE	200
APÊNDICE D ó PROJETO BÁSICO DO PILARETE	202
ANEXO A ó SONDAÇÃO DO TERRENO	204
ANEXO B ó PROJETO PCE E MEMORIAL DE CÁLCULO DAS REAÇÕES.....	206

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Define-se como fundação de uma edificação o sistema constituído pelos elementos da infraestrutura responsáveis pela transferência de cargas ao solo, mais o solo que o envolve e que é responsável pela distribuição das tensões. Para o êxito deste sistema faz-se necessário que não ocorra ruptura, recalques excessivos, ou outro fator que inviabilize seu uso de acordo com a função para qual foi projetada.

A solução técnica mais simples para um projeto de fundações consiste na utilização de fundações rasas, como, por exemplo, as sapatas. Entretanto, a viabilidade técnica-econômica desta solução dependerá dos parâmetros de resistência do solo, pois este deve ser suficientemente resistente para adoção de uma fundação rasa. Quando as camadas superficiais não apresentarem capacidade de carga necessária para atender à solicitação imposta pela edificação ou apresentarem deformações elevadas, torna-se necessário buscar maiores capacidades de carga e valores de recalques menores nas camadas mais profundas do subsolo. Nestes casos faz-se necessário o uso de fundações ditas "profundas" como, por exemplo, as estacas.

A concepção da maioria dos projetos de fundações estaqueadas parte do princípio que o carregamento transmitido às fundações é suportado em sua totalidade apenas pelas estacas. No entanto, existe um elemento estrutural denominado "bloco de coroamento" ou simplesmente "bloco" que tem a função de receber a carga da estrutura e distribuí-la para as estacas. Este elemento deveria ser considerado como parte da fundação uma vez que é o responsável pela transferência de uma fração da carga diretamente ao solo.

Nos últimos anos, o crescimento dos centros urbanos resultou na construção de edificações cada vez mais altas em áreas cada vez menores e, diante disso, o conceito de fundações mistas passou a ser empregado na realização dos projetos. Para uma situação limite, o número de estacas se tornaria elevado e os blocos se tornariam coincidentes. Todos os pilares do prédio estariam sobre somente um bloco, e este sobre várias estacas. A esta solução de fundação deu-se o nome de "radier estaqueado".

O conceito de fundações mistas parte do princípio de que uma parcela do carregamento é absorvida pela camada de solo superficial que está em contato direto com o bloco de coroamento. As fundações mistas podem ser diferenciadas em "sapata estacueada" e "radier estacueado", sendo que a primeira consiste em um único pilar transmitindo o carregamento; e o "radier estacueado" é dito quando se tem mais de um pilar transmitindo carregamento ao sistema de fundações.

A maior verticalização das obras resultou, portanto, numa mudança no que diz respeito à forma de como projetar as fundações de edifícios altos, aumentando, assim, o desafio de projetar de maneira segura e também econômica. Muitos trabalhos foram e têm sido desenvolvidos para representar modelos teóricos, numéricos e computacionais do comportamento de fundações mistas, dentre eles pode-se citar: Cunha e Sales (1998), Sales *et al.* (1999, 2001, 2002, 2005 e 2010), Sales (2000), Poulos (1994, 2001 e 2005), Reul e Randolph (2003), Mandolini (2003) Reul (2004), Mandolini, Russo e Viggiani (2005), Bittencourt (2012), Freitas Neto (2013), Garcia (2015), entre outros. Entretanto, é necessário monitorar o comportamento em escala real das fundações mistas a fim de validar e calibrar as teorias, o que pode ser obtido por meio de realização de ensaios de campo, instrumentações de estacas, blocos/radier, e pilares, de modo a conseguir um aperfeiçoamento e a validação dos modelos de análise de radies estacueados existentes.

Diante disso, este trabalho torna-se importante, pois, apesar da crescente disponibilidade de ferramentas numéricas para análise de problemas da engenharia de fundações, atualmente não é habitual a verificação em campo destas análises, o que permitiria uma otimização do projeto de fundação comparando as cargas em campo com aquelas previstas pelas ferramentas. Sendo assim, busca-se verificar em campo: i) o desempenho das estacas diante das premissas adotadas no projeto; ii) o melhor conhecimento sobre as propriedades do solo da região; iii) a adequação dos métodos de cálculo da capacidade de carga; iv) o real comportamento do conjunto das fundações; e v) a distribuição de cargas com a profundidade.

Nesse contexto, a presente pesquisa tem o objetivo de desenvolver uma instrumentação que possa medir as cargas que efetivamente chegam aos pilares e às estacas, para melhor compreender os processos de interação fundação-estrutura e estacas-solo. Para isso, buscou-se desenvolver uma metodologia que permitisse a construção de instrumentos de fácil manipulação, sem que a sua instalação e o seu monitoramento fossem entendidos como atraso no cronograma da obra, aliados a um baixo custo de produção, e adequada durabilidade.

Esta pesquisa tem como objetivos específicos:

- Desenvolver uma metodologia para facilitar a instalação e o uso de instrumentação em fundações, através da definição de procedimentos de colagem e calibração dos extensômetros e aquisição e tratamentos de dados;
- Implantar a instrumentação em provas de carga, obtendo a distribuição de carga ao longo da estaca, e averiguar o seu funcionamento em comparação com os valores previstos pelos métodos de cálculo de capacidade de carga;
- Implantar a instrumentação em modelos reduzidos de pilares a fim de obter resultados que viabilizem a instalação em pilares de obras.

Para melhor apresentar, e organizar as informações disponibilizadas, a apresentação textual da pesquisa foi estruturada em oito capítulos, três apêndices, e em dois anexos, apresentados conforme abaixo:

- **Capítulo 1 ó Introdução:** apresenta-se o tema, a justificativa e os objetivos gerais e específicos do trabalho;
- **Capítulo 2 ó Sistemas de fundações:** expõe-se uma breve revisão de literatura geotécnica sobre o tema de fundações, sendo mostrado um histórico resumido sobre fundações em estacas, apresentando as definições fundamentais, considerações sobre projetos de fundações estacueadas, e conceitos sobre o desempenho de fundações estacueadas;
- **Capítulo 3 ó Métodos de Dimensionamento de Estacas:** são descritos vários métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos utilizados para o dimensionamento de estacas. Apresenta-se uma breve discussão sobre modelos simplificados para a previsão de recalques. Também são discutidos métodos teóricos para interpretação da curva carga-recalque;
- **Capítulo 4 ó Instrumentação de Fundações:** apresenta-se conceitos sobre instrumentação, extensometria, materiais típicos, princípios de funcionamento, e configurações de ligação. Também é apresentado um breve histórico sobre instrumentação de obras geotécnicas de fundação;
- **Capítulo 5 ó Metodologia:** trata dos aspectos metodológicos referentes à concepção das instrumentações desenvolvidas para esta pesquisa, e suas possíveis aplicações. São descritos os processos de fabricação dos sensores, quanto a: i) geometria, ii) modo de funcionamento, iii) configuração da ponte, iv) proteção do circuito, e v) calibração. Também

são discutidos todos os conjuntos de respostas obtidos durante a realização de diversos testes com os sensores desenvolvidos. Por fim, são apresentadas as condições de aplicação numa Prova de Carga Estática (PCE), descrevendo as atividades de preparação da prova e os níveis de instrumentação, assim como, os métodos teóricos aplicados ao estudo de caso;

- **Capítulo 6 ó Instrumentação de Pilares de Concreto:** neste capítulo são definidas as condições de aplicação em pilares curtos, sendo enfatizados os comportamentos dos instrumentos ao longo do tempo, a influência de ciclos de carga e os comportamentos das curvas tensão-deformação obtidas a partir da instrumentação;
- **Capítulo 7 ó Aplicação da Instrumentação em PCE:** são apresentados os resultados obtidos da prova de carga estática (PCE) instrumentada do estudo de caso. Apresentam-se os resultados obtidos na prova com a separação das parcelas de resistência devido ao atrito lateral e a ponta da estaca. Comparam-se os resultados obtidos com os previstos pelos métodos teóricos, para capacidade de carga total e suas parcelas, e com os métodos de interpretação da curva carga-recalque;
- **Capítulo 8 ó Conclusões e sugestões para trabalhos futuros:** discorre-se sobre as conclusões obtidas com o desenvolvimento da pesquisa, no que se refere à instrumentação de fundações estaqueadas, sobre a aplicação de instrumentação a modelos reduzidos, e a provas de carga estática. Por fim, são indicadas sugestões para trabalhos futuros que possam ser elaborados a partir ou com o auxílio deste;
- **Apêndice A ó Dedução matemática do fator de sensibilidade:** são apresentados o desenvolvimento das formulações que relacionam variação de resistência com deformação;
- **Apêndice B ó Tabelas de calibração dos 94 sensores confeccionados:** são mostradas as correlações lineares entre deformação e tensão para os ensaios de calibração;
- **Apêndice C ó Posição das Instrumentações:** são mostradas as posições das instrumentações, com os níveis e os tipos dos sensores, assim como detalhes executivos;
- **Apêndice D ó Projeto dos pilaretes de concreto:** são mostradas as dimensões dos pilaretes de concreto, detalhes sobre ferragem, concretagem, e posicionamento dos sensores;
- **Anexo A ó Sondagem SPT:** sondagem do terreno fornecida para a PCE nº1;
- **Anexo B ó Projeto da Prova de Carga e Memorial de Cálculo das Reações:** projeto da PCE, sistema utilizado para reação, locação das estacas, detalhe de posicionamento da viga, posição dos relógios e viga de referência, e memorial de cálculo das reações.

CAPÍTULO 2

SISTEMAS DE FUNDAÇÕES

Existem relatos da pré-história, a partir do neolítico, do uso de fundações (ou infraestruturas) e, como são elementos que não subsistem por si sós, são sempre fundações de alguma coisa (superestruturas), que em muito ocorreram de forma simplificada, com base no desenvolvimento do conhecimento empírico de cada geração, em eventos de sucesso e falha (NÁPOLES NETO, 1998). E, apesar do uso de fundações desde o período pré-histórico, o seu comportamento ainda está longe de estar completamente esclarecido (MANDOLINI; RUSSO; VIGGIANI, 2005).

Sendo assim, uma revisão dos aspectos teóricos que permitam o melhor entendimento desta área de estudo faz-se necessário, com foco em fundamentos básicos para o entendimento de fundações estaqueadas, que é o objeto principal desta pesquisa.

2.1 HISTÓRICO DAS FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Conforme relatado por Nápoles Neto (1998), as primeiras fundações em estacas remetem ao Período Neolítico, em que o homem ao construir choupanas de madeiras, à beira de lagos, utilizava técnicas de estaqueamento para elevar suas moradias, entendidas como palafitas. A percepção, naquela época, sobre dificuldade ou facilidade de cravação proporcionou as primeiras ideias sobre a resistência do solo.

Na Idade Clássica, surgiram as primeiras técnicas de fundações em pedras, e noções de melhoramento de solos por cravação de estacas de madeira, e ainda técnicas de fundações por abóbodas invertidas como retratado por historiador grego Heródoto (NÁPOLES NETO, 1998).

Na Idade Média, o conhecimento e os equipamentos para a utilização de fundações em estacas de madeira progrediram expressivamente: por volta do ano 1250, Villard de Honnicort inventou uma serra para corte da cabeça de estacas debaixo d'água; em 1450, Francesco Di Giorgio projetou um bate-estacas já similar aos modernos (NÁPOLES NETO, 1998).

No Brasil, a aplicação de estacas em fundação é registrada para construções de portos, a partir de 1895, que consistiam basicamente em muro de pedra de porto apoiados sobre estacas de madeira, nos portos de Santos-SP e do Rio de Janeiro-RJ (NÁPOLES NETO, 1998). Também o uso de palafitas, muito comuns em cidades da região Norte deste país, constitui-se como um conhecimento empírico de populações ribeirinhas com construções sobre camadas de solos moles, ou construções portuárias, onde o lençol freático se apresenta superficial, podendo ser inferido que esta prática já era habitual em séculos passados (PRESA; POUSADA, 2001).

A partir de 1848, com advento da criação do concreto, cresceram as possibilidades de fundações, sejam em concreto ciclópico, ou concreto armado, e progressivamente foram desenvolvidos equipamentos e métodos de execução (NÁPOLES NETO, 1998). O uso de estacas como elementos de fundação já ocorre há vários séculos, geralmente em obras de grande porte como igrejas, torres e castelos (SALES, 2000). Entretanto, a elaboração e a formulação de uma teoria que fundamentasse a aplicação deram-se a partir da Revolução Industrial (século XVIII), cujo momento exigia o barateamento dos custos das fundações dos prédios e das fábricas (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996¹ *apud* BITTENCOURT, 2012). O desenvolvimento da sociedade e da economia do século XIX fez com que as especificações de quantidade de estacas numa fundação não fossem superiores ao necessário, uma vez que o preço destes elementos passou a ser importante (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996 *apud*¹ BITTENCOURT, 2012).

A partir de 1830, novos materiais e técnicas de fundações surgiram; dentre estas, surgiu as estacas metálicas; além disso, na mesma época, em 1824, Joseph Aspdim patenteou o cimento Portland. Antes do final do século, os franceses Coignet e Hennebique introduziram o uso do concreto armado em fundações (FLEMING *et al.*, 1992). Em 1897, A.A. Raymond patenteou a estaca Raymond, que foi a primeira estaca de concreto moldada *in loco*. Em 1908, E. Frankignoul desenvolveu a estaca Franki, que posteriormente foi largamente utilizada em obras de vários países (FLEMING *et al.*, 1992).

Na execução das primeiras fundações estaqueadas de concreto armado foram utilizadas as pré-moldadas, a Strauss e a tipo Franki *Standard* (PRESA E POUSADA, 2001). Com o

¹ TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3rd ed. New York: Wiley-Interscience. 1996. 512 p.

decorrer do tempo, as estacas pré-fabricadas se tornaram mais usadas, devido à viabilidade técnica-econômica devido ao desenvolvimento de equipamentos e a característica de confecção da estaca fora do local de obra, geralmente, em indústria especializada.

Nos dias atuais, as estacas escavadas do tipo hélice contínua, introduzidas no Brasil a partir de 1987, estão sendo cada vez mais utilizadas em obras de fundações. O crescimento de seu emprego é devido ao controle que se tem do processo executivo, a possibilidade de execução em diversos tipos de solos e a maior garantia de integridade do fuste, comparativamente às estacas escavadas. Os investimentos atuais de empresas de fundações, com a compra de novos equipamentos, são indicativos desta tendência (ALBUQUERQUE, 2001).

De acordo com Sales (2000), na concepção típica de projetos de fundações, admite-se que o desempenho e a forma de transferência de carga ao solo de uma estaca e de uma fundação rasa são diferentes. Sendo assim, as metodologias de projeto eram muitas vezes bastante simplificadas, pois não consideravam a relação do bloco com o solo e, também, a interação entre o bloco e as estacas. Dessa forma, até hoje, muitos projetistas abstêm-se em empregar esses dois tipos de fundações associadas (BITTENCOURT, 2012).

Aplicações da Teoria da Elasticidade estimularam novas pesquisas que propiciaram um melhor entendimento do processo de interação entre uma fundação rasa, como a sapata, bloco ou radier, e estacas sob as primeiras (SALES, 2000). Neste âmbito, recentes estudos de comportamentos de fundações estacadas, bem como de radier estacado, foram desenvolvidos para representar modelos teóricos, numéricos e computacionais, dentre eles tem-se: Cunha e Sales (1998), Sales *et al.* (1999, 2001, 2002, 2005 e 2010), Sales (2000), Poulos (1994, 2001b e 2005), Reul e Randolph (2003), Mandolini (2003) Reul (2004), Mandolini, Russo e Viggiani (2005), Bittencourt (2012), Freitas Neto (2013), Garcia (2015), entre outros.

2.2 DEFINIÇÕES E CONCEITOS

Na engenharia civil o termo "fundação" pode ser entendido de maneiras distintas, dependendo da área de estudo. Por exemplo, os engenheiros da área de estruturas e da área de construção civil geralmente definem fundação como o conjunto de elementos estruturais, tais como: bloco, sapatas, radier e estaca, que tem por finalidade transferir para o solo todos os esforços provenientes da edificação (CARVALHO; FIGUEREDO FILHO, 2005).

Entretanto, na geotecnia, o termo "fundações" não é compreendido apenas pelos elementos estruturais, mas também por todo o solo que envolve os elementos e suporta os esforços gerados pela presença da edificação sobre o mesmo (VARGAS, 1998). Por exemplo, para a engenharia de transportes, o termo "fundação" se refere a camada de base do pavimento; em obras de terra, como o caso de barragem, define-se "fundação" como a camada de solo sob o barramento.

Para um geotécnico, define-se o conjunto dos elementos estruturais e o solo circundante como um sistema de fundação. Neste trabalho os elementos estruturais envolvidos pelo maciço de solo que estarão em foco são as estacas, e os blocos. Partindo desse conceito, pode-se dizer que a carga última suportada pelo sistema de fundação será determinada pela mobilização do solo que circunscreve os elementos estruturais deste sistema, no qual o solo passa a ser a parcela mais significativa na determinação do estado de ruptura da fundação (VELLOSO; LOPES, 2010).

Segundo Bittencourt (2012), um sistema de fundação é composto pelas unidades estruturais e pelo subsolo, que tanto pode se constituir por solo como por rocha. Portanto, a resposta diante a uma determinada solicitação é resultado da interação entre os elementos estruturais e os geotécnicos. Os elementos estruturais devem ser resistentes o bastante para que possam, ao transferir a carga ao solo, resistir adequadamente aos esforços solicitantes advindos da ação dos carregamentos externos provenientes da superestrutura. Da mesma maneira, deve-se verificar a capacidade resistente do solo, em absorver as cargas atuantes, a fim de que a mesma não provoque ruptura ou apresente deformações excessivas.

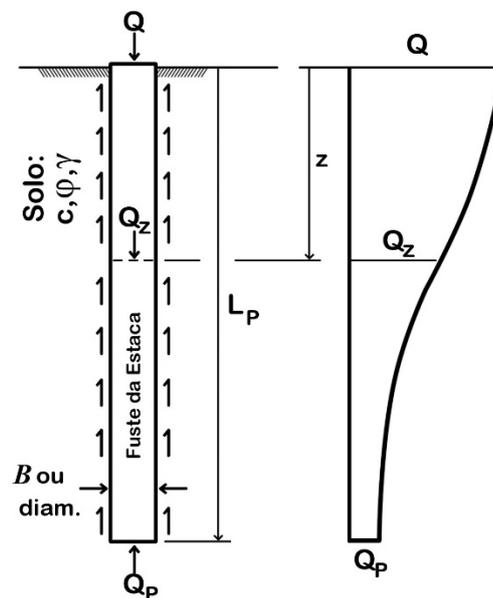
As fundações podem ser classificadas em "rasas" ou "profundas" dependendo, principalmente, das condições do subsolo, considerando-se a sua resistência e a sua deformabilidade. Fundações rasas são utilizadas quando as camadas superficiais são adequadas para suportar os carregamentos sem manifestar deformações que prejudiquem a estrutura, por exemplo, radier, sapatas e blocos. O uso da fundação profunda torna-se necessário quando a camada de solo superficial ou imediatamente abaixo da estrutura não é capaz de suportar os carregamentos que podem gerar recalques excessivos ou ruptura por cisalhamento do solo (SCHULZE, 2013).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), classifica-se como fundação profunda:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. [Item 3.7 da NBR 6122 (ABNT, 2010), p. 15]

As fundações profundas, assim como as fundações rasas, têm a função de distribuir as tensões provenientes da superestrutura no solo. No entanto o mecanismo de transferência de carga para fundações profundas ocorre ao longo do elemento estrutural conforme mostra a Figura 2.1, onde para uma estaca carregada verticalmente, por um carga conhecida, Q , em um determinado solo com parâmetros conhecidos, dentre eles coesão, c , ângulo de atrito, ϕ , e peso específico, γ , em uma dada profundidade, z , a carga atuante numa secção qualquer corresponderia a uma carga, Q_z , menor que aplicada em superfície, e para a profundidade equivalente ao comprimento da estaca, L_p , a carga restante seria a carga de ponta da estaca, Q_p .

Figura 2.1 - Perfil qualitativo de distribuição de carga axial em uma estaca (SCHULZE, 2013). Adaptado pelo autor.



As estacas podem ser classificadas seguindo várias metodologias, por exemplo, com relação ao tipo de material, podendo ser de aço, de concreto moldado no local, ou pré-moldado, de madeira, de aço ou mistas (VELLOSO; LOPES, 2010).

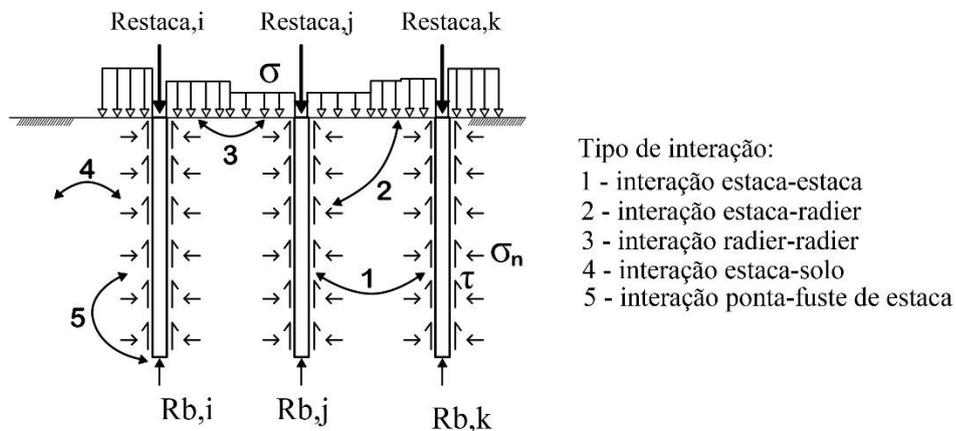
Segundo Velloso e Lopes (2010), outro modo de classificação de estacas pode ser de acordo com o efeito que o processo executivo resulta ao solo circundante das estacas. Podendo ser classificadas como -de deslocamento, em que o solo é deslocado horizontalmente para dar lugar à estaca, comum em estacas cravadas; -de substituição, quando o solo é removido previamente à instalação da estaca, por exemplo em estacas escavadas; ou, ainda, -como sem deslocamento, em que há pouca remoção do solo e se procura manter o estado de tensões anterior à execução, como por exemplo, em estacas hélice contínua.

Segundo Terzaghi, Peck e Mesri (1996)¹ *apud* Bittencourt (2012), quanto ao comportamento, pode-se ter três tipos de estacas:

- Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis (estacas de compactação): transferem a maior parte do carregamento através do atrito lateral e, pelo processo executivo de cravação, propiciam uma redução da porosidade e da compressibilidade do solo entre as estacas;
- Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade (estacas flutuantes): a maior parte do carregamento também é transferida por atrito lateral, porém não se tem uma melhoria das propriedades solo adjacente à estaca;
- Estacas de ponta: transferem a maior parte do carregamento pela sua base, geralmente a uma camada de solo resistente e profunda.

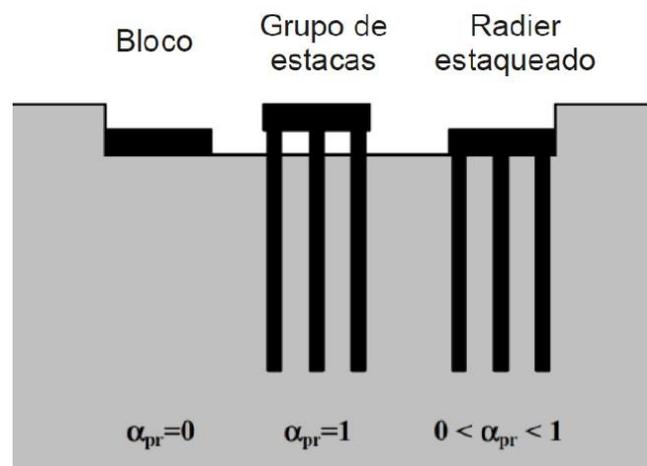
Segundo Freitas Neto (2013), as fundações estacadas devem ser projetadas levando em consideração a contribuição ou não do bloco de coroamento, que pode suportar parte do carregamento e influenciar os recalques, devido a interação entre as unidades do sistema, conforme mostra a Figura 2.2, exemplificado pelas estacas i, j e k com suas resistências totais (R) no topo do estaca, e menores na sua base (R_b), em função da tensão lateral existente (σ_n) e da distribuição pela lateral das estacas, evidenciando a interação entre os elementos do sistema. Assim, a diferença básica entre a concepção de fundação em radier estacado e o grupo de estacas convencional é a consideração, na técnica do radier estacado, da interação entre o bloco e o solo da superfície.

Figura 2.2 - Interação solo-estrutura entre radiers, estacas e o subsolo (KATZENBACH *et al.*, 2005² apud FREITAS NETO, 2013).



Mandolini (2003) apresentou um método para quantificar a participação do bloco na absorção de cargas, através do coeficiente α_{pr} , o qual relaciona a somatória de carga nas estacas (Q_{Pile}), com a carga total aplicada no radier estaqueado (Q_{PR}). Com isso, se o valor de α_{pr} for igual a 0 (zero), trata-se de um radier isolado, sem estacas; caso este valor seja igual a 1 (um), trata-se de um grupo de estacas, em que a fundação superficial não tem contato com o solo; e, por fim, se for um valor entre 0 e 1, implica dizer que o sistema funciona como um radier estaqueado (FIGURA 2.3).

Figura 2.3 - Coeficiente α_{pr} para bloco isolado, grupo de estacas e radier estaqueado de acordo com (MANDOLINI, 2003).



² KATZENBACH, R.; SCHMITT, A.; TUREK, J. Assessing Settlement of High-Rise Structures by 3D Simulations. *Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering*, v. 20, p. 2216229. 2005.

Terzaghi, Peck e Mesri (1996)¹ *apud* Bittencourt (2012) recomendam que as fundações satisfaçam a duas condições independentes: a primeira diz respeito a se ter um Fator de Segurança (FS) contra a ruptura, por carregamento, de 2 a 3, dependendo do código do país e do tipo de fundação; a segunda recomendação refere-se à quantidade de deformação máxima admissível que não prejudique a segurança da estrutura ou inviabilize a utilização da edificação.

Décourt (1998a) ressalta que os projetos de fundações tradicionais geralmente tendem a privilegiar a análise da capacidade de carga, e não contemplam uma análise dos recalques, sugerindo que deveria ser especificada cargas admissíveis pelo método da rigidez. Através de cálculos ou extrapolações de provas de carga, seria obtido o valor da rigidez correspondente a ruptura convencional. A carga admissível seria aquela correspondente a um valor de rigidez ão vezes superior à rigidez da ruptura convencional.

Chamecki (1958) ressaltou o cuidado que se deve ter ao se projetar fundações com base no critério de recalque diferencial admissível, sem levar em consideração a rigidez da estrutura. Demonstrou que isso, e a não consideração dos recalques diferenciais no dimensionamento da estrutura, pode resultar desde um projeto seguro até mesmo propenso à ruína. De Mello (1975) evidenciou que o comportamento de uma fundação é dependente dos recalques, contudo, ressalta o valor de se executar uma análise preliminar de segurança diante a ruptura, seja ela física ou convencional, conforme também sugeriu Décourt (1998a). Burland, Broms e De Mello (1977) comentaram sobre o projeto de fundações utilizando o critério de recalque admissível, o qual seria mais realista e, provavelmente, mais econômico, quando, por exemplo, utilizam-se estacas como elementos redutores de recalque.

Os trabalhos de Chameki (1958), De Mello (1986) e Décourt (1998a) enfatizaram que para uma adequada previsão de recalques deve-se ter conhecimento das propriedades do terreno. De forma que, para o desenvolvimento de um projeto de fundações em estacas, deve-se partir de uma quantidade satisfatória de informações e características do solo, a fim de assegurar uma boa concepção do projeto de fundação.

2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE PROJETOS DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Segundo Bittencourt (2012), grande parte dos projetos de fundação em estacas corresponde a solução de grupo ou de bloco sobre estacas, na qual o elemento estrutural sobre estas tem apenas a função de união e de transferência de carga. Assim, não se considera a relação dos diferentes elementos envolvidos, dentre eles: fundação rasa (radier); fundação profunda (estacas); e o solo circundante (interação solo-estrutura). Essa abordagem torna a análise bastante simplificada, o que pode gerar soluções não econômicas.

O projetista de fundações deveria informar os recalques previstos para os elementos de fundação aos projetistas de estruturas e de arquitetura, os quais avaliariam se a magnitude dos mesmos seria prejudicial. Para tal, deve ser fornecido um levantamento apropriado das cargas da estrutura e das propriedades geotécnicas do terreno, possibilitando uma verificação eficaz das ações e das deformações na fundação (BURLAND; BROMS; DE MELLO, 1977).

De acordo com Poulos, Carter e Small (2001), a concepção de projetos de fundação utilizando a carga última de ruptura, na maioria das vezes, adota-se um dos seguintes conceitos:

- Abordagem com fator de segurança global: trata-se do processo mais utilizado desde o século XX. Consiste em estabelecer que a resistência última disponível dividida por um fator de segurança global deve ser maior que a somatória dos carregamentos aplicados. O fator de segurança global pode variar de acordo com a experiência do projetista e o tipo de fundação. A NBR 6122 (ABNT, 2010) fixa valores mínimos de coeficiente de segurança global;
- Abordagem pelos fatores de carga e de resistência: consiste em comparar as resistências última disponíveis minoradas por um fator de redução de resistência, considerando que estas devem ser maiores que a somatória das solicitações impostas majoradas por um fator. Sendo ambos os fatores fixados pela NBR 6122 (ABNT, 2010), esta abordagem considera os estados limites;
- Abordagem com fator de segurança parcial: consiste em comparar a resistência de projeto, obtida pela redução dos valores característicos do solo, sendo esta maior que a somatória das solicitações impostas majoradas por um fator característico, bastante utilizada na Europa, normalizada pelo Eurocode 7;

- Abordagem probabilística: consiste em caracterizar as curvas de distribuição de probabilidade de solicitação e de resistência, e a partir da combinação destas duas curvas calcular a probabilidade de ruptura, devendo ser esta menor que a probabilidade de ruína admissível. Os autores comentam que esta abordagem é pouco utilizada pelos projetistas de fundações, sendo mais comum entre profissionais que lidam com terremotos, com Geotecnia Ambiental e com estruturas *off-shore*. Em engenharia de estruturas o Eurocode EM 1990 normaliza critérios de aceitação de probabilidade.

Bittencourt (2012) pondera que, no Brasil, a maioria dos projetos são baseados na capacidade de carga e não nos recalques e, portanto, em muitos projetos não é usual o cálculo da previsão destes. Ressalta que o desenvolvimento de um projeto considerando apenas a capacidade de carga resistente aos carregamentos é insuficiente, pois as deformações verticais e as rotações podem causar uma redistribuição dos esforços na estrutura, o que pode levar à atuação de solicitações maiores que aquelas inicialmente consideradas, também os recalques podem comprometer o uso da edificação.

Segundo Schnaid (2000), é reconhecido que a geotecnia de fundações brasileira ficou resumida, por várias décadas, à engenharia do SPT, sendo somente em grandes projetos possível desenvolver e testar outros métodos geotécnicos de investigação do subsolo. Na abordagem brasileira, predomina-se o emprego de correlações com o índice de resistência à penetração N_{SPT} na previsão das propriedades geotécnicas, como o módulo elástico, e a capacidade de carga vertical e lateral.

Cintra e Aoki (2010) mostraram que, para aplicação das expressões teóricas de capacidade de carga de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), ou Vesic (1970), são necessários parâmetros de resistência e de deformabilidade do terreno, cuja determinação é onerosa, e ainda, que os métodos conduziram a valores discrepantes ao prever valores de capacidade de carga. De acordo com Bittencourt (2012), isto tem limitado e desmotivado substancialmente a aplicação dos métodos teóricos em um número elevado de projetos, e, por isso, é predominante o uso de correlações empíricas regionais na determinação da tensão admissível do solo.

Um modo de conseguir comprovar a resistência de uma estaca seria através de prova de carga estática (PCE); se realizado o ensaio, levando-o até a ruptura, constitui no método de projeto mais próximo ao comportamento real (MANDOLINI; RUSSO; VIGGIANI, 2005). Também

deve-se ressaltar que recentemente o conhecimento da curva carga-recalque tem favorecido o desenvolvimento de projetos que se baseiam em critérios de recalque e de tensão-deformação.

No entanto, em fases de projeto preliminares não se comportam custos referentes à instalação e execução da prova de carga, sendo, muitas vezes, as provas de carga executadas quando a concepção do projeto já está definida, significando um processo de investigação *a posteriori* (DE MELLO, 1986). Neste contexto, as correlações empíricas podem ser uma ferramenta útil na previsão da capacidade de carga e de propriedades geotécnicas em projetos de fundações habituais.

Bittencourt (2012) alertou que o nível de segurança real do sistema de fundação depende significativamente do método de análise empregado, exemplificando que, para grupos de estacas, a desconsideração do desempenho do bloco no desempenho do conjunto pode inviabilizar um projeto, pois algumas estacas poderiam não atender aos fatores de segurança específicos. O autor resalta que, em casos comuns, considera-se um projeto de fundações estaqueadas adequado quando a estaca mais carregada não ultrapassa a carga de projeto adotada. No entanto, conforme mostrado por Sales *et al.* (2002), este procedimento acarreta em fatores segurança globais, considerando todo o sistema de fundação, superiores a 4,0 (quatro) em muitos casos.

Bittencourt (2012) ainda ressaltou o cuidado em se usar simplificação de soluções da teoria das estruturas para fundações sem uma avaliação cuidadosa, mostrando que o método das bielas para o cálculo das armaduras no bloco pode ser um procedimento eficaz para conjuntos com poucas estacas; não propiciando bons resultados quando se têm muitas estacas, devendo-se, para estes casos, utilizar ferramentas numéricas para obter melhores resultados.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) apresenta os procedimentos executivos dos principais tipos de estacas, e também especifica alguns aspectos de projeto referentes aos Estados Limites de Utilização e de Serviço e as formas de consideração das ações da superestrutura e das resistências características e de projeto.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) admite a natureza excepcional do campo geotécnico dentro da área da Engenharia Civil, reconhecendo que as análises dependem de um conhecimento e de uma interpretação dos parâmetros geotécnicos, entendidos como fenômenos ou materiais da natureza, conforme mostra em seu item 1:

Reconhecendo que a engenharia de fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza, os critérios e procedimentos constantes nesta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data da sua publicação (Item 1, NOTA 1, NBR 6122/2010, p. 1).

2.4 COMENTÁRIOS SOBRE DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Segundo Niyama, Aoki e Chamecki (1998), o objetivo da verificação do desempenho de uma fundação é demonstrar que o comportamento previsto no projeto está sendo confirmado na prática da execução, e ainda, a verificação do desempenho de uma fundação é parte de um problema mais geral, que compreende verificar o comportamento do conjunto formado pelos elementos estruturais da superestrutura e da fundação pelo maciço de solos, devendo, assim, ser exercida em todas as etapas do processo, desde a concepção do projeto até o período final da vida útil da obra.

No item 16 da NBR 8044 (ABNT, 1983) é denominado o desempenho de obras e são determinadas diretrizes gerais para o acompanhamento do desempenho de construções, em seu aspecto geotécnico, através de instrumentação, ou de inspeção, antes, durante e após sua construção. Estão discriminadas nessa norma as investigações, as análises e os estudos recomendados, e os resultados a obter para análise e desempenho da obra em cada fase do projeto geotécnico. O plano de inspeção e de acompanhamento de construções, definido pela norma, em qualquer fase, tem por finalidade observar qualquer evento cuja análise permita medidas preventivas ou considerações especiais para segurança.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) estabelece critérios para a avaliação do desempenho das fundações, especificando no seu item 9.1: "O desempenho das fundações é verificado através de pelo menos o monitoramento dos recalques medidos na estrutura". A NBR 6122 (ABNT, 2010) institui, no seu item 9.2.2, a obrigatoriedade da execução de provas de carga, estabelecendo quantidades mínimas mediante critérios específicos. O monitoramento dos recalques pode ser analisado em comparação com os valores calculados, previstos pelo projetista, sendo os resultados obtidos passíveis de retro análises, e contribuindo para um melhor conhecimento dos comportamentos das fundações (BITTENCOURT, 2012).

Segundo Niyama, Aoki e Chamecki (1998), por questões de ordem econômicas, quase sempre se verifica apenas o desempenho de elementos isolados de fundação, ficando a comprovação global da obra restrita a experiência anterior com aquele tipo de fundação em solos similares, às vezes, com a realização de poucas provas de carga em elementos isolados de fundação. Existem metodologias variadas para verificação do desempenho de elementos isolados de fundação, como: i) provas de carga estática, ii) provas de carga dinâmicas, e iii) testes de integridade de estacas.

2.4.1 Prova de carga estática

A prova de carga estática (PCE) é um procedimento normatizado pela NBR 12131 (ABNT, 2006), para estacas, e pela NBR 6489 (ABNT, 1984), para fundações rasas. Por representar um ensaio em verdadeira grandeza, é considerado o teste de maior precisão para verificação do desempenho de elementos isolados de fundação. Segundo Albuquerque (2001) a execução de PCE se justifica devido: a entender o mecanismo de distribuição de carga; ausência de conhecimento das propriedades do solo onde as fundações serão construídas; a alteração das condições iniciais provocadas pela execução das estacas; e o comportamento complexo do conjunto estaca-solo, de difícil modelagem numérica ou analítica.

Massad (1985) apresentou um resumo sobre alguns aspectos referentes ao modo de execução de uma prova de carga, metodologia de execução e o uso de instrumentação para aprimorar os métodos de previsão de transferência de carga em fundações, assim como, um breve histórico sobre realização de provas cargas no Brasil, a partir de um levantamento no acervo do IPT, a partir de 1930. Segundo o autor, a primeira prova de carga documentada, datada de 1936, foi realizada nas obras da estação da Estrada de Ferro Noroeste do Brasil.

De acordo com Fleming *et al.* (1992), os objetivos da prova de carga estática são: i) determinar a capacidade de carga do sistema solo-estaca e compará-la com a estimativa de projeto; ii) avaliar as parcelas da carga aplicada resistidas por atrito lateral e por resistência de ponta da estaca; iii) determinar a rigidez do sistema solo-estaca sob a carga de projeto; e iv) determinar o recalque correspondente a uma determinada carga aplicada.

As provas de carga podem ser feitas com cargas verticais ou inclinadas, à compressão ou tração, e cargas horizontais, procurando reproduzir as condições de funcionamento da fundação a que se destinam, sempre se fazendo necessário adoção de sistema de reação

adequado a direção, ao sentido e a intensidade das cargas de ensaio (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998). A Figura 2.4 mostra uma configuração de montagem de prova de carga estática para estacas submetidas a compressão com reação em tirantes ligadas a estacas de reação tracionadas utilizada por Silva (2011); na Figura 2.5 mostra um esquema para provas de carga estática em estaca submetida a tração. No Anexo B, é mostrado um esquema de prova de carga estática em estaca submetida a compressão utilizado nesta pesquisa. A prova de carga estática consiste na aplicação de sucessivos estágios de carga à fundação, de forma controlada, conjuntamente com a leitura dos recalques correspondentes.

Segundo Albuquerque (2001), em provas de carga estática, não são aplicáveis estudos estatísticos, devido a não se conseguir um número significativo de elementos, em consequência da estrutura necessária para a realização do ensaio, que envolve elevados custos e tempo. O autor afirma que, apesar de todas estas dificuldades, este procedimento ainda é o melhor para a comprovação do desempenho de uma fundação isolada, principalmente se for profunda, do tipo estaca ou tubulão.

Figura 2.4 é Esquema de montagem de Prova de carga estática a compressão (SILVA, 2011).

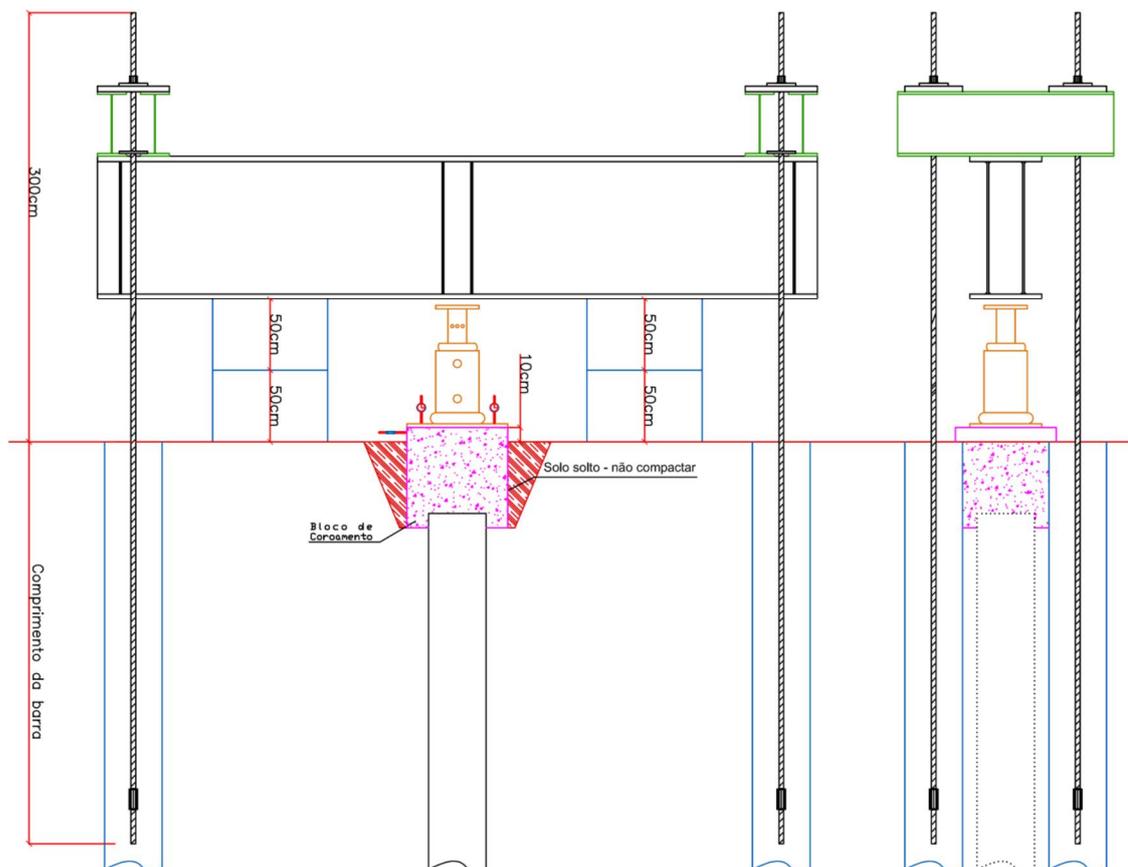
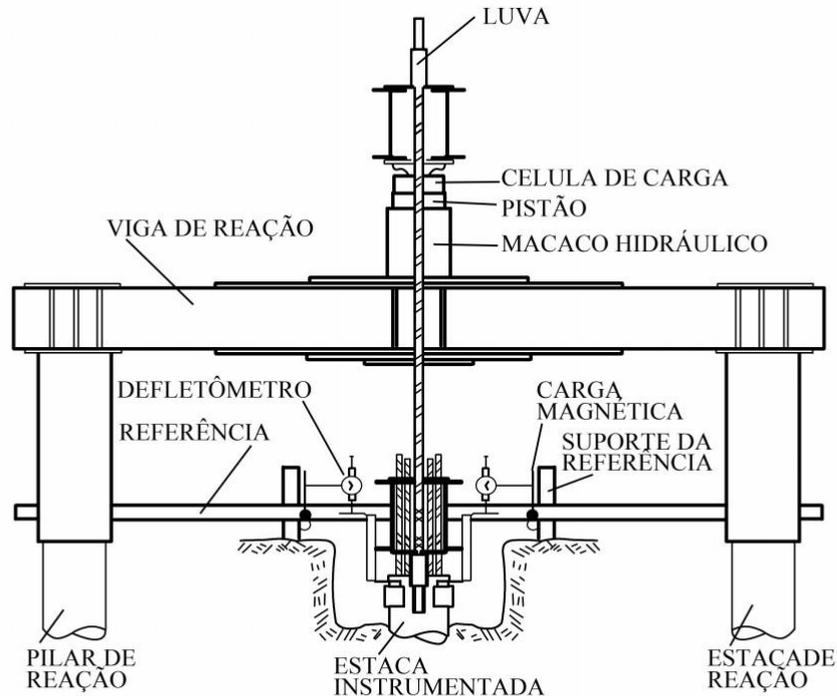


Figura 2.5 - Montagens de prova de carga estática em estacas, aplicação de carga axial de tração (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998).



Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006), em seu item 3.5.1, as provas de carga podem ser executadas através de carregamento lento, rápido, misto (lento seguido de rápido), e cíclico (lento ou rápido, para estacas submetidas a esforços axiais de compressão). No momento da interpretação das deformações, é importante considerar-se a maneira pela qual se realizou o ensaio. A referida norma estabelece os critérios de execução para cada tipo de ensaio ó itens 3.5.2 a 3.5.9 ó sendo que a estaca deve ser carregada até a ruptura ou até duas vezes o valor da carga de trabalho prevista.

A prova de carga estática pelo método do ensaio lento (SML ó *slow maintained load*) é descrita pelo item 3.5.2, da NBR 12131 (ABNT, 2006), podendo ser resumida pelos seguintes procedimentos:

- O carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, com cargas em cada estágio não superiores a 20% da carga de trabalho prevista, sendo mantida a carga em cada estágio após a estabilização dos recalques no mínimo por 30 minutos.
- Em cada estágio de carregamento os deslocamentos devem ser lidos, imediatamente após aplicação de carga, seguindo-se leituras decorridos 2min, 4min, 8min, 15min,

30min, 1h, 2h, 3h, 4h etc., contados a partir do início de cada estágio, até se atingir a estabilização, que será atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no estágio.

- Terminada a fase de carregamento, a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um período mínimo de 12h entre a estabilização dos recalques e o início do descarregamento
- O descarregamento deve ser efetuado em quatro estágios. Sendo garantida a estabilização dos deslocamentos, e o tempo mínimo de cada estágio é de 15min. Após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização.

A prova de carga estática pelo método do ensaio rápido (QML ó *quick maintained load*) é descrita pelo item 3.5.3, da NBR 12131 (ABNT, 2006), podendo ser resumido como:

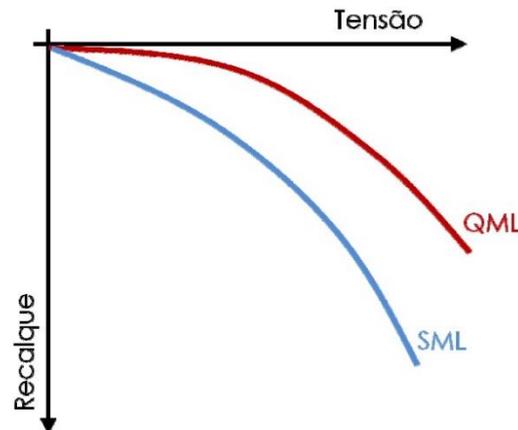
- O carregamento deve ser executado em parcelas iguais e sucessivas, de forma que a força aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para estaca, e deve ser mantida durante 10min, independentemente da estabilização dos deslocamentos. Em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos no início e no final do estágio.
- Atendida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas 5 (cinco) leituras: a 10 min, 30 min, 60 min, 90 min, e 120min. A seguir, procede-se ao descarregamento, que deve ser feito em cinco ou mais estágios, cada um mantido por 10min, com leitura dos respectivos deslocamentos. Após o descarregamento total, efetuar a leitura final após 10min.

Albuquerque (2001) ressaltou que a execução do ensaio lento leva consideravelmente mais tempo em relação ao ensaio rápido, no entanto, a curva carga-recalque obtida representa, de maneira mais adequada, o comportamento da fundação em determinada etapa de carregamento. Com relação ao ensaio rápido, os carregamentos são alterados antes da estabilização dos recalques, acarretando em uma curva carga-recalque diferenciada do primeiro tipo de ensaio.

Almeida (2009) realizou estudos de provas de carga estáticas em placa, comparando métodos de ensaio QML e SML, evidenciando as diferenças possíveis de resultados a depender o tipo

de metodologia utilizada. A Figura 2.6 apresenta o comportamento típico de resultados de ensaios de provas de carga estática com métodos de ensaio diferentes.

Figura 2.6 - Curvas tensão - recalque típicas dos diferentes tipos de ensaios (FELLENIOUS, 1975³ *apud* ALMEIDA, 2009). Adaptado pelo autor.



2.4.2 Prova de carga dinâmica

Niyama, Aoki e Chamecki (1998) afirmaram que a prova de carga dinâmica (PCD) de um elemento de fundação é um ensaio em que se aplica um carregamento dinâmico axial, com o objetivo de obter, principalmente, uma avaliação de sua capacidade de carga, com a utilização de uma instrumentação adequada e da aplicação da teoria de equação de onda. No Brasil, a prova de carga dinâmica é normatizada pela NBR 13208 (ABNT, 2007).

Niyama, Aoki e Chamecki (1998) relataram que tradicionalmente o controle de estacas cravadas se restringia à medida de nega devido a simplicidade desse procedimento. Posteriormente, a compreensão do fenômeno sofreu avanços significativos, principalmente a partir da solução da equação da onda por algoritmos, a qual se tornou prática com os computadores, ocorrendo uma rápida difusão deste ensaio em todo o mundo. Aoki (1989, 1994) propôs para provas de carga dinâmica uma outra conceituação, alterando o procedimento, propondo aplicação de golpes sucessivos do martelo, com energias crescentes, medindo-se a resistência a cravação, através da instrumentação por meio de acelerômetros e medidores de deformação.

³ FELLENIUS, B.H. Test loading of piles and new proof testing procedure. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, New York, v. 101, n. GT-9, p. 855-869. 1975.

A NBR 6122 (ABNT, 2010), no seu item 9.2.2.3, permite que, para a comprovação do desempenho, as provas de carga estáticas podem ser substituídas por ensaios dinâmicos na proporção de cinco ensaios dinâmicos, para cada prova de carga estática, desde que atendam critérios mínimos especificados pela norma de quantidades e características de obra.

Para realizar a PCD é necessária a instalação de sensores dinâmicos, sendo utilizado um conjunto básico de instrumentos e de equipamentos, para a aquisição e o tratamento de dados. Segundo Andreo, Gonçalves e Bernardes (2002), um dos esquemas mais difundidos utiliza o PDA (*Pile Driving Analyzer*) para a execução de prova de carga dinâmica, uma ferramenta prática e econômica, para aquisição e tratamentos dos dados de PCD.

De modo geral, todos os conjuntos de equipamentos utilizam para esta finalidade, como instrumentação básica, transdutores de deformação específica e de acelerômetros, os quais permitem obter, respectivamente, registro de força e velocidade. Estes instrumentos são fixados aos pares, em uma seção da estaca, próxima do seu topo, em posições diametralmente opostas, a fim de compensar os efeitos de momento fletor. Os sinais enviados pelos instrumentos são processados pelo PDA, que pode calcular vários parâmetros de interesse, sendo o principal a resistência à penetração da estaca no solo, através do método simplificado *oCASE* ou similar. Estes sistemas permitem obter ainda: i) força máxima do impacto, ii) energia máxima do golpe, iii) eficiência do sistema de cravação, iv) verificação de dano estrutural e sua posição, v) valores máximos de tensão, vi) velocidade e deslocamentos e vii) avaliação da distribuição de resistência (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998).

2.4.3 Ensaio de integridade de estacas (PIT ó *Pile integrity test*)

O ensaio de integridade (PIT) é um ensaio realizado em fundações profundas para avaliar, qualitativamente, a integridade de estacas com relação a possíveis defeitos construtivos, tais como falhas de concretagem, trincas, rupturas, além de variações seccionais no fuste. O ensaio consiste na avaliação da variação da velocidade quando da aplicação de um impacto, é função das características do material da estaca, com baixo nível de deformação, no topo da estaca. Cada golpe gera uma onda de compressão, que se propaga pelo fuste, sofrendo reflexão na ponta, e retornando novamente ao topo (MUCHETI, 2008).

Segundo Mucheti (2008), a forma usual do ensaio consiste na colocação de um acelerômetro de alta sensibilidade no topo da estaca sob teste e na aplicação de golpes com um martelo de

mão, conforme mostra a Figura 2.7. A verificação da integridade é feita por meio da interpretação da forma da onda de tensão, refletida, gravada no topo da estaca. Qualquer variação na seção da estaca ou na densidade do material resulta em mudanças significativas na forma desta onda. Estas variações permitem estabelecer conclusões acerca da qualidade do concreto da estaca bem como a localização de alguma trinca, vazio, alargamento ou estreitamento no fuste. Dos ensaios é possível obter gráficos de velocidade versus tempo (que pode ser transformado em comprimento da estaca) ou até análises de força ou frequência.

Figura 2.7 - Execução de ensaio de integridade (MUCHETI, 2008).



O uso mais comum do ensaio de integridade (PIT) é para detectar falha na concretagem de estacas de concreto moldadas *in loco* ou danos resultantes da cravação de estacas pré-moldadas de concreto. No entanto, o ensaio pode também ser usado para determinar ou confirmar o comprimento de estacas de concreto. Se a estaca possuir um dano severo, ou mesmo uma emenda construtiva, que não permita a transmissão da onda, não há como avaliar o estado da estaca abaixo deste ponto.

O ensaio de integridade (PIT) não fornece nenhuma informação quanto à capacidade de carga da estaca ensaiada. Por outro lado, eventuais danos detectados pelo ensaio de integridade (PIT) podem ser a explicação para casos onde os resultados de desempenho esperados, calculados pelo projeto, ou verificados por meio de provas de carga não foram alcançados.

Sobre o ensaio de integridade (PIT), Mucheti (2008) elencou as seguintes vantagens: i) execução extremamente rápida (mais de 50 ensaios por dia); ii) capacidade de detectar danos ou falhas no fuste de estacas moldadas *in loco* e pré-moldadas de concreto; iii) não exige preparo durante a execução da estaca; iv) equipamento leve e portátil, exigindo um mínimo de

recursos da obra durante os ensaios; e v) das poucas maneiras existentes para obter informações sobre a integridade das estacas, o PIT é sem dúvida a mais rápida e barata.

Mucheti (2008) também enumerou as desvantagens e limitações: i) pouca precisão na avaliação da intensidade do dano, isso pode fazer com que sejam detectados danos que não comprometeriam a utilização da estaca, com conseqüente perda de tempo e dinheiro para a obra; ii) dificuldade de detecção de segundo dano abaixo de uma grande variação de características do material da estaca; iii) difícil interpretação dos sinais obtidos em alguns casos, inclusive por influência do atrito lateral (que também provoca reflexões da onda); iv) impossibilidade de distinguir entre variação de área de seção e variação de qualidade do concreto (peso específico e/ou módulo de elasticidade); e v) dificuldade de detecção de dano muito próximo ao topo e a ponta, e fraturas no sentido vertical da estaca não são identificadas.

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

O dimensionamento de fundações estaqueadas, para fins didáticos, pode ser fragmentado em definição da capacidade de carga de elementos isolados de fundação, cálculo dos recalques dos elementos isolados, e interpretação de curvas de carga-recalque obtidas por provas de carga.

3.1 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Segundo Alonso (2004), para se projetar uma fundação deve se assegurar de três condições básicas: i) segurança; ii) funcionalidade; e iii) durabilidade. De acordo a condição de segurança, todos os elementos solo/estrutura devem garantir os coeficientes de segurança contra ruptura fixada pelas normas técnicas. As fundações devem ser funcionais para que os deslocamentos e as deformações sejam de acordo com o tipo e a finalidade para a qual se destina a estrutura. Por último, devem garantir durabilidade em relação aos materiais empregados que deverão ser suficientemente duráveis para atender no mínimo a vida útil da obra.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), um elemento isolado de fundação tem sua capacidade correspondente à resistência máxima que pode oferecer, ou seja, é a carga que causa a ruptura do sistema, sendo o mesmo composto pelo maciço de solo que envolve o elemento estrutural, e o próprio elemento. Uma fundação tipo estaca isolada, sob a influência de um carregamento vertical, tem sua capacidade de carga composta de duas parcelas: i) a resistência da ponta, e ii) a resistência lateral que atua ao longo do fuste. Em vista disso, a capacidade de carga é estabelecida pela soma das cargas máximas que essas resistências suportam. A Equação (3.1) descreve o cálculo da carga de ruptura.

$$Q_T = Q_L + Q_P - w \quad (3.1)$$

onde Q_T é a capacidade de carga da estaca; Q_L é a resistência última lateral; Q_P é a resistência última de ponta ou base; w é o peso próprio da estaca.

Na maioria dos casos, o peso próprio da estaca é desprezado e a equação pode ser reescrita segundo a Equação (3.2).

$$Q_T = Q_L + Q_P \quad (3.2)$$

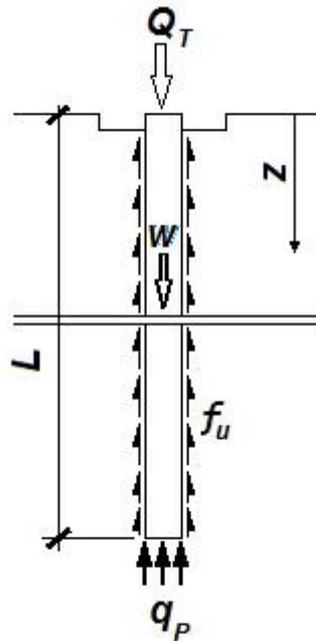
nesta abordagem, a resistência última de ponta (Q_P) é obtida a partir do produto entre o a tensão limite resistente da ponta, em unidade de tensão (q_p), e a área da seção transversal da ponta da base da estaca; a resistência última lateral (Q_L) é o somatório das forças resistentes advindas da multiplicação da tensão cisalhante unitária máxima (f_u), ao longo dos segmentos da estaca (CINTRA; AOKI, 2010). Na Figura 3.1, pode-se observar as cargas atuantes em uma estaca sob a influência de um carregamento axial, sendo a capacidade de carga ser descrita conforme a Equação (3.3).

$$Q_T = Q_L + Q_P = f_u \cdot A_L + q_p \cdot A_p = U \cdot \Sigma(f_u \cdot \Delta L) + q_p \cdot A_p \quad (3.3)$$

em que, q_p é a tensão limite no nível da ponta; f_u é a tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste; A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca; U é o perímetro; ΔL é o comprimento de cada camada de solo.

Em um sistema solo/estaca, a capacidade de carga depende: das propriedades do solo onde a estaca está instalada; do tipo de execução; da sua seção transversal e do seu comprimento. A partir de dados experimentais com estacas escavadas, diversos pesquisadores estabeleceram que a resistência última lateral e a resistência última de ponta são completamente mobilizadas a diferentes níveis de recalque (PÉREZ, 2014).

Figura 3.1 - Estaca submetida à carga de ruptura de compressão (modificado de VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012).



A resistência máxima devida ao atrito no fuste normalmente se desenvolve para valores de deslocamento da ordem de 5 a 10 mm, muitas vezes, independentemente do tipo de estaca e do diâmetro do fuste, e para recalques maiores a resistência máxima lateral se mantém praticamente constante ou em alguns casos pode até apresentar uma pequena redução (PÉREZ, 2014). Por outro lado, a resistência na base da estaca é completamente mobilizada quando o recalque atinge valores da ordem de 10% do diâmetro da base para estacas cravadas e para estacas escavadas da ordem de 30% do diâmetro da base; independentemente do tipo de solo (BOWLES, 1996).

Segundo Meyerhof (1951), a capacidade de ponta da estaca em areia aumenta de acordo com a profundidade de embutimento da camada de suporte. Costa Branco (2006), a partir de resultados de ensaios CPT e aplicações da formulação de Meyerhof (1951), verificou que a resistência de ponta cresce de forma linearmente dependente, com o aumento da profundidade, até atingir a penetração que mobiliza o mecanismo completo de ruptura para aquele diâmetro.

Para a determinação da capacidade de carga podem ser utilizadas fórmulas e critérios derivados de experiências locais ou estudos detalhados, que podem ser obtidos por meio de métodos teóricos, métodos práticos, e provas de carga. Os métodos teóricos baseiam-se em

fundamentos na análise estática de carga, com base em parâmetros de resistência (c e ϕ) obtidos através de ensaios de campo ou laboratórios. Nos métodos práticos, a capacidade de carga é determinada através de correlações empíricas ou semi-empíricas, utilizando ensaios de campo (SPT, CPT, SPT-T e DMT).

A variabilidade dos valores encontrados com a aplicação dos diversos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas sob carregamento axial é em geral alta, sendo, assim, difícil a indicação do melhor critério uma vez que esta escolha depende fortemente da experiência do engenheiro com as propriedades do solo local (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2010).

3.1.1 Métodos teóricos

Um método teórico pode ser caracterizado como algo que se origina unicamente do intelecto humano, quando se propõe a investigar um fenômeno e avaliar todos os aspectos a serem considerados na sua interpretação (AMANN, 2010).

A partir das teorias clássicas de mecânica dos solos, é possível encontrar várias fórmulas teóricas desenvolvidas para estimar a capacidade de carga, considerando o solo argiloso ou granular. Grande parte dessas metodologias, segundo Décourt (1998b), constitui-se de extensões dos trabalhos clássicos de Prandtl (1921) e Reissner (1924), que foram moldados ao comportamento dos solos; sendo possível destacar Caquot (1934), Buisman (1935), Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951) como pioneiros nas aplicações práticas relacionadas com solos.

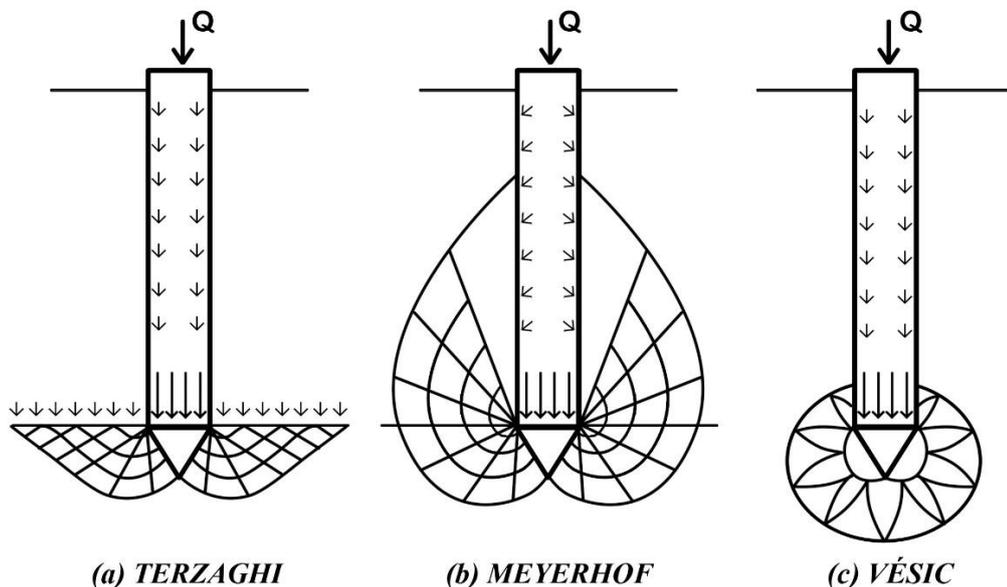
Cintra e Aoki (2010) aconselharam, na formulação de projetos de fundações estacueadas, o uso restrito de fórmulas teóricas para a estimativa de capacidade de carga, devido ao fato de que as previsões fornecidas por elas podem não ser confiáveis, para fundações profundas, devido às restrições do modelo teórico que considera o solo como coesivo ou granular.

3.1.1.1 Resistência de ponta

Para a determinação da capacidade de carga de ponta, pode-se usar a teoria da plasticidade e outras soluções que supõem diferentes mecanismos de ruptura desenvolvida na base da estaca. Existem algumas propostas que buscam reproduzir as superfícies de ruptura das estacas. Na Figura 3.2 são mostrados alguns dos principais modelos.

Existem várias teorias que organizam o processo. A teoria de Terzaghi (1943) não leva em consideração a contribuição dos esforços cisalhantes longitudinalmente ao fuste, por considerar o solo acima da ponta mais importante que o solo abaixo. A base da estaca rompe logo que o solo se move para os lados e para cima de acordo com a Figura 3.2 (a). Outra teoria clássica é a de Meyerhof (1951), que trabalha no aperfeiçoamento da teoria de Terzaghi (1943), que ao contrário da última, considera a contribuição da resistência ao cisalhamento do solo acima da ponta da estaca.

Figura 3.2 - Mecanismo de ruptura de base da estaca propostas por diversos autores (PÉREZ, 2014). Adaptado pelo autor.



Vésic (1975) utiliza a teoria da expansão da cavidade esférica. A sua análise de resultados de provas de carga mostrou que as deformações que ocorrem na ponta das estacas são divididas duas zonas principais: i) na zona próxima a ponta, onde ocorrem grandes deformações plásticas e ii) na segunda zona, concêntrica ao fuste da estaca, onde ocorrem deformações elásticas.

Para obter a capacidade de carga de ponta de estaca tem-se uma expressão geral, que se assemelha a utilizada para a capacidade de carga em fundações superficiais proposta por Terzaghi (1943), mostrada na Equação (3.4).

$$Q_p = A_p \cdot \left(c \cdot N_c + \sigma_{vp} \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \right) \quad (3.4)$$

onde: A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca; c é a coesão do solo; γ é o peso específico do solo; B é o menor lado da fundação, ou o diâmetro da estaca; σ_{vp} é a tensão vertical do solo na cota de apoio da fundação; N_c, N_q, N_γ , são os coeficientes de capacidade de carga, em função do ângulo de atrito e da geometria da estaca.

Para fundações profundas, a parcela devido ao fator N_c pode ser considerada desprezível, pois é muito pequena em relação às outras parcelas. No caso de solos não coesivos ($c=0$), pode-se escrever a Equação (3.5).

$$Q_p = A_p \cdot \sigma_{vp} \cdot N_q \quad (3.5)$$

E para solos coesivos ($c \neq 0$), pode-se escrever a Equação (3.6).

$$Q_p = A_p \cdot \left(c \cdot N_c + \sigma_{vp} \cdot N_q \right) \quad (3.6)$$

Para a determinação de N_q , deve-se considerar a forma de ruptura de superfície como parâmetro, que é função do ângulo de atrito e do método de execução da estaca. Os parâmetros σ_{vp} para solos coesivos não drenados devem ser em termos de tensões totais e para solos não coesivos drenados normalmente são aqueles termos de tensão efetiva.

a. Método de Meyerhof (1951)

Partindo da teoria da plasticidade e paralelamente no trabalho de Terzaghi (1943), Meyerhof desenvolveu um método de previsão de carga de ruptura para fundações profundas em solo homogêneo. Conforme demonstra Equação (3.7).

$$q_p = c \cdot N_c + k_e \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.7)$$

em que: k_e é o coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta; L é o comprimento da estaca.

Podendo a capacidade de carga de ponta para estacas em solos granulares ser escrita pela Equação (3.8).

$$Q_p = A_p \cdot (k_e \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q) \quad (3.8)$$

O coeficiente k_e é essencialmente dependente do estado de tensões iniciais do solo e do método de execução da estaca. Para o cálculo de k_e , Broms (1966¹ *apud* AOKI; LOPES, 2010) recomenda os valores de k_e apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Coeficientes de empuxo k_e e ângulo atrito de interface () (BROMS, 1966¹ *apud* CINTRA; AOKI, 2010).

Estacas	k_e		
	Areia fofa	Areia compacta	
Metálica	0,5	1,0	20
Pré-moldada de concreto	1,0	2,0	3/4
Madeira	1,5	4,0	2/3

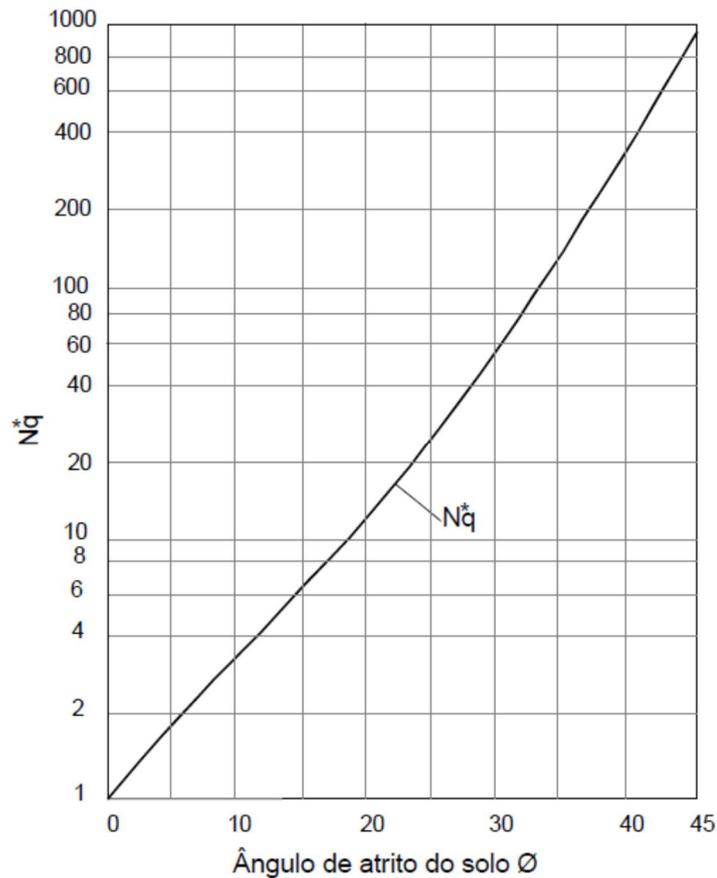
De acordo com Velloso e Lopes (2010), em estacas escavadas o coeficiente k_e é igual ou menor que o coeficiente de empuxo no repouso, visto que numa execução ideal de uma estaca escavada, em que o processo é rápido e o solo não sofre grande desconfinamento o k_e permanece próximo do coeficiente de empuxo no repouso, caso contrário ficaria abaixo.

¹ BROMS, B. B. Design of laterally loaded piles. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, ASCE, New York, v. 92, n. Closure, 1966.

Broms (1966¹, *apud* AOKI; LOPES, 2010), recomenda que o valor de k_e deve corresponder no máximo ao recomendado para estacas metálicas. A variação de N_q com o ângulo de atrito do solo se mostra na Figura 3.3. A capacidade de carga de ponta para estacas em solos argilosos saturados ($\phi = 0$), também pode ser escrita mediante Equação (3.6).

onde: N_c é o fator de capacidade de carga, que pode ser considerado 9.5 de acordo com os resultados de laboratório mostrados por Das (2006); c é o valor médio da coesão não drenada da camada de apoio da ponta ou base da estaca; e, σ_{vp} é a tensão vertical do solo na cota de apoio da fundação (L).

Figura 3.3 - Variação de N_q com ϕ (MEYERHOF, 1976).



Apoiado em diversos estudos analíticos e experimentais, Aoki e Lopes (2010) concluíram que para a maior parte dos problemas o valor de 9,0 para N_c era adequado, confirmando desta forma o valor já proposto por outros autores.

b. Método de Vésic (1970)

Levando em conta a rigidez do material e com base na teoria de expansão de cavidades, o Vésic (1970) propôs um método para determinar a capacidade por ponta. De acordo com esta teoria, baseada em parâmetros de esforço efetivo, sugere a Equação (3.9), abarcando para o seu cálculo as Equações (3.10), e a Equação (3.11) desenvolvida por Jaky (1944) para solos normalmente adensados.

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (c \cdot N_c + \sigma'_0 \cdot N_\sigma) \cdot A_p \quad (3.9)$$

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1 + 2 \cdot k_0}{3} \right) \cdot \sigma'_{vp} \quad (3.10)$$

$$k_0 = (1 - \text{sen} \phi') \quad (3.11)$$

em que: σ'_0 é o esforço efetivo normal médio do solo ao nível da ponta da estaca; k_0 é o coeficiente de empuxo no repouso; σ'_{vp} é a tensão efetiva vertical no nível da ponta da estaca; e, A_p é a área transversal da estaca, da ponta da estaca

De acordo com a teoria de Vesic (1970), o fator N_σ , depende do fator de rigidez reduzida (Irr), que por sua vez depende o fator de rigidez (Ir), do módulo de elasticidade do solo (E_s), do coeficiente de poisos do solo (ν), e da deformação unitária média na zona plástica (Δp), conforme evidenciam as equações (3.12), (3.13) e (3.14).

$$N_\sigma = f(Irr) \quad (3.12)$$

$$Irr = \left(\frac{Ir}{1 + Ir \cdot \Delta p} \right) \quad (3.13)$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu) \cdot (c' + \sigma' \cdot \tan\phi)} = \frac{G_s}{(c' + \sigma' \cdot \tan\phi)} \quad (3.14)$$

Para condições sem mudança de volume (areia densa ou argila saturada), a da deformação unitária média na zona plástica (Δp) será igual a zero, e conforme equação (3.15), o índice de rigidez reduzida será igual ao índice de rigidez.

$$I_{rr} = I_r \quad (3.15)$$

Para condições não drenadas onde o ângulo de atrito for igual a zero, pode-se calcular o fator N_c conforme equação (3.16).

$$N_c = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (3.16)$$

De acordo com Das (2006), os valores do índice de rigidez devem ser obtidos por meio de ensaios de laboratórios de adensamento e triaxiais, com níveis de tensão correspondentes aos níveis de esforços em campo. No entanto, para uso preliminar recomendam-se os valores da Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Valores de (I_r) para diferentes tipos do solo (DAS, 2006).

Tipo de solo	I_r
Areia	70-150
Siltes e Argila	50-100
Argila	100-200

3.1.1.2 Resistência lateral

Para Velloso e Lopes (2010), o tratamento teórico para a determinação da tensão cisalhante lateral unitária (f_u) é análogo ao utilizado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Geralmente é adotado o modelo de ruptura de Mohr-Coulomb.

Desta forma, o seu valor é, usualmente, considerado como a soma de duas parcelas, conforme mostra a equação (3.17).

$$f_u = c_a + \sigma'_h \cdot \tan \delta \quad (3.17)$$

onde, σ'_h é a tensão efetiva horizontal; c_a é a adesão efetiva entre estaca e solo; δ é o ângulo de atrito entre estaca e solo.

Uma vez que as tensões horizontais efetivas podem ser escritas em função das tensões verticais, pode-se descrever a equação (3.18).

$$\sigma'_h = k_e \cdot \sigma'_v = k_e \cdot \gamma' \cdot z = k_e \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot z \quad (3.18)$$

A resistência lateral pode ser definida como o resultado da integral das tensões do sistema solo/estaca ao longo de toda a longitude do fuste, conforme mostra a equação (3.19).

$$Q_L = U \cdot L \cdot f_u = \int_{z=0}^{z=L} \pi \cdot D \cdot (c_a + k_e \sigma'_v \tan \delta) dz \quad (3.19)$$

Os parâmetros de tensão para solos coesivos não drenados devem ser em termos de tensões totais e para solos não coesivos drenados normalmente são aqueles em termos de tensão efetiva. Para a determinação da tensão cisalhante unitária apresenta-se uma breve descrição de alguns métodos consagrados na literatura.

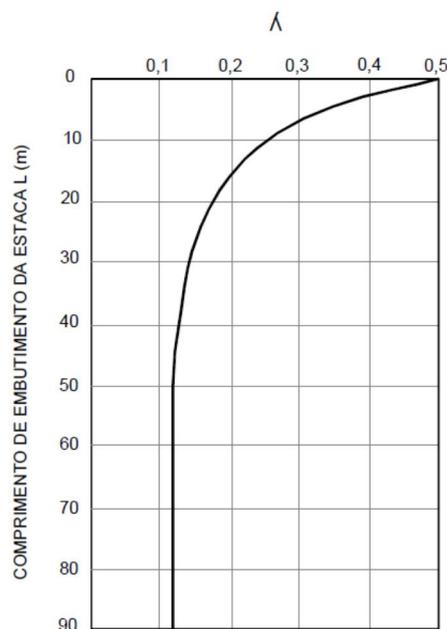
a. Método

O método foi proposto por Vijayvergiya e Focht (1972), e se baseia na hipótese de deslocamentos dos solos causado pela cravação de estacas, o que conduz a uma pressão passiva a qualquer profundidade. Sendo a tensão lateral unitária média descrita conforme equação (3.20).

$$f_u = \lambda(\sigma'_v + 2c) \quad (3.20)$$

em que, σ'_v é a tensão efetiva vertical do solo; c , é a coesão; λ é o fator empírico entre o solo e a estaca. O valor de λ vai variando com a profundidade da penetração da estaca, conforme mostra a Figura 3.4. A resistência total por atrito é calculada conforme a Equação (3.19).

Figura 3.4 - Variação de λ com o comprimento da cravação da estaca (MCCLELLAND, 1974).



b. Método

Segundo Das (2006), de acordo com este método, a tensão de adesão do solo ao longo do fuste em solos argilosos é representada pela Equação (3.21).

$$f_u = \alpha \cdot c \quad (3.21)$$

onde: α é um fator empírico de adesão entre o solo e a estaca; c é a coesão.

A variação aproximada do valor de α em função da relação entre resistência não drenada e tensão efetiva, foi determinada por Randolph e Murphy (1985), conforme mostra o ábaco da Figura 3.5. Também, Cintra e Aoki (1999) apresentaram uma relação entre o fator empírico

() e a coesão, a partir do ábaco desenvolvido por Tomlinson em 1957, mostrado na Figura 3.6. E, ainda, Sladen (1992) apresentou uma relação para determinar α a partir da coesão e tensão efetiva vertical. A resistência pelo atrito é calculada por meio da Equação (3.19).

Figura 3.5 - Variação de α com c_u/σ'_v (RANDOLPH; MURPHY, 1985).

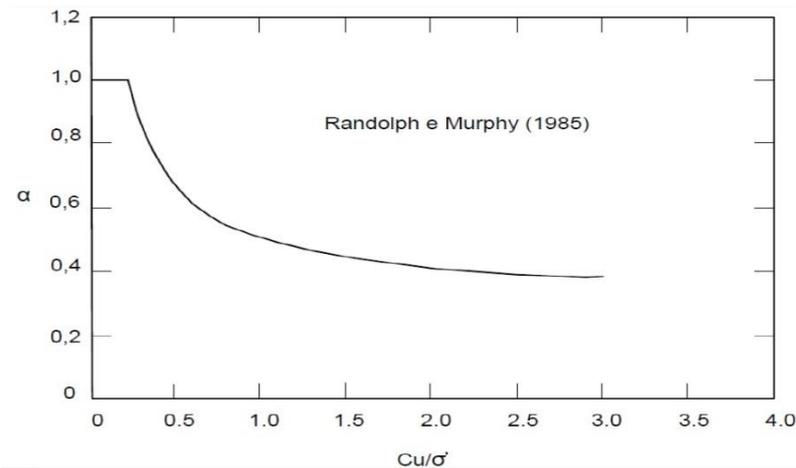
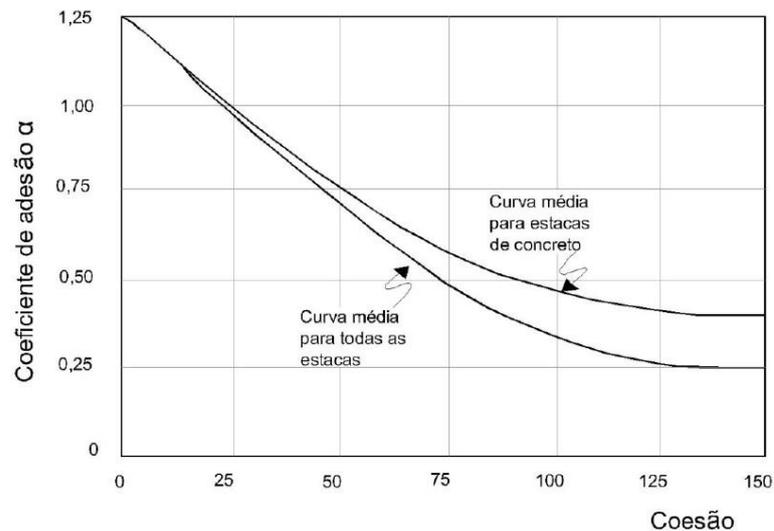


Figura 3.6 - Coeficiente de adesão α (CINTRA; AOKI, 1999).



c. Método (solos granulares)

Segundo Albuquerque (1996), nos trabalhos precursores de Meyerhof, em 1976 e 1977, a partir dos estudos com modelos reduzidos, foi desenvolvido um método de previsão de carga ruptura para estacas embutidas em solo homogêneo. Sendo a tensão lateral calculada seguindo as Equações (3.22) e (3.23).

$$f_u = \beta \cdot \sigma_v' \quad (3.22)$$

$$\beta = k_e \cdot \tan \delta \quad (3.23)$$

em que: δ é o ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural de fundação; σ_v' é a tensão vertical efetiva; k_e é o coeficiente de empuxo horizontal.

O valor de k_e pode ser adotado usando a Tabela 3.1, e para a obtenção de δ pode ser adotado o valor simplificado de 0,88, proposto por Cintra e Aoki (1999). Novamente descreve-se pela Equação (3.19) a capacidade de carga lateral para estacas em solos granulares.

3.1.2 Métodos semiempíricos com base em ensaios SPT

Segundo Alonso (2004), em meados dos anos 70, no Brasil, não se tinha uma estimativa própria para o cálculo da capacidade de carga de uma estaca à compressão, sendo as estimativas feitas por meio de fórmulas teóricas que conduziam a valores discrepantes.

Fórmulas teóricas para a previsão de capacidade de carga de fundações geralmente não obtêm resultados confiáveis para fundações profundas (CINTRA; AOKI, 2010). Devido a isso, vários autores têm sugerido métodos apoiados em correlações empíricas com base nos resultados de ensaio in situ e ajustados por meio de resultados de provas de carga. No ano 1975, os Engenheiros Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso, desenvolveram o primeiro método semi-empírico nacional para obter a estimativa da capacidade de carga a compressão, e em 1978, os Engenheiros Décourt e Quaresma desenvolveram o segundo, sendo estes dois métodos semi-empíricos, até atualmente, no Brasil os mais utilizados para a previsão da capacidade de carga de estacas, a partir de resultados de ensaio SPT.

De acordo com Pérez (2014), os métodos semi-empíricos ajustam suas equações aos mais diversos tipos de solo que as estacas atravessam, assim como ao processo executivo da estaca já que altera as condições iniciais do terreno como: i) o ângulo de atrito da interface solo-estaca, ii) a tensão horizontal que age sobre a estaca, iii) a adesão solo-estaca e iv) a dimensão da área de contato. Os métodos semi-empíricos têm em conta essas características através dos

coeficientes empíricos tanto para os diferentes tipos de solo como para os processos executivos das estacas.

Em praticamente todo o mundo, o ensaio do SPT é a ferramenta de investigação geotécnica mais empregada, devido ao baixo custo, além da facilidade em seu equipamento, procedimento e experiência empírica. O ensaio fornece o índice de resistência a penetração (N_{SPT}), a profundidade do nível de água, a identificação tátil visual dos solos, também indicadores da consistência e compactidade dos solos, conforme tabela constante em norma do ensaio. Os equipamentos e procedimentos são normatizados no Brasil pela NBR 6484 (ABNT, 2001). O equipamento do ensaio é composto por seis partes: i) amostrador, ii) hastes, iii) martelo, iv) torre ou tripé de sondagem, v) cabeça de bater, e vi) conjunto de perfuração.

O ensaio consiste na cravação do amostrador padrão usando para tal um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 750 mm. São anotados o número de golpes para cravar 150 mm, 300 mm e 450 mm, o resultado do ensaio SPT é o número de golpes necessários para cravar os 300 mm finais. As amostras são retiradas com o amostrador a cada metro para ensaios de laboratório. A perfuração de avanço entre duas amostragens é obtida através de uma tradagem ou circulação de água.

3.1.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

O método Aoki e Velloso (1975) foi elaborado com base em um estudo comparativo entre os resultados de provas de carga em estacas com o ensaio de penetração de cone in situ (CPT). Para que o método pudesse ser aplicado com resultados de ensaio de SPT, buscou-se desenvolver um fator de conversão (K), que transforma a resistência da ponta do cone para N_{SPT} .

A capacidade de carga da estaca pode ser calculada seguindo a Equação (3.3), onde os valores das tensões limites (q_p e f_u) podem ser calculados a partir de N_{SPT} do ensaio SPT pelas Equações (3.24) e (3.25).

$$q_p = \frac{k_{AV} \cdot N_P}{F_1} \quad (3.24)$$

$$f_u = \frac{\alpha_{AV} \cdot k_{AV} \cdot N_L}{F_2} \quad (3.25)$$

onde: F_1 e F_2 são os fatores de correção; k_{AV} é o coeficiente que depende do tipo de solo; α_{AV} é o coeficiente da razão de atrito; N_p é o índice médio de resistência à penetração, N_{SPT} , na cota de apoio da estaca; N_L é o índice médio de resistência à penetração, N_{SPT} , na camada de solo de espessura L considerada.

A equação (3.26) para o cálculo da capacidade de carga é obtida substituindo as Equações (3.24) e (3.25), na Equação (3.3).

$$Q_T = A_p \cdot \frac{k_{AV} \cdot N_p}{F_1} + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_1^n (\alpha_{AV} \cdot k_{AV} \cdot N_L \cdot \Delta L) \quad (3.26)$$

Os fatores de correção F_1 e F_2 foram ajustados a partir de 63 provas de cargas executadas em diversas partes do Brasil, com seus valores determinados em função do tipo de estaca, conforme mostra a Tabela 3.3. Os fatores k_{AV} e α_{AV} foram propostos com base na experiência e em valores da literatura, sendo escolhidos em função do tipo de solo os valores se encontram na Tabela 3.4.

Tabela 3.3 - Fatores de correção, F_1 e F_2 (AOKI; VELLOSO, 1975).

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada de concreto	$1+(D/0,8)$	2F1
Escavada	3,0	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2F1

Tabela 3.4 - Coeficientes k e razão α_{AV} (AOKI; VELLOSO, 1975).

Solo	k_{AV} (MPa)	α_{AV} (%)
Areia	1,00	1,40
Areia Siltosa	0,80	2,00
Areia silto argilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilo siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte areno argiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argilo arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila areno siltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila silto arenosa	0,33	3,00

3.1.2.2 Método Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996)

Inicialmente concebido para estacas pré-moldadas de concreto cavadas, este método baseia-se nos resultados obtidos pelo ensaio de penetração (SPT). Para abranger outros tipos de estacas, Décourt (1996) introduziu dois fatores de ajuste na equação da capacidade de carga (α_{DEC} e β_{DEC}), com a finalidade de considerar variados processos executivos. A carga de ruptura da estaca é calculada seguindo a Equação (3.27).

$$Q_T = \alpha_{DEC} \cdot Q_P + \beta_{DEC} \cdot Q_L = \alpha_{DEC} \cdot q_p \cdot A_P + \beta_{DEC} \cdot f_u \cdot U \cdot L \quad (3.27)$$

Os valores das tensões limites (q_p e f_u) são calculados a partir de N_{SPT} do ensaio SPT conforme mostra a Equação (3.28).

$$Q_T = \alpha_{DEC} \cdot C_{DEC} \cdot N_p \cdot A_p + \beta_{DEC} \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (3.28)$$

sendo, N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração, N_{SPT} , na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: i) o correspondente ao nível da ponta ou base, ii) o imediatamente anterior, e iii) o imediatamente posterior; C_{DEC} é o coeficiente característico do solo ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto; α_{DEC} é o fator aplicado à parcela de ponta; de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca; N_L é o índice médio de resistência à penetração, N_{SPT} , ao longo do fuste; β_{DEC} é o fator aplicado à parcela de atrito lateral de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca; A_p é a área da seção transversal na ponta da estaca; U é o perímetro da estaca; L , é o comprimento da estaca;

No método, N_L é obtido com o valor médio de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca para uma mesma camada de solo, sem considerar os valores que serão utilizados na resistência de ponta. No cálculo de N_L adotam os limites: i) para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentônica deve ser maior que 3 e menor que 50; e ii) para estacas Strauss e tubulões a céu aberto deve ser maior que 3 e menor que 15. Nas Tabela 3.5 e Tabela 3.6 são apresentados os valores de C_{DEC} e os valores de α_{DEC} e β_{DEC} , respectivamente.

Tabela 3.5 - Coeficiente característica do solo C_{DEC} (DÉCOURT, 1978).

Tipo de solo	Tipo de estaca	
	Deslocamento	Escavada
Argila	120	100
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250	140
Areias	100	200

Tabela 3.6 - Valores do fator α_{DEC} e β_{DEC} em função do tipo de estaca e do tipo do solo. (DÉCOURT, 1996).

Tipo de Solo	Escavadas em geral		Escavadas (bentonita)		Hélice Contínua		Raiz		Injetadas sob altas pressões	
	α_{DEC}	β_{DEC}	α_{DEC}	β_{DEC}	α_{DEC}	β_{DEC}	α_{DEC}	β_{DEC}	α_{DEC}	β_{DEC}
Argila	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1,0	0,85	1,5	1,0	3,0
Solos intermediários	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,0	0,60	1,5	1,0	3,0
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,0	0,50	1,5	1,0	3,0

3.1.2.3 Método de Lizzi (1982)

O método empírico proposto por Lizzi (1982), estima a carga lateral última ou a carga de ruptura, visto que, não considera a ação resistente da ponta da estaca. A determinação da carga lateral última é obtida através da Equação (3.29).

$$Q_T = U \cdot \sum K_{lizzi} \cdot I_{lizzi} \cdot \Delta L \quad (3.29)$$

onde: U é o perímetro; K_{lizzi} é o fator que depende do tipo de solo na camada i , obtém-se através da Tabela 3.7; I_{lizzi} é o fator que depende do diâmetro da estaca, obtém-se através da Tabela 3.8; L é o comprimento do segmento da estaca. Observa-se que neste método não são consideradas as parcelas de resistência devido a ponta.

Tabela 3.7 - Valores de K_{lizzi} dependendo da condição do solo (LIZZI, 1982).

Solo	K_{lizzi} (kPa)
Solo mole	50
Solo fofo	100
Solo medianamente compacto	150
Solos rijos, pedregulhos e areias	200

Tabela 3.8 - Valores de I_{LIZZI} dependendo do diâmetro da estaca (LIZZI, 1982).

Diâmetro Nominal (m)	Valor de I_{LIZZI}
0,10	1,00
0,15	0,90
0,20	0,85
0,25	0,80
0,31	0,74
0,41	0,64

3.1.2.4 Método de Milititsky e Alves (1985)

No método de Milititsky e Alves (1985), os autores partiram de uma formulação empírica de estudos estatísticos de quinze provas de carga realizadas em estacas escavadas no estado do Rio Grande do Sul. A capacidade de carga é determinada pela equação (3.30).

$$Q_T = M_2 \cdot N_p \cdot A_p + M_1 \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (3.30)$$

onde: M_2 , M_1 são os coeficientes de proporcionalidade, descritos na Tabela 3.9; N_p é a média do índice de resistência a penetração, N_{SPT} na profundidade da ponta da estaca, desde o valor imediatamente acima até o valor imediatamente abaixo da cota da ponta da estaca; N_L é a média dos valores do índice de resistência à penetração, N_{SPT} , ao longo do fuste da estaca, exceto o último valor acima da ponta da estaca; A_p é a área da seção transversal na ponta da estaca; U é o perímetro da estaca; L é o comprimento da estaca.

Tabela 3.9 - Valores dos coeficientes M_1 e M_2 (MILITITSKY; ALVES, 1985).

Tipo de Escavação	M1	M2
Perfuração mecânica	2,45	60
Tipo Strauss	2,35	90

3.1.2.5 Método de Cabral (1986)

O método desenvolvido por David A. Cabral em 1986, se constitui em um método empírico ideal para estacas raiz, uma vez que leva em consideração a pressão de ar comprimido (p_0)

aplicado no topo da estaca. O atrito lateral para cada trecho do fuste e a resistência de ponta são apresentados conforme descrito nas Equações (3.31), (3.32) e (3.33).

$$f_u = \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_L \quad (3.31)$$

$$\beta_0 = 1 + 0,11 \cdot p_0 - 0,01 \cdot D \quad (3.32)$$

$$q_p = \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p \quad (3.33)$$

em que: q_p é a tensão limite normal no nível da ponta; f_u é a tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste da estaca; β_1 e β_2 são coeficiente específicos do método que dependem do tipo do solo, obtidos conforme Tabela 3.10; N_L é o valor do N_{SPT} médio da camada L , podendo ser metro a metro; ΔL é o comprimento da estaca por camada de solo; N_p é o valor do N_{SPT} da camada da ponta da estaca; D é o diâmetro da estaca; e p_0 é a pressão de injeção aplicada na estaca raiz.

Tabela 3.10 - Coeficientes β_1 e β_2 (CABRAL, 1986).

Tipo de solo	β_1 (10^{-2} kgf/cm ²)	β_2 (kgf/cm ²)
Areia	7,0	3,0
Areia siltosa	8,0	2,8
Areia argilosa	8,0	2,3
Silte	5,0	1,8
Silte arenoso	6,0	2,0
Silte argiloso	3,5	1,0
Argila	5,0	1,0
Argila arenosa	5,0	1,5
Argila siltosa	4,0	1,0

3.1.2.6 Método da Brasfond (1991)

De acordo com Nogueira (2004), o método foi desenvolvido pela empresa Brasfond em 1991, e se mostra um bom método empírico para estacas raiz, sendo determinadas as tensões resistentes laterais e de ponta pelas Equações (3.34) e (3.35).

$$f_u = \alpha_{BRAS} \cdot N_L \quad (3.34)$$

$$q_p = \beta_{BRAS} \cdot N_P \quad (3.35)$$

onde: α_{BRAS} é um valor que depende do solo, de acordo com Nogueira (2004) pode ser tomado como constante igual a 6,0kN/m²; β_{BRAS} é um coeficiente que depende do tipo de solo, conforme Tabela 3.11; N_L é o valor do N_{SPT} médio ao longo do fuste da estaca, respeitando o limite de 40; N_P é a média dos três valores de SPT em torno do nível da ponta, respeitando também o limite de 40.

Tabela 3.11 - Coeficientes β_{BRAS} (BRASFOND, 1991² *apud* NOGUEIRA, 2004).

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

² BRASFOND Fundações Especiais S.A. **Catálogo**. São Paulo, 1991. 54p.

3.1.2.7 Método de Teixeira (1996)

No método de Teixeira (1996), o autor propõe uma equação em função dos parâmetros α_{TEX} e β_{TEX} para obter a capacidade de carga à compressão de uma estaca, conforme mostra a Equação (3.36).

$$Q_T = Q_p + Q_L = \alpha_{Tex} \cdot N_p \cdot A_p + \beta_{Tex} \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (3.36)$$

onde: N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração, N_{SPT} , medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo; α_{Tex} é o parâmetro adotado em função do tipo do solo e do tipo da estaca; N_L é o valor médio do índice de resistência à penetração, N_{SPT} , ao longo do fuste da estaca; β_{Tex} é o parâmetro adotado em função do tipo da estaca; A_p é a área da seção transversal na ponta da estaca; U é o perímetro da estaca; e L é o comprimento da estaca.

Este método não se aplica as estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em espessas camadas de argila mole, com N_{SPT} inferior a três (CINTRA; AOKI, 2010). Nas Tabela 3.13, e Tabela 3.12 são mostrados os valores dos parâmetros α_{TEX} e β_{TEX} .

Tabela 3.12 - Valores do parâmetro α_{TEX} (TEIXEIRA, 1996).

Tipo de solo	Tipo de Estaca ó α_{TEX} (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
4 < N_{SPT} < 40				
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Tabela 3.13 - Valores do parâmetro β_{TEX} (TEIXEIRA, 1996).

Tipo de estacas	β_{TEX}
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

3.2 MÉTODOS DE PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS

Em qualquer projeto de fundações a estimativa do recalque do topo de uma estaca é muito relevante, pois as cargas de trabalho devem atender ao recalque máximo admissível que a estrutura pode tolerar.

Há vários métodos de previsão de recalques: muitos levam em consideração estacas situadas em um meio elástico ou elasto-plástico, abrangendo um espaço semi-infinito; outros admitem um mecanismo simples de transferência de carga, através de funções de transferência, definidas para um banco de dados para solos do local.

A despeito da complexidade da formulação, surgiram também alguns métodos mais simples de cálculo, desprezando alguns dos fatores intervenientes. Sendo possível a separação desses mecanismos de previsão da curva carga-recalque em métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos. Neste trabalho optou-se apenas pela revisão de alguns métodos teóricos semi-empíricos de previsão de recalque, apesar da existência vários outros, sendo estes:

- Método de Poulos e Davis (1968): Neste método os autores propõem a previsão de recalques de uma estaca cilíndrica, carregada axialmente em uma massa de solo, de comportamento elástico linear, baseado nas soluções da equação de Mindlin (1936). Adota hipóteses simplificadoras para o problema, como: linearidade entre as tensões e deformações; homogeneidade do solo; e que a estaca seja incompressível. Considera um fator de influência de deformações em função de características da camada de solo e do coeficiente de Poisson, ainda correções possíveis sobre o fator de influência;

- **Método de Vésic (1969):** Fundamentado na forma de distribuição do atrito lateral e do tipo de estaca, Vésic propôs um método semi-empírico, onde o recalque de uma estaca é dado pela soma do recalque devido ao encurtamento elástico da estaca, pela carga de ponta da estaca, e pelas cargas de atrito ao longo do fuste. As parcelas de recalque são calculadas com equações que utilizam fatores empíricos combinados com características geométricas. A aplicação deste método não leva em consideração o módulo de elasticidade do solo;
- **Método de Aoki e Lopes (1975):** Consiste num método numérico para o cálculo de tensões e recalques em pontos no interior do solo para estacas e tubulões (isolados ou grupos). O método se baseia numa discretização das cargas transmitidas aos componentes de uma fundação em um sistema de cargas concentradas, estabelecendo as tensões e recalques de um dado ponto através da superposição de efeitos. Considera a divisão da carga aplicada em atrito lateral e carga de ponta, e a tensão na ponta é considerada como uniformemente distribuída. O método de cálculo de Aoki e Lopes (1975) considera que as tensões e o deslocamento vertical de qualquer ponto abaixo da estaca possa ser encontrados por meio da equação de Mindlin (1936), devidos a uma carga pontual no interior de uma massa semi-infinita, homogênea, isotrópica e elástica linear, assumindo conhecer: a força no topo, a profundidade, as coordenadas do ponto em estudo, a distância horizontal, o módulo de elasticidade, e o coeficiente de Poisson médio do solo;

3.3 INTERPRETAÇÃO DE CURVAS CARGA-RECALQUE

Tomlinson e Woodward (2008) mostraram em seu trabalho múltiplos critérios para a determinação da carga de ruptura do sistema solo - estaca por meio da análise da curva carga-recalque, apoiado em resultados de provas de carga, enfatizando os seguintes cenários: i) a carga a partir do qual os valores do recalque crescem, sem que haja aumento da carga aplicada; ii) a carga que provoca recalque, superior a 10% da menor dimensão da estaca; iii) a carga que provoca recalques, desproporcionais à taxa de aumento do carregamento; iv) a carga obtida da intersecção da reta tangente, a partir do ponto onde a curva do recalque se torna vertical e da reta tangente da parte inclinada da mesma curva.

Schulze (2013) ressaltou que os métodos baseados em modelos matemáticos são os mais utilizados na extrapolação da curva carga-recalque, para determinação da carga de ruptura, uma vez que os métodos fundamentados em recalques limites geram incertezas em estacas

longas, porque não consideram o encurtamento elástico da fundação, e os métodos fundamentados em análise gráfica são suscetíveis a erros gerados pela interpretação individual do profissional.

Sendo assim, neste trabalho faz-se uma breve revisão dos principais métodos para extrapolação da curva carga-recalque, com possibilidade de determinação da carga última, da rigidez da estaca, e de previsão de recalques para níveis de carga estimados.

3.3.1 Método de Terzaghi (1943)

O método de Terzaghi (1943) estabelece como carga limite máxima para o sistema solo - estaca aquela correspondente ao recalque (ρ_{rup}) igual a 10% do diâmetro (D) da estaca, conforme mostra a Equação (3.37). Este critério define uma ruptura convencional porque considera um recalque limite, ou seja, a carga de ruptura é definida de acordo com um limite máximo para o recalque permitido na estaca.

$$\rho_{rup} = 0,1 \cdot D \text{ (mm)} \quad (3.37)$$

3.3.2 Método de Davisson (1972)

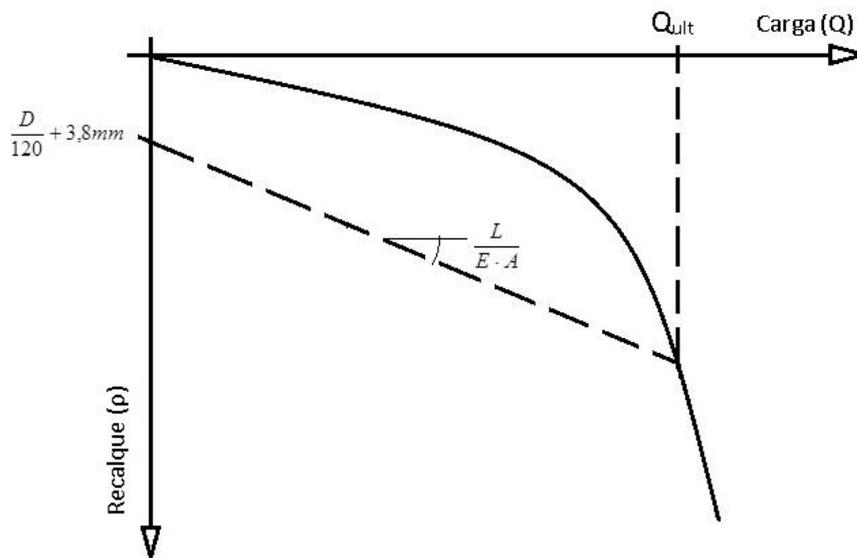
O método de Davisson (1972) pode ser enquadrado no grupo de métodos baseados no recalque limite, podendo também ser chamado de método limite de compensação. Trata-se de um método que assume que a carga limite de uma estaca é alcançado logo após o recalque mínimo de 3,8 mm somados a trigésima parte do diâmetro e a influência do encurtamento elástico da estaca (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998), conforme mostrado na Figura 3.7. O recalque, correspondente a carga de ruptura, é estimado através da Equação (3.38).

$$\rho_{rup} = \left(\frac{Q_{rup} \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{120} + 3,8 \right) \quad (3.38)$$

em que: ρ_{rup} é o recalque de ruptura; Q_{rup} é a carga de ruptura; L é o comprimento da estaca; E é o módulo de elasticidade do material da estaca; A é a área da seção transversal da estaca; D é o diâmetro da estaca.

Segundo Shulze (2013), o método de Davisson deve ser utilizado com cautela, porque ele foi desenvolvido, e validado através de provas de carga estática realizadas em estacas cravadas, correlacionando os resultados empíricos com aqueles previamente estimados.

Figura 3.7 - Método de Davisson.



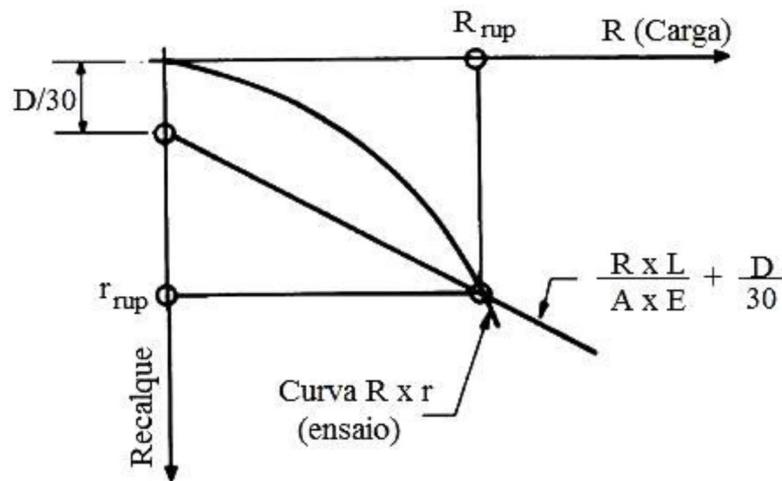
3.3.3 Método da NBR 6122 (2010)

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), em seu item 8.2.1.1, a capacidade de carga de um sistema solo-estaca deve ser considerada definida somente quando houver a ruptura nítida, caracterizada por deformações contínuas sem novos acréscimos de carga. Entretanto, ocorrem curvas carga recalque em que a ruptura nítida não é atingida: quando o sistema solo-estaca apresenta capacidade de carga superior à carga máxima aplicada na estaca, ou quando esta última apresenta recalques muito elevados, mas que não configurem características de ruptura nítida. Para esses casos a norma NBR 6122 (ABNT, 2010) propõe a convenção da carga de ruptura através do recalque, mostrado na Figura 3.8, e calculado pela Equação (3.39).

$$\rho_{rup} = \left(\frac{Q_{rup} \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{30} \right) \quad (3.39)$$

em que: ρ_{rup} é o recalque de ruptura; Q_{rup} é a carga de ruptura; L é o comprimento da estaca; E é o módulo de elasticidade do material da estaca; A é a área da seção transversal da estaca; D é o diâmetro da estaca.

Figura 3.8 - Método da NBR 6122 (ABNT, 2010) ó Carga de ruptura convencional.



3.3.4 Método de Van der Veen (1953)

Segundo Niyama, Aoki e Chamecki (1998), o método de Van der Veen (1953) deve ser provavelmente o mais utilizado no Brasil para extrapolar a curva carga ó recalque. O método estabelece uma relação linear entre o valor do recalque () e o parâmetro X, através de uma função exponencial, como descrevem as Equações (3.40) e (3.41) (VAN DER VEEN, 1953).

$$Q = Q_{rup} \cdot \left(1 - e^{-\alpha_{vv} \cdot \rho} \right) \quad (3.40)$$

$$X = \alpha_{vv} \cdot \rho = -\ln \left(1 - \frac{Q}{Q_{rup}} \right) \quad (3.41)$$

onde: Q é a carga aplicada no topo da estaca; Q_{rup} é a carga última correspondente à assíntota vertical da curva; α_{VV} é o coeficiente que define a forma da curva; ρ é o recalque vertical provocado pela carga Q ; σ é a tensão aplicada; σ_{rup} é a tensão de ruptura.

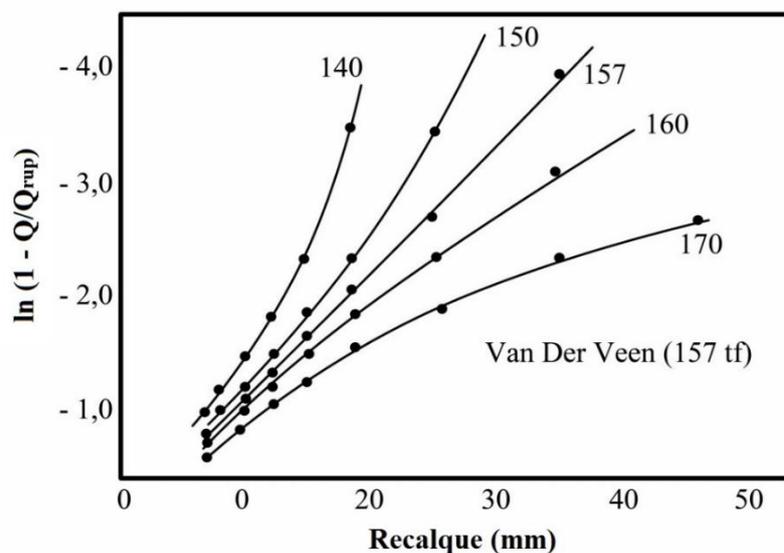
A proposta do método de Van der Veen foi generalizado por Aoki, conforme descrito por Cintra e Aoki, (2010), e mostrado pela Equação (3.42).

$$\sigma = \sigma_{rup} \cdot \left[1 - e^{-(\alpha_{VV} \cdot S + b_{VV})} \right] \quad (3.42)$$

em que: σ é a tensão aplicada; σ_{rup} é a tensão de ruptura; ρ é o recalque vertical provocado pela tensão σ ; b_{VV} é o ponto de intersecção com o eixo das abcissas no gráfico de X pelo recalque; α_{VV} é o coeficiente angular da reta formada no gráfico de X pelo recalque.

Para este método são assumidos valores de tensões de ruptura e, para cada um desses, calcula-se o parâmetro X. Em seguida, constrói-se o gráfico de X vs. recalque alcançado na prova de carga, correspondente a cada carga (Q). A Figura 3.9, mostra um exemplo da aplicação deste método. A curva que exibir o melhor ajuste, ou seja, o valor do coeficiente de regressão linear mais próximo de 1, para uma dada tensão de ruptura estimada, será a que melhor representa a ruptura do solo (ALONSO, 2004).

Figura 3.9 - Método de Van der Veen (NIYAMA; AOKI; CHAMECKI, 1998).



3.3.5 Método de Chin-Kondner (1971)

O método foi desenvolvido por Chin (1971) tendo como base as estacas sob carga de trabalho, utilizando as bases teóricas levantadas do trabalho precursor de Kondner (1963). Considera o comportamento da curva carga-recalque como hiperbólica, quando estiver próxima a carga de ruptura.

Segundo Shluze (2013), o método visa estabelecer um ajuste linear para os dados obtidos de valores de carga e recalque da prova de carga estática, levando em consideração no eixo das ordenadas são colocados os valores da razão recalque por carga aplicada, e no eixo das abscissas colocados os valores dos recalques medidos no ensaio de carregamento estático. O desenvolvimento deste método pode ser descrito conforme Equações (3.43) e (3.44).

$$Q = \frac{\rho}{b_{ck} \cdot \rho + a_{ck}} \quad (3.43)$$

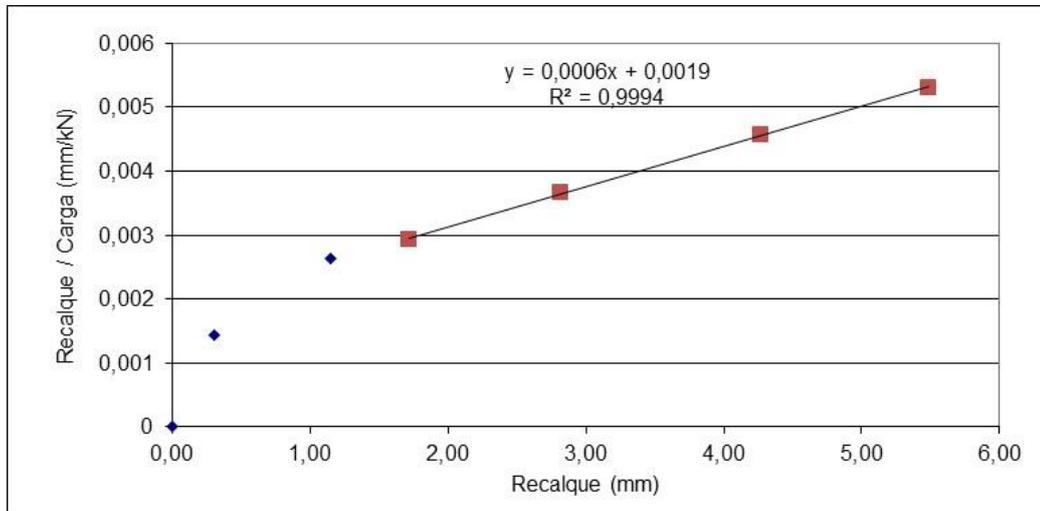
$$Q_{rup} = \frac{1}{b_{ck}} \quad (3.44)$$

em que: Q é a carga aplicada na estaca durante o ensaio de prova de carga estática; Q_{rup} é a carga de ruptura; ρ é o recalque; a_{ck} é o coeficiente angular da reta do método de Chin-Kondner; b_{ck} é o coeficiente linear da reta do método de Chin-Kondner.

A capacidade de carga última do sistema solo-estaca será o inverso do coeficiente angular da reta, conforme mostra a Figura 3.10. Nota-se que os valores iniciais de recalque não são considerados para aplicação da regressão linear.

Pérez (2014) afirmou que o valor da carga máxima obtida no método Chin-Kondner (1971) é cerca de 20% a 40% superior aos valores calculados através do método Davisson (1972). E, segundo o autor, o método Chin-Kondner (1971) pode ser aplicável tanto para ensaio de carregamento lento (SML) quanto de carregamento rápido (QML), desde que o tempo de aplicação dos incrementos seja constante.

Figura 3.10 - Método de Chin ó Curva (recalque/carga aplicada) x recalque.



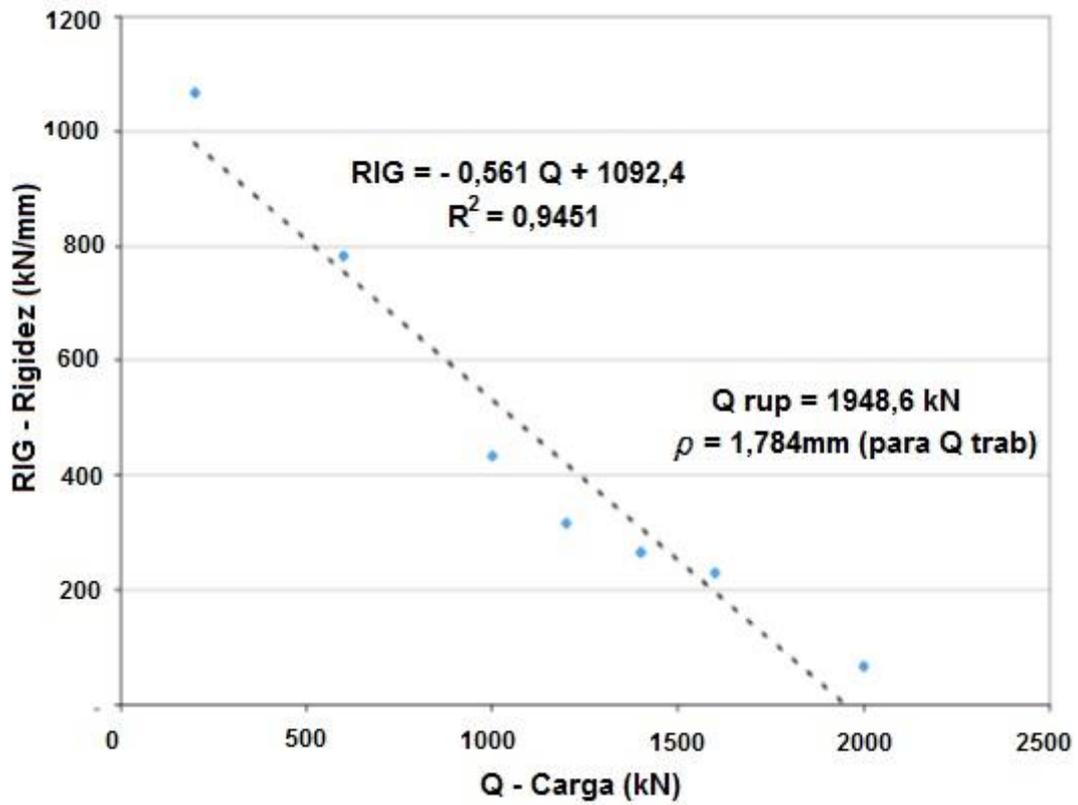
3.3.6 Método de Décourt (1998)

O método de Décourt (1998a), também conhecido como método da rigidez, utiliza para a estimativa da capacidade de carga do sistema solo-estaca, a regressão linear do trecho final da curva carga pela razão da carga pelo recalque de dados advindos da prova de carga estática.

O método de Décourt (1998a) inicia-se dividindo os valores dos carregamentos pelos respectivos recalques e plotando-se estes resultados (rigidez) no eixo das ordenadas, sendo que no eixo das abcissas são plotados os valores das cargas aplicadas; na sequência aplica-se uma regressão linear, ou seja, a escolha da reta que melhor se ajusta ao trecho final da curva carga por rigidez; o ponto de intersecção da reta (regressão linear) com o eixo das abcissas corresponde ao valor da carga de ruptura física da estaca. Cabe ressaltar que o método de Décourt se aplica às estacas de deslocamento, ou aquelas que atingem a ruptura física na prova de carga estática (ALBUQUERQUE, 2001). A Figura 3.11 mostra um exemplo da aplicação do método.

De acordo com Schulze (2013), quando o sistema solo-estaca durante o ensaio de carregamento estático não atinge a ruptura física, como é o caso de estacas escavadas, o gráfico de rigidez por carga deverá ser do tipo log-log, porque apresenta melhor ajuste para a curva demandando a partir desta nova abordagem.

Figura 3.11 - Gráfico de Rigidez vs. carga do método de Décourt (1998a).



CAPÍTULO 4

INSTRUMENTAÇÃO EM FUNDAÇÕES

A instrumentação na engenharia está associada a estudos teóricos e práticos dos instrumentos e seus princípios científicos, utilizados para monitorar de forma contínua ou discreta, o comportamento das grandezas de medidas como: pressão, deformação, vazão, temperatura etc. Através da instrumentação um pesquisador pode fazer o acompanhamento do processo e descrever o comportamento dos materiais (BALBINOT; BRUSAMARELLO, 2013a).

Hanna (1973) demonstrou várias técnicas de instrumentação aplicadas à geotecnia, onde os parâmetros obtidos se relacionam com a finalidade que se deseja conhecer, em específico fez um breve relato teórico da instrumentação em engenharia de fundações, apresentando conceituação teórica razões, exemplos de uso, partindo do controle da execução, checagem de critérios adotados em projeto, e conhecimento de um determinado parâmetro geotécnico.

Neste capítulo, optou-se por apresentar conceitos básicos, seguidos de definições e equacionamentos, e por fim um breve histórico sobre trabalhos referentes a instrumentação de fundações no Brasil.

4.1 CONCEITOS GERAIS

As instrumentações para fins experimentais são empregadas tanto para a calibração de previsões teóricas quanto para avaliação das grandezas de medidas em situações em que abordagens matemáticas não estão disponíveis ou são inadequadas.

Segundo Pazos (2002), um ‘transdutor’ é um dispositivo que transforma uma forma de energia numa outra adequada para fins de medida, mensurando uma forma de energia que está relacionada a outra através de uma relação conhecida. Por exemplo, pode-se medir pressão, utilizando um transdutor que transforma a força exercida pela pressão numa tensão elétrica proporcional a pressão. O transdutor é um sistema completo que produz um sinal elétrico de saída que representa a grandeza física sendo medida. O sensor, por outro lado, é apenas a parte sensitiva do transdutor, que se completa em muitos casos com um circuito eletrônico

para a geração desse sinal elétrico que depende do nível de energia da grandeza física que afeta o dispositivo sensível. Na Figura 4.1 são mostrados os efeitos físicos que podem ser transformados em sinais elétricos.

Figura 4.1 - Os sensores transformam efeitos físicos em sinais elétricos (PAZOS, 2002).



As formas básicas de instrumentação podem ser feitas utilizando os seguintes princípios de funcionamento de sensores:

- Pneumáticos: Neste tipo de instrumentação é utilizado um gás comprimido, no qual a pressão é alterada conforme o valor que se deseja representar. Nesse caso, a variação da pressão do gás é linearmente manipulada em uma faixa específica, padronizada internacionalmente, para representar a variação de uma grandeza desde seu limite inferior até seu limite superior. Os padrões de transmissão ou recepção dos instrumentos pneumáticos mais utilizados estão compreendidos entre 20 a 100 kPa (GALINA, 2003).
- Hidráulicos: São parecidos com o tipo pneumático, entretanto, o tipo hidráulico utiliza-se da variação de pressão exercida em óleos hidráulicos para transmissão de sinal. É especialmente utilizado em aplicações onde torques elevados são necessários ou quando o processo envolve pressões elevadas (GALINA, 2003).
- Elétricos: Os sinais elétricos de corrente ou tensão são linearmente modulados em uma faixa padronizada, representando o conjunto de valores entre o limite mínimo e máximo de uma variável de um processo qualquer. Como padrão para transmissão a longas distâncias são utilizados sinais em corrente contínua variando de 4 a 20 mA, e para distâncias até 15m, também se utiliza sinais em tensão contínua de 1 a 5V. Os sensores elétricos podem ter as informações sobre a variável medida transformadas e enviadas para uma estação receptora, através de sinais digitais modulados e

- padronizados. Para que a comunicação entre o elemento transmissor receptor seja realizada com êxito é utilizada uma “linguagem” padrão chamado protocolo de comunicação (BALBINOT; BRUSAMARELLO, 2013b).
- Deslocamento ou Mecânicos: dentre os sensores de deslocamento se destacam os usos de instrumentos como relógios comparadores e sensores do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), estes últimos classificados como transdutores indutivos, tem seu princípio de funcionamento definidos pela variação de corrente em função do deslocamento de uma bobina. Embora na prática o LVDT seja aplicado para medir deslocamento linear, é possível aplicá-lo para medir uma força de tração ou compressão, desde que acoplado a um elemento elástico com rigidez conhecida (FIALHO, 2010).
 - Luz: O sensor de luz mais amplamente utilizado é o Resistor Dependente da Luz (LDR). Baseados no efeito fotoelétrico, descoberto por Einstein, segundo o qual, alguns materiais geram energia elétrica quando são iluminados. Na prática, isso é equivalente a uma diminuição da resistência elétrica do material. Material mais utilizado na fabricação é o sulfato de cádmio (PAZOS, 2002).
 - Óticos: Os sensores óticos estão baseados num raio de luz, em geral infravermelho, gerado por um emissor e recebido por um receptor. A presença do objeto permite ou impede (dependendo do tipo de sensor) a chegada do raio infravermelho ao receptor, sabendo assim, o controlador se o objeto está presente no caminho da luz ou não. Na saída se lerá 1 quando o contato fechar, 0 se permanecer aberto. Em geral, o emissor é simplesmente um LED infravermelho polarizado adequadamente. O receptor é um fototransistor ou um fotodiodo, que polarizado adequadamente também, corta ou satura dependendo se está recebendo ou não luz, recebendo assim o controlador o 0 ou 1 correspondente (PAZOS, 2002).
 - Vibração: O princípio de funcionamento de um sensor de corda vibrante fundamenta-se no comportamento de uma corda tensionada cuja frequência natural de oscilação é conhecida, em termos do seu comprimento da corda, sua massa por comprimento e a força que a tenciona. Com a variação destes parâmetros haverá a mudança na frequência de oscilação. Esta alteração pode ser transformada, por um circuito magnético instalado próximo da corda oscilante. A técnica de corda vibrante é conhecida há, pelo menos, 100 anos, sendo utilizada no desenvolvimento de sensores de força, deslocamento, torque, pressão, com grande precisão e confiabilidade. As

vantagens do sensor de corda vibrante em relação ao extensômetro estão relacionadas a sua grande robustez, longa vida útil e facilidade de instalação. Por isto, ele é largamente empregado em barragens, minas, escavações, estruturas prediais, entre outras (SILVA *et al.*, 2001).

Os extensômetros elétricos são largamente usados para medida das deformações em estruturas de concreto (ALMEIDA; RODRIGUES, 2002). Tais medidas seguem o princípio de transformar pequenas variações nas dimensões dos elementos estruturais em variações equivalentes a resistência elétrica do extensômetro (ALMEIDA, 2004).

Segundo Gallina (2003), e Albuquerque (1996), o extensômetro elétrico apresenta as seguintes vantagens de utilização:

- Grandes precisões nas medições;
- Pequeno tamanho, e peso leve;
- Excelente resposta aos fenômenos dinâmicos;
- Excelente linearidade;
- As medições são possíveis em uma grande faixa de temperatura;
- Aplicáveis submersos à água ou em atmosfera corrosiva com tratamentos adequados;
- Aplicados como transdutor para medida de várias grandezas físicas (força, pressão, torque, aceleração, deslocamento, etc.).
- Possibilidade de medição à distância.

Segundo Balbinot e Brusamarello (2013b), dentre os diversos tipos de extensômetros elétricos disponíveis no mercado, existem os que podem ser classificados como:

- Extensômetro de fio;
- Extensômetro semicondutor;
- Extensômetro de lâmina (*metal-foil strain gages*);

Todo extensômetro elétrico possui uma base, na qual os filamentos de resistência são fixados. Esta tem o objetivo de permitir que as deformações da peça sejam totalmente transmitidas aos filamentos de resistência, e ao mesmo tempo isolar eletricamente os filamentos, não permitindo passagem de corrente entre os filamentos do extensômetro e o material no qual o

extensômetro está sendo colado. Os materiais utilizados como base podem ser de papel, baquelita (resina sintética, quimicamente estável e resistente ao calor), poliéster, poliamida, epóxica (BALBINOT; BRUSAMARELLO, 2013b).

O extensômetro de fio é constituído de fio resistivo colados sobre uma base, que por sua vez constitui o elemento sensível do extensômetro (BALBINOT; BRUSAMARELLO, 2013b). O extensômetro semicondutor consiste basicamente de um pequeno e finíssimo filamento de cristal de silício, que é geralmente montado em suporte epóxico ou fenólico (BALBINOT; BRUSAMARELLO, 2013b).

Os extensômetros do tipo lâmina (ou *strain gages*), em princípio, são idênticos aos de fio. A diferença básica está no processo de fabricação, em que se usa uma finíssima lâmina de uma liga resistiva, da ordem de 3 a 10 μm , recortada por processo de máscara foto sensível corroída com ácido (idêntico ao processo de fabricação de circuito impresso) (ADOLFATO; CAMACHO; BRITO, 2004).

4.2 EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS

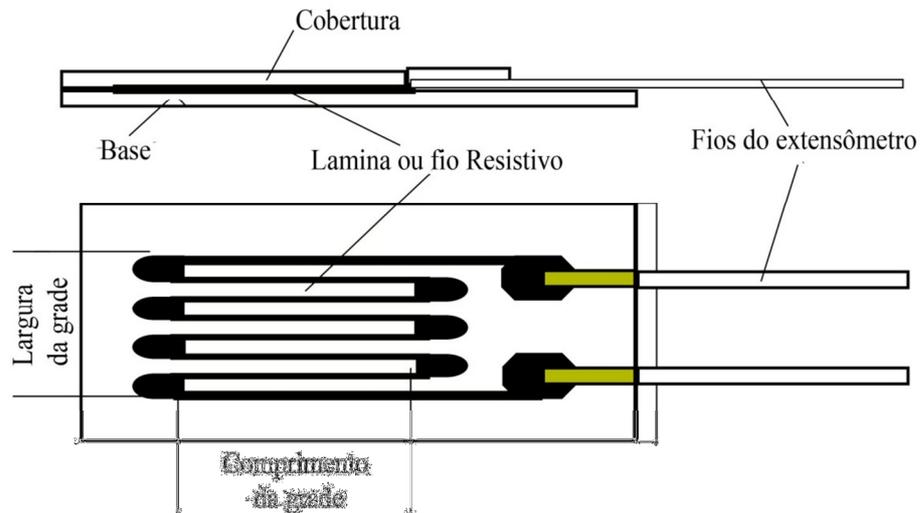
O tipo mais comum de medidor de força, a partir de medidas de deformação de um objeto, é o *strain gage* que consiste em um suporte isolante flexível que contém um padrão de folha metálica, conforme mostra a Figura 4.2, inventado por Simmons e Ruge em 1938 (HOFFMANN, 2012).

O princípio básico de operação de extensômetros elétricos de resistência é conhecido há muito tempo. Em 1856, Kelvin relatou suas observações sobre o condutor elétrico que estava estudando, exibiu uma mudança na resistência elétrica com a variação da tensão mecânica, isto é, devido forças de tração ou compressão. No entanto, a aplicação do princípio para a medida de deformações é muito mais recente (HOFFMANN, 2012).

Para um extensômetro elétrico é possível relacionar a taxa de variação da resistência e a taxa de deformações, através da Equação (4.1), conforme dedução constante no Apêndice A, onde k é denominado de fator de sensibilidade do extensômetro, também conhecido como *gage factor*. Cintra e Toshiaki (1988) destacam que o valor do fator de sensibilidade depende do material utilizado na fabricação do extensômetro.

$$\frac{\Delta R_c}{R_c} = k \cdot \varepsilon \quad \text{ou} \quad k = \left(\frac{\Delta R_c}{R_c} / \varepsilon \right) \quad (4.1)$$

Figura 4.2 - Strain gage (Modificado de HBM, 2008).



Segundo Barreto Junior (2005), o valor do *gage factor* para os extensômetros elétricos de resistência mais empregados, varia entre 2,0 e 2,6; para a platina chega a valores entre 4,0 e 6,0 e para o níquel, o valor de *k* é negativo (-2,0), o que vale dizer que quando submete-se à tração um fio de níquel, sua resistência elétrica diminui, ao contrário do que ocorre com outros metais. Na Tabela 4.1 são mostrados valores típicos para o fator de sensibilidade.

Tabela 4.1 - Valores de fator de sensibilidade (Modificado de BARRETO JUNIOR, 2005).

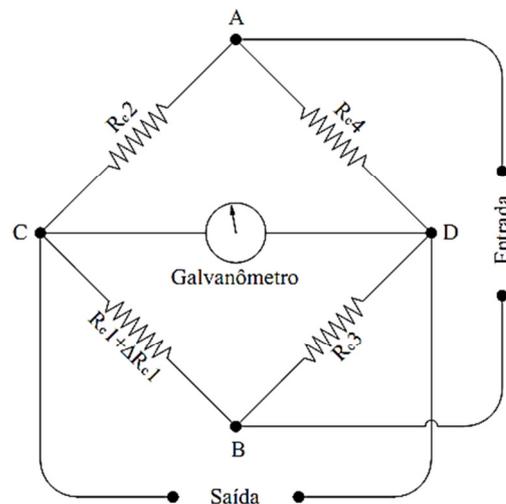
Metal ou Liga	Nome Comercial	Fator de Sensibilidade (k)
Cobre - Níquel (44Ni, 54Cu, 2Mn)	Advance	+2,1
Cobre - Níquel (40Ni, 60Cu)	Constantan	+2,1
Níquel - Cromo (80Ni, 20Cr)	Nicromo V	+2,2
Níquel - Cromo (75Ni, 25Cr+Fe+Al)	Karma	+2,1
Níquel (100Ni)	Níquel	-12,0
Aço - Cromo - Molibdênio	Isoelastic	+3,5

4.2.1 Ponte de *Wheatstone*

Trata-se de um circuito usado em instrumentação inventado por Samuel Hunter Christie e popularizado por Charles Wheatstone em 1843 (HOFFMANN, 2012). Este tipo de circuito é usado para medir resistências e utiliza a técnica de balancear dois ramos de um circuito elétrico onde a resistência desconhecida está em um dos ramos.

A saída dos extensômetros elétricos de resistência é normalmente medida, usando a ponte *Wheatstone*, mostrada na Figura 4.3. O circuito tem quatro “braços”, formados pelas resistências R_{c1} , R_{c2} , R_{c3} e R_{c4} . A tensão é aplicada entre A e B e a resistência R_{c1} é alterada por incremento de ΔR_{c1} até que não haja nenhuma corrente entre C e D (DUNNICLIFF, 1988). Neste ponto a agulha do galvanômetro encontra-se no zero, ou seja, a ponte está em equilíbrio.

Figura 4.3 - Ponte de *Wheatstone* (modificado de DUNNICLIFF, 1988).



Se a ponte estiver equilibrada e R_{c2} , R_{c3} e R_{c4} são conhecidos, $R_{c1} + \Delta R_{c1}$ pode ser calculada a partir da Equação (4.2).

$$\frac{R_{c1} + \Delta R_{c1}}{R_{c2}} = \frac{R_{c3}}{R_{c4}} \quad (4.2)$$

Leis fundamentais da física definem que os resistores em série são divisores de tensão, e que a diferença de potencial entre os resistores em paralelo não varia, sendo a corrente que varia neste caso. Ainda da física elementar, para dois resistores em série com uma tensão de alimentação aplicada a eles, conforme mostra a Figura 4.3, a tensão entre o ponto B e D é chamada de U_{BD} é expressa pela Equação (4.4).

$$U_{BD} = U_e \frac{R_c 3}{R_c 3 + R_c 4} \quad (4.3)$$

Por analogia para o trecho BC pode ser equacionado:

$$U_{BC} = U_e \frac{R_c 1 + \Delta R_c 1}{(R_c 1 + \Delta R_c 1) + R_c 2} \quad (4.4)$$

A tensão de saída da ponte pode ser obtida pela diferença entre as tensões de saída nos braços BC e BD, ao considerar-se os trechos CBD e CAD como resistores em paralelos.

$$U_0 = U_e \left[\frac{R_c 3}{R_c 3 + R_c 4} - \frac{R_c 1 + \Delta R_c 1}{(R_c 1 + \Delta R_c 1) + R_c 2} \right] \quad (4.5)$$

onde: U_{BD} é a tensão de saída no braço BD; U_{BC} é a tensão de saída no braço BC; U_e é a tensão de entrada nos pontos A e B; U_0 é a tensão de saída nos pontos C e D.

Admitindo que $R_c = R_{c1} = R_{c2} = R_{c3} = R_{c4}$, a Equação (4.5) pode ser reescrita como:

$$U_0 = U_e \left[\frac{R_c}{R_c + R_c} - \frac{R_c + \Delta R_c}{(R_c + \Delta R_c) + R_c} \right] \quad (4.6)$$

Assumindo que $2R$ é muito maior que ΔR pode-se considerar que $2R + \Delta R \cong 2R$, e assim tem-se:

$$U_0 = \frac{U_e}{4} \cdot \frac{\Delta R_c}{R_c} \quad (4.7)$$

Substituindo a Equação (4.1) na Equação (4.7), tem-se:

$$U_0 = \frac{U_e}{4} \cdot k \cdot \varepsilon \quad (4.8)$$

onde k é o fator de sensibilidade do extensômetro. Reescrevendo a Equação (4.8), tem-se:

$$\varepsilon = 4 \frac{U_0}{k \cdot U_e} \quad (4.9)$$

A partir das Equações (4.8) e (4.9), conclui-se que a voltagem de saída da ponte é proporcional a variação relativa na resistência do extensômetro, e a partir desta variação de resistência é possível medir indiretamente a deformação.

Nas pontes de *Wheatstone* sempre haverá quatro braços em sua configuração, porém, no processo de medição existem três diferentes tipos de disposição de extensômetros no circuito da ponte: i) um quarto de ponte; ii) meia ponte, e iii) ponte completa.

4.2.2 Configuração de montagem da ponte

As configurações possíveis de montagem da ponte de *Wheatstone* são mostradas na Figura 4.4. Quando somente um extensômetro está instalado no sensor, dito ativo, e os outros três estão no módulo de leitura, ditos ‘externos’, nomeia-se o circuito em ¼ de ponte, ligação correspondente a número 1, na Figura 4.4. Nesta configuração as deformações que são obtidas possuem parcelas decorrentes dos efeitos de temperatura (t), do esforço normal (F), e do momento fletor (M) (LAIBLÉ, 2000).

Se forem dois extensômetros instalados no sensor, ditos ‘ativos’, e os outros dois da ponte estão no módulo de leitura, ditos ‘externos’, o circuito é chamado de ½ ponte, ligação correspondentes aos números 2, 3, 4, e 5, da Figura 4.4. Nesta configuração podem-se obter

deformações que possuem parcelas decorrentes de pelo menos dois efeitos: nos números 2 e 3, esforço normal e momento fletor; no número 4, somente devido ao momento fletor; e no número 5, devido à temperatura e ao esforço normal.

Quando os quatro extensômetros forem instalados no sensor, todos *strain gages* da ponte ativos, o circuito é nomeado de ponte completa, configuração correspondente aos números 6 a 15, exceto a número 9, da Figura 4.4. Esta configuração apresenta a vantagem que as deformações obtidas decorrerem somente de um dos quatro efeitos: temperatura (T), esforço normal (F), momento fletor (Mb), e momento torçor (Mt). Exceto na configuração mostrada no número 6, da Figura 4.4, onde as deformações decorrem de dois efeitos (esforço normal e momento fletor).

A Figura 4.5 mostra uma configuração do circuito para montagem da ponte completa, e na Figura 4.6, um modelo de disposição dos extensômetros em um sensor, correspondente ao número 12 da Figura 4.4. Nesta situação ao considerar que o resistor R_{c1} é ortogonal a R_{c2} na mesma face como mostra a Figura 4.6 (b), o mesmo é feito na outra face para os extensômetros R_{c3} e R_{c4} . Sendo assim, pode-se escrever as Equações (4.10), (4.11), (4.12) e (4.13).

$$\mathcal{E}_1 = \mathcal{E}_{Mb} + \mathcal{E}_N + \mathcal{E}_t \quad (4.10)$$

$$\mathcal{E}_3 = -\mathcal{E}_{Mb} + \mathcal{E}_N + \mathcal{E}_t \quad (4.11)$$

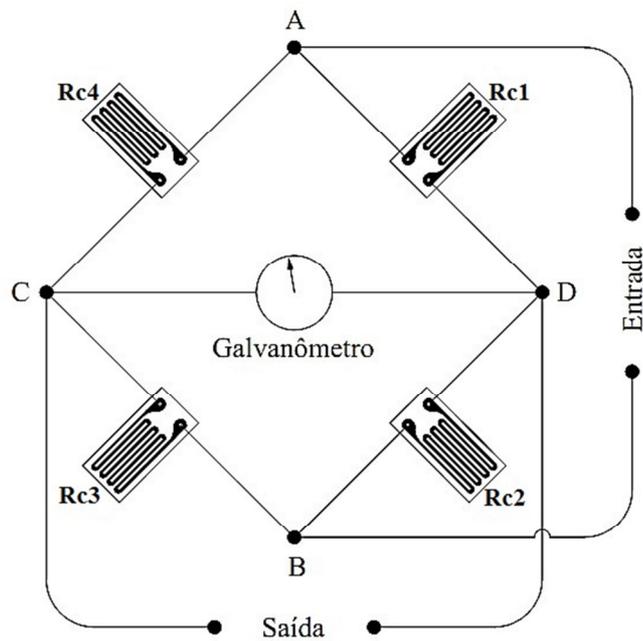
$$\mathcal{E}_2 = -V_c \cdot (\mathcal{E}_{Mb} + \mathcal{E}_N) + \mathcal{E}_t \quad (4.12)$$

$$\mathcal{E}_4 = -V_c \cdot (-\mathcal{E}_{Mb} + \mathcal{E}_N) + \mathcal{E}_t \quad (4.13)$$

onde: \mathcal{E}_{Mb} é a deformação provocada devido aos momentos fletores; \mathcal{E}_N é a deformação provocada devido aos esforços normais; e \mathcal{E}_t é a deformação provocada devido as variações de temperatura.

Figura 4.4 - Configurações de montagem da ponte de Wheatstone (modificado de LAIBLE, 2000).

CIRCUITO	ESQUEMA DE COLAGEM	ESQUEMA ELÉTRICO	EQUAÇÕES	CONSIDERAÇÕES										
1 -			$\epsilon = \epsilon_N + \epsilon_{Mb} = \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E} - \epsilon_t$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	1	1	1	0		
t	N	Mb	Mt											
1	1	1	0											
2 -			$\epsilon = \epsilon_N + \epsilon_{Mb} = \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	1	1	0		
t	N	Mb	Mt											
0	1	1	0											
3 -			$\epsilon = \epsilon_N + \epsilon_{Mb} = \frac{1}{(1+\nu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>1 + ν</td> <td>1 + ν</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	1 + ν	1 + ν	0		
t	N	Mb	Mt											
0	1 + ν	1 + ν	0											
4 -			$\epsilon = \epsilon_{Mb} = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>2</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	0	2	0		
t	N	Mb	Mt											
0	0	2	0											
5 -			$\epsilon = \epsilon_N = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E} - \epsilon_t$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>2</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	2	2	0	0		
t	N	Mb	Mt											
2	2	0	0											
6 -			$\epsilon = \epsilon_N + \epsilon_{Mb} = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>2(1 + ν)</td> <td>2(1 + ν)</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	2(1 + ν)	2(1 + ν)	0		
t	N	Mb	Mt											
0	2(1 + ν)	2(1 + ν)	0											
7 -			$\epsilon = \epsilon_N = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>2</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	2	0	0		
t	N	Mb	Mt											
0	2	0	0											
8 -			$\epsilon = \epsilon_{Mb} = \frac{1}{4} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>4</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	0	4	0		
t	N	Mb	Mt											
0	0	4	0											
9 -			$\epsilon = \epsilon_{Mb} = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>2</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	0	2	0		
t	N	Mb	Mt											
0	0	2	0											
10 -			$\epsilon = \epsilon_{Mb} = \frac{1}{2(1-\nu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>2(1 - ν)</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	0	2(1 - ν)	0		
t	N	Mb	Mt											
0	0	2(1 - ν)	0											
11 -			$\epsilon = \epsilon_{Mb} = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>2(1 + ν)</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	0	2(1 + ν)	0		
t	N	Mb	Mt											
0	0	2(1 + ν)	0											
12 -			$\epsilon = \epsilon_N = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>t</td> <td>N</td> <td>Mb</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>2(1 + ν)</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </table>	t	N	Mb	Mt	0	2(1 + ν)	0	0		
t	N	Mb	Mt											
0	2(1 + ν)	0	0											
13 -			$\epsilon = \epsilon_{Mt} = \frac{1}{4} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>Mt</td> <td>N</td> <td>Mb_x</td> <td>Mb_y</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>4</td> </tr> </table>	Mt	N	Mb_x	Mb_y	Mt	0	0	0	0	4
Mt	N	Mb_x	Mb_y	Mt										
0	0	0	0	4										
14 -			$\epsilon = \epsilon_{Mt} = \frac{1}{4} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>Mt</td> <td>N</td> <td>Mb_x</td> <td>Mb_y</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>4</td> </tr> </table>	Mt	N	Mb_x	Mb_y	Mt	0	0	0	0	4
Mt	N	Mb_x	Mb_y	Mt										
0	0	0	0	4										
15 -			$\epsilon = \epsilon_{Mt} = \frac{1}{4} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_0}{U_E}$	<table border="1"> <tr> <td>Mt</td> <td>N</td> <td>Mb_x</td> <td>Mb_y</td> <td>Mt</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>4</td> </tr> </table>	Mt	N	Mb_x	Mb_y	Mt	0	0	0	0	4
Mt	N	Mb_x	Mb_y	Mt										
0	0	0	0	4										

Figura 4.5 - Ponte completa com *strain gages*.

Expandindo a Equação (4.8) tem-se:

$$U_0 = \frac{U_e}{4} \cdot k \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (4.14)$$

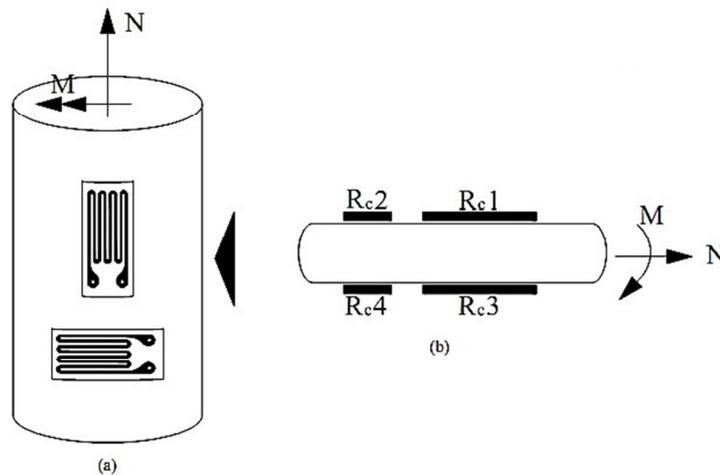
Substituindo as Equações (4.10) a (4.13) na Equação (4.14), as parcelas referentes a temperatura são anuladas, e também as deformações referentes a momentos.

$$U_0 = \frac{U_e}{4} \cdot k \cdot ((\varepsilon_N + \varepsilon_M) \cdot (1 + \nu) + (\varepsilon_N - \varepsilon_M) \cdot (1 + \nu)) = \frac{U_e}{4} \cdot k \cdot (2\varepsilon_N \cdot (1 + \nu))$$

$$U_0 = \frac{U_e}{2} \cdot k \cdot (1 + \nu) \cdot \varepsilon_N \quad (4.15)$$

Pode-se concluir com a Equação (4.15), que o layout de colagem dos extensômetros elimina os efeitos provocados pela influência da flexão e da temperatura.

Figura 4.6 - Layout de colagem, (a) extensômetros colados em uma peça (b) vista lateral da peça.



Para esta pesquisa entende-se que a melhor configuração da ponte de *Wheatstone*, para medição de tensões axiais em sensores instalados em seções de elementos estruturais, deve ser a correspondente ao circuito número 12, da Figura 4.4, assim as deformações obtidas decorrem apenas de esforços normais. O valor mostrado de $2(1+\nu)$, na tabela a direita da Figura 4.4, corresponde ao fator de ponte (B) que depende da configuração do circuito, também chamado de *bridge factor* (HBM, 2015; LAIBLE, 2000).

4.3 TIPOS DE INSTRUMENTAÇÃO APLICADAS A FUNDAÇÕES

A instrumentação para fins geotécnicos tem sido largamente utilizadas, conforme mostra trabalhos consagrados como: Dunicliff (1988), que demonstrou vários tipos métodos de instrumentação para utilização em geotecnia e também exemplos de aplicação de instrumentação; e Lindquist *et al.* (1988) que enumeraram técnicas de instrumentação para: i) medidas de deslocamentos e deformações, ii) cargas, iii) tensões totais, iv) pressões neutras, v) vazões, vi) vibrações, e vii) para o estudo do mecanismo de transferência de carga de fundações profundas.

Lindquist *et al.* (1988) mencionaram, a utilização de “tell-tales” para medidas de deslocamento; extensômetros elétricos solidarizados as armaduras para determinar carga na secção; células de pressão total; células de expansão, para determinação de tensão e carga; e extensômetros elétricos, para medição de deformação e carga.

A técnica de instrumentação com extensômetros elétricos ganhou relevância a partir dos anos 80, sendo a metodologia de aplicação mais empregada para a instalação dos instrumentos nas fundações em campo nos dias atuais (GARCIA, 2015).

Antes da popularização do uso de extensômetros elétricos pela comunidade científica era comum os usos de outras metodologias para medidas de força, através de medidas de deslocamentos, podendo citar as técnicas: *tell tales*; extensômetros removíveis; e micrômetro deslizante. A seguir apresenta-se breve relato sobre o funcionamento destes:

- a) Na técnica de instrumentação com *tell tales* se obtém os valores de deslocamento de maneira direta. Consiste, basicamente, em se colocar um tubo guia, de aproximadamente 25mm de diâmetro, dentro da estaca, com sua ponta localizada em níveis pré-determinados, no interior destes são posicionadas hastes de alumínio. Através das leituras de deslocamento das hastes existentes nos diversos níveis torna-se possível determinar o encurtamento da estaca para cada trecho e, por conseguinte, a transferência de carga em cada nível. Este sistema é limitado pelo número de hastes. Deve-se tomar cuidado com o possível atrito existente entre as hastes e o tubo, que pode afetar as leituras dos instrumentos (ALBUQUERQUE, 2001). Segundo Velloso *et al.* (1975) este método fornece valores de deformação não tão precisos por se tratar de elemento mecânico, o que pode acarretar imprecisões nos valores de deformação, principalmente para pequenas cargas, sendo necessário um encurtamento significativo do elemento de concreto. Outro fator importante, mas de difícil obtenção, é o módulo de elasticidade da estaca, necessário para calcular a transferência de carga.
- b) Na técnica de extensômetros removíveis, consistem num conjunto de bloqueadores, ligados entre si por tiras metálicas, instrumentadas com medidores de deformação. O conjunto é introduzido num tubo guia previamente colocado dentro da estaca. Antes do início da prova de carga, o bloqueador junto a ponta da estaca é acionado, ficando preso. Em seguida, o conjunto é pré-tracionado e os outros bloqueadores são acionados simultaneamente, ficando aderidos ao tubo guia. Quando a estaca é carregada, estas tiras sofrem um alívio de tensão e se deformam e, como o “strain-gage” está solidarizado a elas, torna-se possível determinar o encurtamento entre dois bloqueadores consecutivos. Sua característica essencial está na possibilidade de reutilização, após o término dos ensaios, e sua instalação é rápida e fácil, mostrando vantagem em relação aos extensômetros elétricos de armadura que são irrecuperáveis.

Este tipo de instrumento foi desenvolvido pioneiramente por Jézéquel e Bustamante (1972¹ *apud* ALBUQUERQUE, 2001). Melhorias no equipamento foram desenvolvidas conforme mostrado por Bustamante, Doix e Jézéquel (1991² *apud* ALBUQUERQUE, 2001), como: montagem e desmontagem no prazo de 3h, metal tratado contra corrosão, possibilidade de até 16 níveis de leitura, redução do peso em 25%, e adaptação a vários diâmetros de tubo. Experiências brasileiras para esta técnica foram mostradas por Niyama *et al.* (1994) e Campos e Sobrinho (1996).

- c) O Micrômetro deslizante é um medidor de deslocamentos de alta precisão. Consiste em um transdutor indutivo de deslocamentos, na forma de uma sonda esférica que, ao serem solicitados, fornecem valores de movimentação da estaca com precisão de micrômetros. O aparelho permite a determinação de componentes axiais de deslocamentos ao longo de eixos retilíneos no interior de massas de concreto, rocha ou solo. A partir de um furo de aproximadamente 100mm de diâmetro são fixadas, através de injeção, marcas de referência a cada 1000mm, ligadas entre si por um tubo protetor. As leituras de deslocamentos são feitas através da introdução da sonda que, associada as hastes, é levada a cada ponto de referência existente no tubo guia. Tanto as marcas de referência quanto os cabeçotes esféricos das extremidades da sonda são dotados de chanfros que permitem a passagem da mesma. As leituras são feitas através de um aparelho digital que registra as informações efetuadas pelo transdutor, que são transmitidas via cabo. O trabalho com o Micrômetro é rápido. Por exemplo: um tubo com 30m de extensão é medido ida e volta em 30 minutos (ALBUQUERQUE, 2001). Rottmann (1985) apresentou em detalhes o procedimento de preparação para a utilização do Micrômetro Deslizante, utilizadas nas fundações da ponte do Mar Pequeno (ligação entre os municípios de Praia Grande e São Vicente, ambos no Estado de São Paulo), verificando a aplicabilidade dos métodos usuais de previsão de capacidade de carga.

¹ BUSTAMANTE, M., JÉZÉQUEL, J.F. Mesures des élongations dans le pieux et tirantes a l'aide d'extensomètres amovibles. **Travaux**. n. 489. Paris. p. 48-52. 1975.

² BUSTAMANTE, M., DOIX, B., JÉZÉQUEL, J.F. Un nouveau modèle d'extensomètre amovible LPC. **Fondations Profondes**. Actes du Colloque Organisé par L'Ecole Nationale des Ponts e Chaussées. Paris, mars, 1991. p.397-404.

4.4 EXPERIÊNCIA BRASILEIRA SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE FUNDAÇÕES ESTAQUEADAS

Niyama *et al.* (1981) apresentam um dos trabalhos precursores no Brasil sobre a técnica de instrumentação com extensômetros elétricos, onde foram colados *strain gages* em estacas tubulares e em metálicas, em obra, sendo abordados os cuidados importantes que devem haver durante a colagem e proteção dos *strain gages*.

Amaral e Rocha Filho (1985) estudam o mecanismo de transferência de carga de estaca escavadas partindo de metodologia desenvolvida pelo BRS (*Building Research Station* - Inglaterra), tendo como resultado o desenvolvimento de uma célula de carga para tal finalidade, e o estudo sobre seu desempenho.

Rocha, Yassuda e Massad (1985) e Rocha e Dantas (1986) estudaram o comportamento de estacas raiz, onde foram aplicadas instrumentações, por meio da introdução de uma barra de aço CA-50, sendo nessas colados extensômetros elétricos em seis níveis ao longo do comprimento, e a barra posicionada no centro de cada estaca. Estes trabalhos ressaltaram a importância da determinação experimental do módulo de elasticidade, através da adoção da secção de referência da estaca, uma vez que no segundo trabalho o solo foi escavado até encontrar o segundo nível de instrumentação, com a finalidade de dispor de uma segunda secção de referência, onde verificaram um valor de rigidez 7% superior ao primeiro trabalho. Concluindo que nas análises de transferência de carga, deveriam ser majoradas no valor proporcional ao valor encontrado entre os dois níveis estudados.

Ehrlich e Souza (1988) afirmam que a técnica de instrumentação requer muito cuidado e experiência dos profissionais envolvidos. Os autores apresentaram as experiências obtidas no uso de extensômetros elétricos de resistência, retratando, em seu trabalho, os cuidados que devem ser tomados na confecção, os tipos de extensômetros comumente empregados, os tipos de circuitos usuais e os fatores que afetam o desempenho de uma peça instrumentada.

No Brasil, deve-se ressaltar a importância de campos experimentais, devido a serem nestes desenvolvidos muitos trabalhos afim de validar e calibrar melhor os métodos teóricos empíricos utilizados. Dentre eles, destaca-se o Campo Experimental da POLI/USP, que onde até no ano de 1989, já haviam sido executados vários ensaios em diversos tipos de fundações profundas, quais sejam: estacas hélice contínua, Franki, barrete, escavadas de grande

diâmetro, injetadas de pequeno diâmetro, Strauss, pré-moldadas e metálicas. Sendo os tipos de instrumentos utilizados nestas pesquisas na forma de extensômetros elétricos e “tell-tales” (ALBUQUERQUE, 2001).

Dias e Soares (1990), ao estudarem a cravação de estacas metálicas, e processos de adensamento, devido ao solo de argila mole em estudo, notaram a dificuldade de instrumentar seções esbeltas de estaca metálicas submetidas a cargas axiais, ao colarem extensômetros elétricos ocorreu perda e inutilização de vários sensores durante a cravação, e depois ao longo do tempo, ressaltando que melhores procedimentos de proteção devem ser tomados.

Niyama e Azevedo Junior (1990) apresentaram uma técnica para instrumentação de uma estaca pré-moldadas de concreto com o intuito de eliminar os danos ocorridos em extensômetros elétricos causados pela cravação. De acordo com os autores a técnica foi desenvolvida pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo) e consiste na colocação prévia de tubos no interior da estaca durante sua confecção; em seguida os extensômetros são introduzidos na estaca e o espaço preenchido com nata de cimento. Os autores obtiveram como resultado desta técnica a redução considerável de perdas das barras instrumentadas.

Albuquerque (1996), Menezes (1997), Teixeira, Albiero e Carvalho (1998), Ferreira *et al.* (1998) e Albuquerque (2001) instrumentaram vários tipos de estacas. Em todos os trabalhos as estacas eram previamente executadas com tubo de aço galvanizado (ou bainha), com uma tampa (cap) em sua ponta, para que posteriormente fosse instalada a instrumentação sem perdas. A instrumentação consistiu em extensômetros elétricos colados em barras de aço CA-50A, com diâmetro de 12,5mm e comprimento de 600mm, calibradas previamente em laboratório, inseridas em um tubo de aço e unidas através de luvas até formarem uma barra contínua. Após a inserção da barra instrumentada, executou-se a injeção de nata de cimento de baixo para cima. Os trabalhos ressaltam os bons resultados obtidos com este tipo de técnica de instrumentação, fundamentando várias análises nos vários trabalhos.

Sales (2000) instrumentou estacas escavadas de diâmetro de 150 mm e comprimento de 5 metros no seu topo e sua ponta, desenvolvendo 10 células de carga na forma de ponte completa de *Wheatstone*, com extensômetros de 120 ohm colados sobre um tubo de alumínio centralizados com pratos, o objetivo das instrumentações foi determinar a carga no topo e na

ponta das estacas com foco no estudo de sapatas estaqueadas. Os instrumentos desenvolvidos mostraram boa linearidade antes e após os testes.

Albuquerque (2001) ressaltou que, quando se deseja instrumentar uma estaca deve-se tomar alguns cuidados, dentre eles: i) o posicionamento dos instrumentos, que define o nível e a importância das informações que se visa obter, por exemplo, posicionamento em mudanças de camada de solo e próximo a região da ponta; e ii) a definição de uma seção de referência onde se assume a carga conhecida aplicada na PCE, e partir das deformações medidas pela instrumentação se calcula o módulo da estaca, sendo neste caso instalado um instrumento num trecho inicial da estaca, situado abaixo do bloco de coroamento, sem nenhum contato com o solo circundante. A seção instrumentada, deste trecho inicial, é denominada seção de referência.

Souza (2001) desenvolveu um trabalho sobre Estaca Piloto Instrumentada (EPI), visando a obtenção de dados para uma melhor compreensão do fenômeno da transferência de carga, em profundidade, de estacas solicitadas a esforços axiais de compressão. A EPI foi composta por segmentos de um tubo de aço, intercalados por células de carga, possibilitando montagens de acordo com a necessidade do ensaio, quer na quantidade de células de carga quer no seu comprimento.

Souza (2001) aplicou a EPI em 3 (três) campos experimentais: i) Campo Experimental da USP/ABEF, ii) Campo Experimental da FEIS/Unesp e iv) Campo Experimental da EESC/USP. A escolha destes locais se deu devido ao conhecimento sobre: i) solos típicos do Estado de São Paulo; ii) disponibilidade de resultados de sondagens SPT, ensaios CPT e iii) provas de carga em estacas em verdadeira grandeza, dos mais variados tipos, algumas delas instrumentadas em profundidade. As células de carga da EPI foram montadas com extensômetros elétricos na configuração de ponte completa, sendo calibrados em laboratório. A proteção aplicada as células não foram efetivas contra umidade. Os resultados alcançados mostraram boa correlações em termos de determinação do atrito lateral.

Guimarães (2002) apresentou resultados de algumas provas de carga realizadas no campo experimental da UNB, onde as estacas foram instrumentadas em diversos níveis de profundidade, com extensômetros elétricos colados as barras de aço longitudinais das estacas com configuração de $\frac{1}{4}$ de ponte de *Wheatstone*. Segundo o autor, o sistema de leitura dos

extensômetros sofreram grande variação com a temperatura, levando o mesmo a abandonar parte dos resultados encontrados.

Nogueira (2004) analisou o comportamento de estacas tipo raiz, diâmetro de 400 mm e comprimento de 12m, submetidas a esforços de compressão através da realização de provas de carga instrumentadas executadas em solo de diabásio não saturado característico da região de Campinas/SP. As estacas foram instrumentadas ao longo do fuste, em 3 níveis, com extensômetros elétricos de resistência com a finalidade de se obter os dados do mecanismo de transferência de carga em profundidade. A instrumentação instalada conseguiu determinar a distribuição da carga ao longo dos níveis, evidenciando a transferência de carga ao longo do fuste da estaca, e serviram para verificar a correlação com previsões de carga e recalque.

Pacheco (2004) ao analisar a interação entre estacas escavadas em solo residual no campo experimental da EEC/UFG, instrumentou 3 (três) estacas escavadas de diâmetro de 25 cm, e profundidade de 5,0 metros, em 3 (três) níveis, sendo topo meio e ponta, utilizou extensômetros elétricos colados as barras longitudinais das estacas, com circuito montado em $\frac{1}{4}$ de ponte de *wheatstone*. Os resultados da instrumentação obtidos não foram coerentes e o autor optou por não utilizá-los, justificou em função da não compensação de temperatura e perda da efetividade da proteção do circuito dos extensômetros.

Garcia (2006) estudou o comportamento da curva carga-recalque de 02 (duas) estacas raiz instrumentadas, uma com 310 mm de diâmetro e 23 metros de comprimento, e outra com 41 cm de diâmetro e 12 metros de comprimento, submetidas a esforços de compressão, no intuito de atribuir o comportamento da interação solo-estaca e comparar com métodos de previsão, e determinar as parcelas de resistência devido à ponta e ao atrito lateral. As estacas foram instrumentadas em 5 níveis par estacas de 23 metros, e 3 (três) níveis para a estaca de 12 metros, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência colados em barras de aço CA-50A, com diâmetro de 12,5mm e comprimento de 600 mm, inseridas em um tubo de aço e unidas através de luvas até formarem uma barra contínua, em procedimento definido por Albuquerque (1996).

Mucheti (2008), no seu trabalho sobre estacas hélice segmentada, realizou prova de carga estática instrumentada, com carregamentos lento e rápido, à compressão, em estaca de 300 mm de diâmetro e 12 m de comprimento, instalada no Campo Experimental de Fundações e Mecânica dos Solos da UNICAMP. A instrumentação consistiu em colar extensômetros

elétricos em ponte completa em barras de CA-50A de 12,5mm de diâmetro e 600 mm de comprimento, conforme procedimento definido por Albuquerque (1996). A instrumentação foi posicionada em 4 quatro níveis: 0,4; 5,0; 11,1; 11,7 metros. Como resultado o autor concluiu que a maior parte da carga aplicada à estaca hélice segmentada instrumentada foi absorvida por atrito lateral, ficando esta parcela, em média cerca de 94% tanto para o carregamento lento quanto para o carregamento rápido, sendo estes dados muito próximos aos obtidos por Albuquerque (2001), que encontrou valores de 93% de atrito lateral para o carregamento lento e 94% para o carregamento rápido em estacas tipo hélice contínua.

Paschoalin Filho (2008) apresentou dados sobre instrumentação de 03 provas de carga estática a tração, executadas em estacas tipo raiz, de comprimento de 12 metros e diâmetro de 410 cm. A instrumentação foi definida em 2 níveis: 0,60; 5,00 metros, também por meio de extensômetros elétricos em ponte completa colados em barras de CA-50A de 12,5mm de diâmetro e 600 mm de comprimento, conforme procedimento definido por Albuquerque (1996). O autor encontrou para a estaca raiz um modulo de elasticidade na seção de referência de na ordem de 3,8 GPa.

França (2011) comparou o comportamento teórico previsto para estacas escavadas de grande diâmetro com dados obtidos por prova de carga com instrumentação em profundidade para aplicação de cargas axiais de compressão. O autor apresentou uma revisão sobre instrumentação, incluindo um levantamento histórico sobre casos de estacas de grande diâmetro instrumentadas com várias metodologias. O estudo apresentou o resultado de 03 (três) provas de carga estática, com diâmetros de 1,20 metros, e comprimentos de 23, 29 e 31 metros, cada estaca instrumentada em 7 níveis com um total de 20 sensores constituídos de extensômetros elétricos, na configuração de ponte completa, colados em barras de aço CA-50^a de 12,5mm de diâmetro e 60cm de comprimento, conforme procedimento definido por Albuquerque (1996). O autor demonstrou no trabalho que após várias análises comparando previsões com instrumentação poder-se-ia para o caso estudado uma redução de comprimento de 3 metros por estaca.

Albuquerque *et al.* (2011a) e Albuquerque *et al.* (2011b) apresentam resultados de prova de carga instrumentadas, sendo o primeiro no campus experimental da UNICAMP no Brasil e o segundo no campo experimental da universidade do Porto em Portugal. Ambos trabalhos usaram extensômetros elétricos colados em barras, para estacas escavadas, hélice contínua, ômega, sendo ao final das simulações feitas exumações das estacas para verificar condições

das estacas. No primeiro trabalho as estacas foram instrumentadas em 4 (quatro) níveis constituídos de extensômetros elétricos, na configuração de ponte completa, colados em barras de aço CA-introduzidas em tubos, sendo solidarizados as estacas através de pasta de cimento, e não sendo recuperáveis. No segundo trabalho as estacas foram instrumentadas em 6 (seis) níveis com sensores compostos por extensômetros elétricos colados em barras de aço, inseridos em tubos previamente concretados nas estacas, com a diferença que foi utilizado uma tecnologia que permitiu o posicionamento e a remoção dos instrumentos, e combinado com outras instrumentações como célula de pressão total na ponta da estaca, e LVDT nos topos das estacas. Como resultado dos trabalhos concluiu-se que estacas escavadas e hélice contínua tem comportamento similar de atrito lateral, e que ambas as técnicas de instrumentação aplicadas em cada trabalho são boas em termos de medidas da distribuição de carga em uma fundação profunda.

Silva (2011) instrumentou 7 (sete) estacas escavadas tipo hélice contínua para determinar o real mecanismo de transferência de carga na interface estaca/solo, determinando o atrito lateral e a parcela de ponta. A finalidade do estudo foi entender o mecanismo de transferência de carga ao longo da estaca e compará-lo com a energia ao longo da estaca. As instrumentações instaladas nas 7 (sete) estacas dos Sítios 2 e 11 consistiram de extensômetros elétricos de resistência, colados em barras de aço CA-50, com 12,5mm de diâmetro e 400 mm de comprimento e instalados aos pares no mesmo nível, em posição diametralmente oposta, com ligação dos extensômetros em ponte completa, de acordo com procedimento de Albuquerque (2001) que sugere a utilização de bainha metálica antes da introdução da barra na estaca, com posterior injeção de nata de concreto para garantir a centralização. Neste trabalho a instrumentação da 3 (três) estacas foram executadas sem utilização de tubo, sendo posicionadas junto com a execução da estaca, e não foram observadas flexão excessiva da barra ou insuficiência da proteção da instrumentação, não interferindo na centralização e acurácia.

Schulze (2013) comparou os resultados da aplicação dos métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga do sistema solo – estaca, com os valores de referência obtidos por uma prova de carga instrumentada em profundidade, para uma estaca escavada por trado mecânico, com diâmetro de 250 mm e comprimento igual a 5,0 m, executada no solo do tipo laterítico na região de Campinas-SP. Os dados da instrumentação revelaram que a estaca em

estudo caracterizou-se como uma estaca de atrito, e que maior parte dos métodos semi-empíricos forneceu resultados abaixo da capacidade de carga obtida pela prova de carga.

Freitas Neto (2013) realizou a instrumentação de provas de carga de um radier assentado sobre uma estaca defeituosa, de um radier com duas estacas íntegras e uma defeituosa, e de um radier com três estacas íntegras e uma defeituosa. A região danificada da estaca mediu 600 mm e está posicionada entre 1,90 metros e 2,50 metros abaixo da cota de arrasamento dos respectivos radiers. Todas as estacas executadas no campo experimental tiveram 250 mm de diâmetro e 5 metros de comprimento, com instrumentação posicionada no topo e na ponta, e com espaçamento entre eixos equivalente a 5 diâmetros. A instrumentação consistiu na colagem de extensômetros elétricos, em ponte completa, em barras de CA-50A de 12,5mm de diâmetro e 300 mm de comprimento, fixadas com arame recozido junto as ferragens da estaca, não sendo aplicado tubos de proteção. Não foram relatadas perdas de instrumentação.

Pérez (2014) demonstrou o comportamento de estacas escavadas a trado com três diferentes diâmetros, sendo eles 250 mm, 300 mm e 400 mm, com comprimento de 5,0 metros, todas instrumentadas, submetidas a provas de carga estática do tipo lenta, em comparação com a teoria da transferência de carga e dos métodos teóricos e semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga. As instrumentações foram construídas com extensômetros elétricos em ponte completa, em barras de CA-50A de 12,5 mm de diâmetro e 300 mm de comprimento, fixadas com arame recozido junto as ferragens da estaca, não sendo aplicado tubos de proteção, posicionadas no topo e na ponta de maneira a se obter os dados do mecanismo de transferência de carga em profundidade. Como resultado da instrumentação pode-se afirmar que as estacas trabalharam preponderantemente por atrito lateral.

Albuquerque e Melo (2014) evidenciaram que quando se varia o tipo de ligação utilizada para montagem dos circuitos dos extensômetros na instrumentação, podem ocorrer diferenças substanciais das deformações medidas, ainda demonstraram que o posicionamento do *strain gage* (mesa ou alma) não influenciou nos resultados de deformação, e portanto, para um bom funcionamento da instrumentação, deve-se estudar detalhadamente o tipo de ligação a ser empregada, tendo em vista os custos envolvidos neste tipo de trabalho, bem como a mobilização da obra para a realização de uma prova de carga. O programa experimental utilizado pelos autores consistiu em instrumentar um perfil metálico de 300 mm de comprimento, na alma e mesa, empregando ligações do tipo ponte completa, 1/2 ponte e 1/4

de ponte. Após a instrumentação o perfil foi carregado axialmente a compressão, obtendo leituras das deformações para cada incremento de carga.

Garcia (2015) instrumentou estacas escavadas no topo e na sua base, sendo as estacas com 250 mm de diâmetro e comprimento de 5 metros, com a finalidade de analisar o comportamento de radiers estaqueados com uma, duas, três e quatro estacas. Foram colados extensômetros elétricos em barras de aço CA-50A com diâmetro de 12,5mm e comprimento de 600 mm, na configuração de ponte completa, estas barras foram calibradas em laboratório e unidas através de luvas até formarem uma barra contínua, e posicionadas no fuste da estaca antes da concretagem. Como conclusão o autor ressalta que a instrumentação por extensômetros mostra-se adequada para determinar as cargas na ponta e no topo da estaca, permitindo conhecer informações sobre transferência de carga.

Albuquerque (2001) apresentou um levantamento da experiência nacional em provas de carga instrumentadas entre os anos de 1975 a 1998, relatando 18 trabalhos sobre o tema. A fim de complementar esta relação, apresenta-se nesta dissertação os trabalhos entre 1998 a 2015, conforme mostra a Tabela 4.2, ressaltando que o complemento à tabela original contempla somente os trabalhos considerados relevantes para esta pesquisa. Todavia, a contribuição de complementação justifica-se como guia para estudos futuros sobre o tema desta dissertação.

Tabela 4.2 – Experiência nacional em provas de carga instrumentadas.

Ano	Local	Referência	Solo	Fundação	Instrumentação
1975	Rio de Janeiro/RJ	Velloso <i>et al.</i> (1975)	Areia siltosa, argila siltosa	Estaca barrete (0,50x1,3m, L=8m)	“Tell-tales”
1979	Itaguaí/RJ	Costa Nunes <i>et al.</i> (1979), Spinelli <i>et al.</i> 109 (1979)	Argila orgânica, areia siltosa	Estaca pré-moldada (D=0,60m, L=24 e 27,5m)	Barras instrumentadas e “tell-tales”
1981	São Paulo/SP	Niyama <i>et al.</i> (1981), Massad F. <i>et al.</i> (1981)	Aterro, solo de alteração de rocha	Micro-estacas (D=0,11L=3,55m, 7,21m e 9,92m)	Barra instrumentada longa (inserida em tubo)
1982	Plataforma Marítima/CE	Niyama <i>et al.</i> (1982)	Areia siltosa	Estaca – tubular – metálica (D=34”, L=88,4m)	Extensômetros colados na superfície da estaca
1982	Vitória/ES	Fontoura <i>et al.</i> (1982)	Argila arenosa, argila siltosa	Estaca Escavada (D=1,2m, L=22m)	“Tell-tales”
1985	n/d	Amaral e Rocha Filho (1985)	n/d	Escavada (D=0,30m, L=10m)	Célula de carga
1985	Rio de Janeiro/RJ	Lamare Neto <i>et al.</i> (1985)	Areia silto-argilosa	Estaca injetada sob pressão (D=0,117m, L=5,8m)	Barra instrumentada longa (inserida em tubo)
1985	IPT/SP	Rocha <i>et al.</i> (1985) e Rocha e Dantas (1986)	Argila siltosa, areia de textura variada	Estaca raiz (D=0,26m, L=20,23m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas)
1989	Campo Exp. POLI/USP	ABEF (1989)	Siltos arenosos	Hélice contínua, Franki, barrete, escavadas, Strauss, injetadas, pré-moldadas	Barras instrumentadas e “tell-tales”
1990	São Paulo/SP	Azevedo Jr <i>et al.</i> (1990)	Argila arenosa, arenito	Estacas presso-ancoragem (D=0,15m e L=20m) e raiz (D=0,17m e L=20m)	Barras instrumentadas curtas
1990	IPR - DNER/RJ	Dias e Soares (1990)	Argila mole	Estaca tubular metálica (D=8” L=6,5m)	Extensômetros colados na superfície da estaca
1992	IPT/SP (laboratório)	Niyama (1992)	Areia fina (tubo de ensaio)	Modelos de estacas (aço e concreto) D=14cm, L=2,0m)	Extensômetros colados na estaca de aço, barra e “tell-tale”
1991	Campo Exp. EESC/USP	Carvalho <i>et al.</i> (1991)	Areia argilosa	Estaca raiz (D=0,25m e L=16m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas)
1994	Campo Exp. EESC/USP	Mantilla <i>et al.</i> (1994)	Areia argilosa	Estacas escavadas (D=0,35, 0,40, 0,50m e L=10m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas)
1996	São Paulo/SP	Campos e Sobrinho (1996)	Argila silto-arenosa,	Estaca mista (pré-moldado L=10m e sapata L=1,8m)	Extensômetro removível (IPT)
1996	Campo Exp. Unicamp	Albuquerque (1996)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca pré-moldada (D=0,18m e L=14m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
1997	Campo Exp. Unesp (Ilha Solteira)	Menezes (1997)	Areia siltosa	Estacas pré-moldadas: 0,17x0,17m; 0,23x0,23m, L=13m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
1998	Campo Exp. Unesp (Bauru)	Ferreira (1998)	Areia silto-argilosa	Estacas apiloadas (D=0,25 m e L=4; 7,05 e 10m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo

Tabela 4.3 – Experiência nacional em provas de carga instrumentadas (continuação).

Ano	Local	Referência	Solo	Fundação	Instrumentação
2000	Brasília/DF	Sales (2000)	Argila arenosa vermelha porosa	Estaca broca (D=0,15m, L=5m)	Células de carga entre pratos
2001	Campo Exp. Unicamp	Albuquerque (2001)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca hélice contínua, ômega, escavada (D=0,40m e, L=12m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
2001	Campo Exp. USP/ABEF; FEIS /Unesp; EESC/USP	Souza (2001)	Argila silto-arenosa, Argila arenosa	Estaca Piloto Instrumentada (D=0,09m; L=5m), tipo estaca mega	Células de carga em estacas metálicas
2002	Brasília/DF	Guimarães (2002)	Argila arenosa vermelha porosa	Estacas escavadas (D=0,30m; L=7,0 a 8,0m)	Extensômetros colados em ¼ de ponte em barras de aço ao longo da estaca
2004	Campo Exp. Unicamp	Nogueira (2004)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca raiz (D=0,40m e, L=12m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
2004	Campo Exp. EEC/UFG	Pacheco (2004)	Argila arenosa vermelha	Estacas escavadas (D=0,25m; L=5,0m)	Extensômetros colados em ¼ de ponte em barras de aço ao longo da estaca
2006	Campo Exp. Unicamp	Garcia (2006)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca raiz (D=0,31 e 0,41m e, L=21 e 12m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
2008	Campo Exp. Unicamp	Mucheti (2008)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca tipo hélice segmentada (D=0,30; L=12m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
2008	Campo Exp. Unicamp	Paschoalin Filho (2008)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca raiz (D=0,31;L=12m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
2011	Osasco/SP	França (2011)	Areia siltosa interposta com argila siltosa	Estacas escavadas de grande diâmetro (D=1,20m; L= 23, 29 e 31m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
2011	Campo Exp. Unicamp	Albuquerque <i>et al.</i> (2011)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca hélice contínua, ômega, escavada (D=0,40m e, L=12m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
2011	Campo Exp. Univ. Porto	Albuquerque <i>et al.</i> (2011)	Solo residual de granito – areia fina	Estaca hélice contínua, cravada e escavada (D=0,60m e, L=6; 12 a 22m)	Extensômetros removíveis, células de pressão total, medidores de deformação relativa
2011	Brasília/DF	Silva (2011)	Argila arenosa vermelha porosa	Estaca hélice contínua	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
2013	Campo Exp. Unicamp	Schulze (2013)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca escavada (D=0,25m; L= 5,0m)	Barras instrumentadas curtas (calibradas) inseridas em tubo
2013	Campo Exp. Unicamp	Freitas Neto (2013)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca escavada (D=0,25m; L= 5,0m)	Barras instrumentadas curtas amarradas as ferragens das estacas
2014	Campo Exp. Unicamp	Pérez (2014)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estacas escavada (D=0,25;0,30;0,40m; L=5,0m)	Barras instrumentadas curtas amarradas as ferragens das estacas
2014	Campo Exp. Unicamp	Albuquerque e Melo (2014)	Laboratório	Perfil Metálico tipo H	Perfil instrumentado em ¼ ; ½ e ponte completa
2015	Campo Exp. Unicamp	Garcia (2015)	Argila silto-arenosa, silte areno-argiloso	Estaca escavada (D=0,25m; L= 5,0m)	Barras instrumentadas curtas conectadas com luvas

CAPÍTULO 5

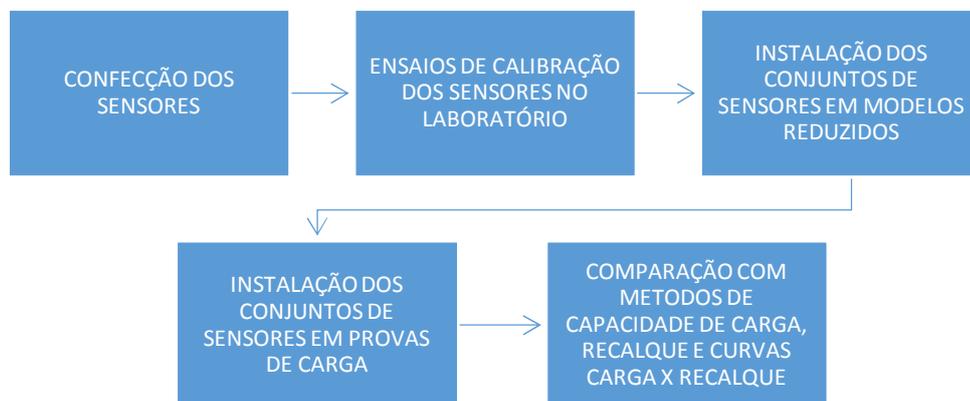
METODOLOGIA

Esta pesquisa visou planejar e desenvolver uma instrumentação capaz de medir cargas numa fundação estaqueada, como um radier estaqueado, ou bloco sobre estacas, de uma obra qualquer. Podendo ser aplicada em pilares e estacas, para tal foram desenvolvidos sensores compatíveis com a capacidade de medir carga nestes elementos estruturais.

Para confecção dos sensores foram utilizados extensômetros elétricos, devido, principalmente, a disponibilidade de mercado, baixo custo e a larga experiência brasileira com este tipo de dispositivo, conforme mostrado no Capítulo 4.

As etapas da pesquisa foram realizadas de acordo com a Figura 5.1. O processo iniciou com a confecção dos sensores, definindo a escolha de materiais e métodos de colagem e proteção. Após a confecção, todos os sensores foram calibrados, um a um, em laboratório a fim de verificar seu funcionamento, linearidade e dispersão dos resultados e estabilidade. Foram simulados modelos reduzidos de pilares curtos de concreto com o intuito de verificar a diferença dos modelos dos sensores e a influência do confinamento do concreto, conforme mostra o Capítulo 6. Também foram instalados sensores em provas de carga estática para obter a distribuição de cargas ao longo da extensão da estaca. Por fim comparando estes resultados com aqueles previstos pelos métodos de uso corrente citados no Capítulo 3.

Figura 5.1 - Etapas previstas para o projeto de instrumentação.



5.1. CONFECCÃO DOS SENSORES

Para descrever a metodologia adotada para a confecção dos sensores é fundamental discutir aspectos como: i) o tipo de extensômetro; ii) a escolha do material e geometria do sensor; iii) a configuração de montagem da ponte; iv) a montagem do circuito; e v) a proteção do circuito do sensor.

5.1.1 Definições dos extensômetros

Os extensômetros elétricos (*strain gage*) utilizados para confecção do sensor foram configurados em circuitos em ponte completa; esta configuração da ponte de *Wheatstone* permite que variações extremamente pequenas, da ordem de milésimos do ohm, na resistência elétrica do condutor (tipicamente resistência de 120 ou 350 ohms) possam ser medidas.

Nesta pesquisa foram empregados os extensômetros do tipo roseta 90° de 120 Ω , conforme a Figura 5.2. A escolha do extensômetro em roseta facilita o processo de colagem, uma vez que diminui o número de colagens dos extensômetros pela metade. Os extensômetros utilizados foram adquiridos da empresa Excel Sensores Indústria e Comercio e Exportação Ltda, modelo PA-13-125TG-120-L, no caso de sensores de alumínio, e modelo PA-06-3000BA-120-L, no caso dos extensômetros colados nas faces dos pilaretes de concreto. As classificações dos tipos de extensômetros seguem regras de cada fabricante, mas, de modo geral, apresentam a organização mostrada na Figura 5.3. Outra característica intrínseca de cada extensômetro é o fator de sensibilidade (k), também chamado de *gage factor*, conforme mostrado na Equação 4.11. Nesta pesquisa, o fator de sensibilidade dos extensômetros adquiridos variaram entre 2,07 e 2,11.

Figura 5.2 - Extensômetro tipo roseta 90° (HBM, 2008).

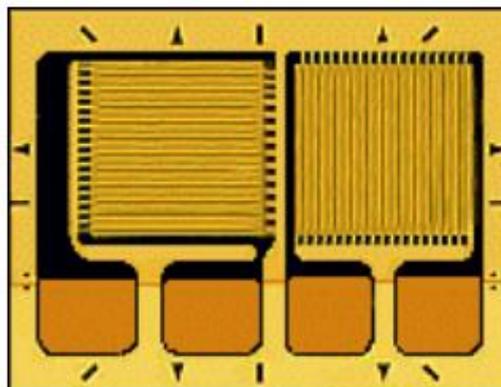
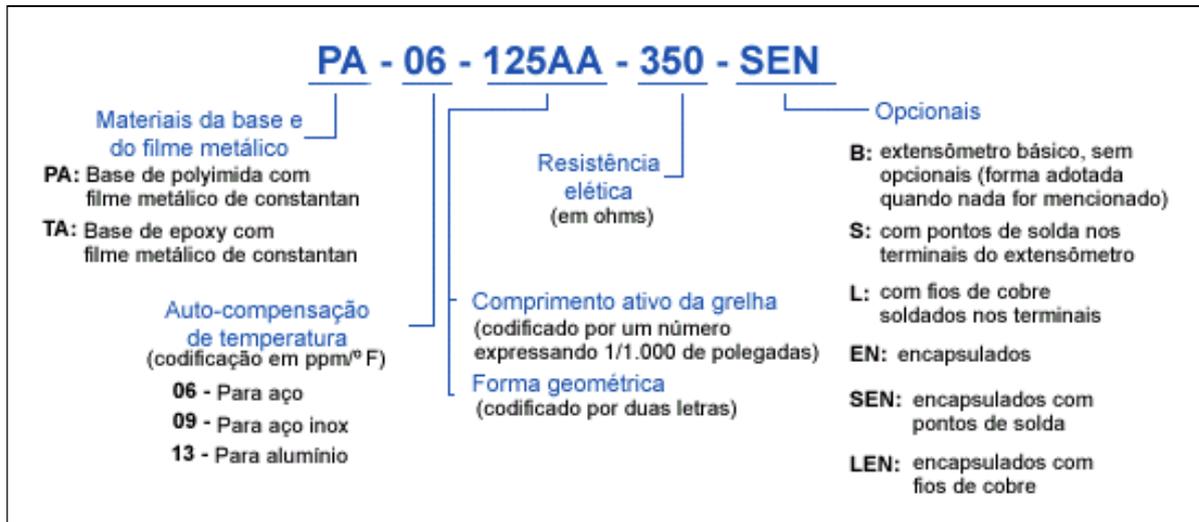


Figura 5.3 - Decodificação dos extensômetros (Disponível em: <http://www.straingage.com.br>, acesso em 03 de junho 2014).



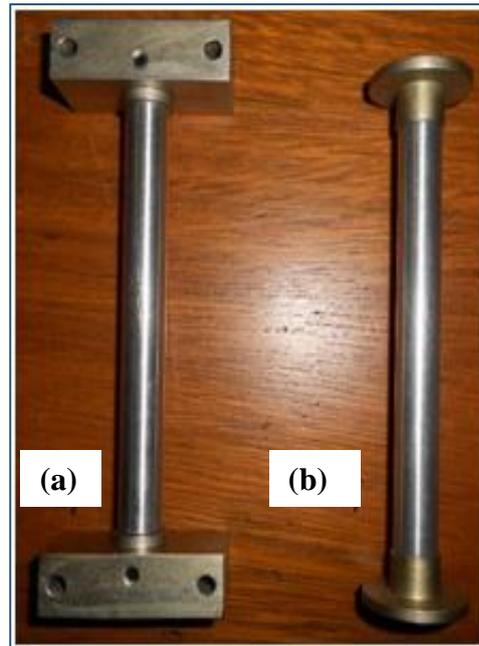
5.1.2 Definições dos sensores

Nesta pesquisa, optou-se por resolver esse problema miniaturizando os sensores, porque, assim, seria possível confeccioná-los, e calibrá-los em laboratório e instalá-los rapidamente em obra. Foram desenvolvidos 2 (dois) tipos de sensores: i) sensor de barra, e ii) sensor de imersão. A Figura 5.4 mostra a imagem dos sensores que foram desenvolvidos.

O sensor de barra consistiu em um sensor que foi instalado (fixado) na armadura do concreto armado. Sua instalação foi feita a princípio soldando duas pequenas chapas no vergalhão, denominadas de gabarito, tendo essas 2 (duas) roscas cada uma, e depois aparafusando o sensor nas mesmas, conforme mostra a Figura 5.4 (a), neste sensor buscou-se demonstrar que as deformações medidas pelos extensômetros seriam as mesmas deformações do vergalhão no qual o sensor estaria fixado.

O sensor de imersão mostrado na Figura 5.4 (b) consistiu em um sensor que foi imerso no concreto, devendo esse ser instalado no sentido e direção da carga que foi aplicada no elemento estrutural. Sua fixação foi auxiliada por arames recozidos ou fitas flexíveis.

Figura 5.4 ó Tipos de sensores desenvolvidos na pesquisa: a) sensor de barra; b) sensor de imersão.

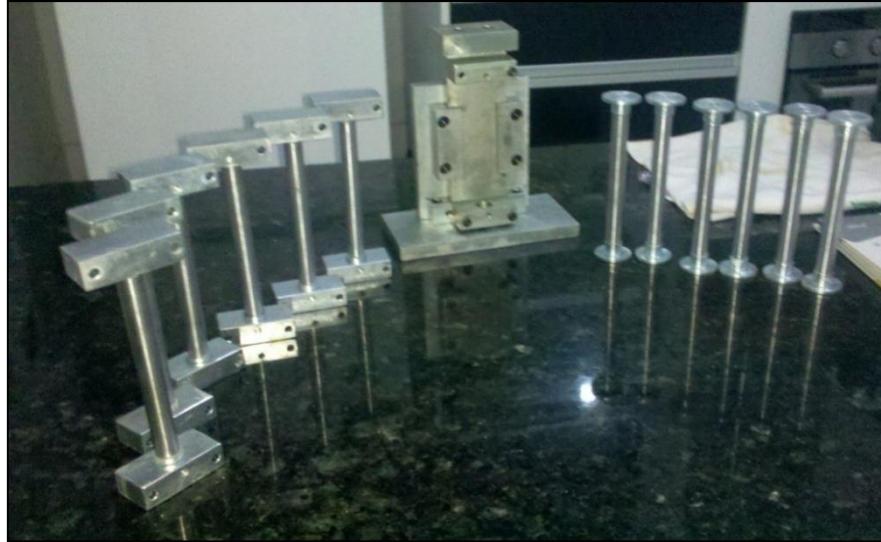


A parte cilíndrica do sensor constituída em uma liga de alumínio, classificada como Liga 6351, da empresa Alumaticopper. As outras peças são de aço inox galvanizado. A Tabela 5.1 mostra propriedades da liga de alumínio empregada. No caso do coeficiente de Poisson (ν), foi adotado o valor constante em literatura de 0,33 (HIBBELER, 2010), resultando num fator de ponte de 2,66. Na Figura 5.5 são mostrados os materiais base dos sensores de barra e imersão em conjunto com o aparato de calibração concebido para esta pesquisa.

Tabela 5.1 - Propriedades da liga de alumínio empregada nos sensores desenvolvidos.

Liga	DIN	Têmpera	Limite de Resistência à Tração Mpa (N/mm ²)		Limite de Escoamento Mpa (N/mm ²) Min.	Alongamento Mínimo "50mm" (%)	Dureza Brinell (HB)
			MÍN.	MÁX.			
6351	Al Mg Si1,0	T6	290	-	255	8	95

Figura 5.5 ó Geometria dos sensores: esquerda, seis sensores de barra; centro, aparato de calibração a compressão; direita, sensor de imersão.



A geometria do sensor é um fato que necessita mais simulações. É sugestivo que se o comprimento do sensor aumentasse, no caso do sensor de barra, a influência da soldagem e fixação dos anteparos poderia ser minimizada, e como mostra o Capítulo 6, as simulações dos pilaretes apontam diferenças incipientes entre os sensores de barra e imersão.

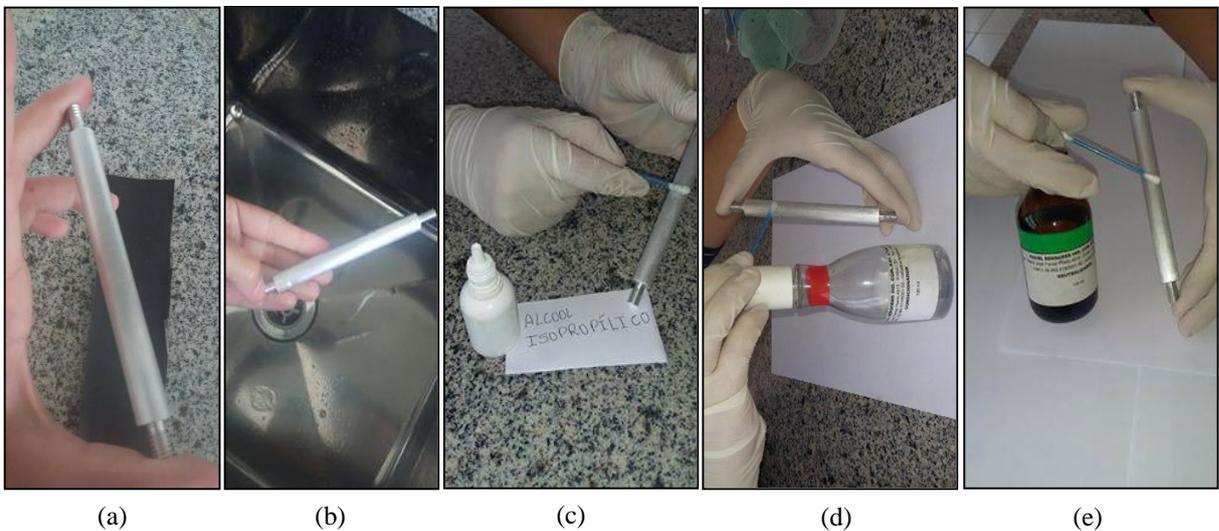
5.1.3 Montagem do circuito no sensor

A montagem do circuito do sensor consistiu em instalar os extensômetros na liga de alumínio, conforme a Figura 5.6. O primeiro passo foi efetuar um lixamento suave, com lixa para ferro número 300, para a superfície da barra de alumínio não apresentar irregularidades, e também com a finalidade de propiciar determinada rugosidade necessária à superfície (Figura 5.7a). Em seguida, foi feita uma lavagem com água corrente para eliminar pó, e posterior secagem ao ar livre (Figura 5.7b). Para a limpeza da superfície após secagem, foi utilizado álcool isopropílico para remover impurezas ainda incrustadas na barra (Figura 5.7c). Em seguida, foi aplicado o condicionador, que é um preparador de superfície, um composto à base de ácido fosfórico, responsável por remover pequenas oxidações superficiais (Figura 5.7d), e, logo após, foi aplicado o neutralizador, um composto a base de amoníaco com a finalidade de neutralizar a solução ácida do condicionador (Figura 5.7e).

Figura 5.6 - Instalação dos extensômetros nas barras de alumínio.



Figura 5.7 - Preparação do material da base do sensor: (a) lixamento; (b) lavagem; (c) aplicação álcool isopropílico; (d) aplicação de condicionador; (e) aplicação do neutralizador.



Preparada a superfície, foi marcada a posição de colagem dos extensômetros com auxílio de régua e estilete. Em seguida, colou-se o extensômetro na barra fazendo uso de pinças, fitas e pinça. A cola foi aplicada na parte traseira da base do extensômetro e na área de colagem da própria barra (Figura 5.8b), e então os 4 (quatro) extensômetros, 2 (dois) pares de rosetas, foram colocados diametralmente opostos, um colado no sentido longitudinal da barra e outro

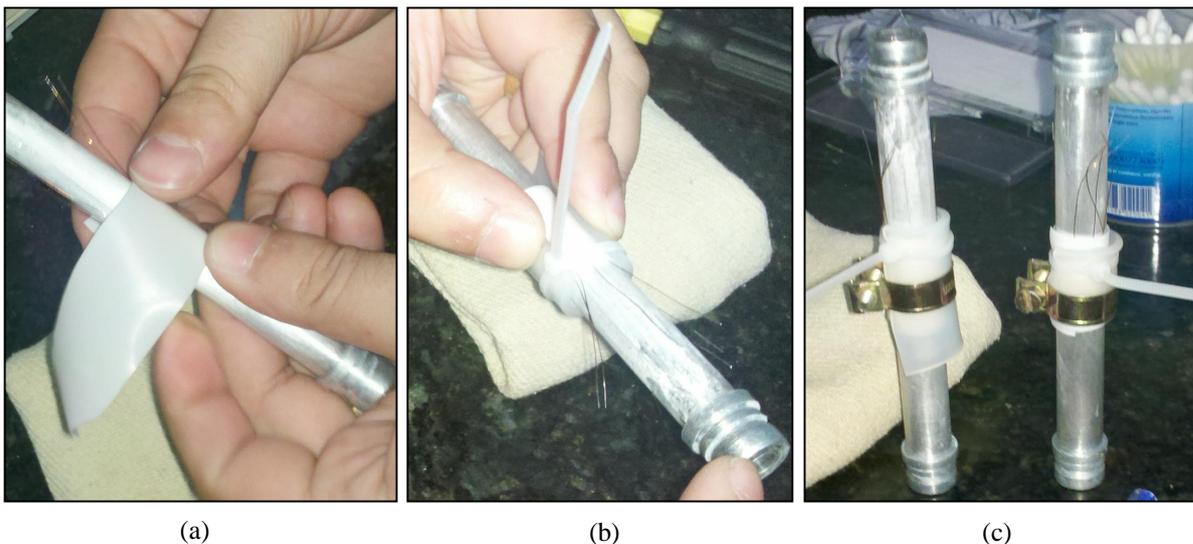
no sentido transversal. A cola utilizada foi monocomponente a base de cianocrilato, específica para colagem de extensômetros, da marca *Kyowa* CC-33A (Figura 5.8a).

Figura 5.8 - Colagem do extensômetro: (a) cola utilizada; (b) colagem no verso do extensômetro e na base.



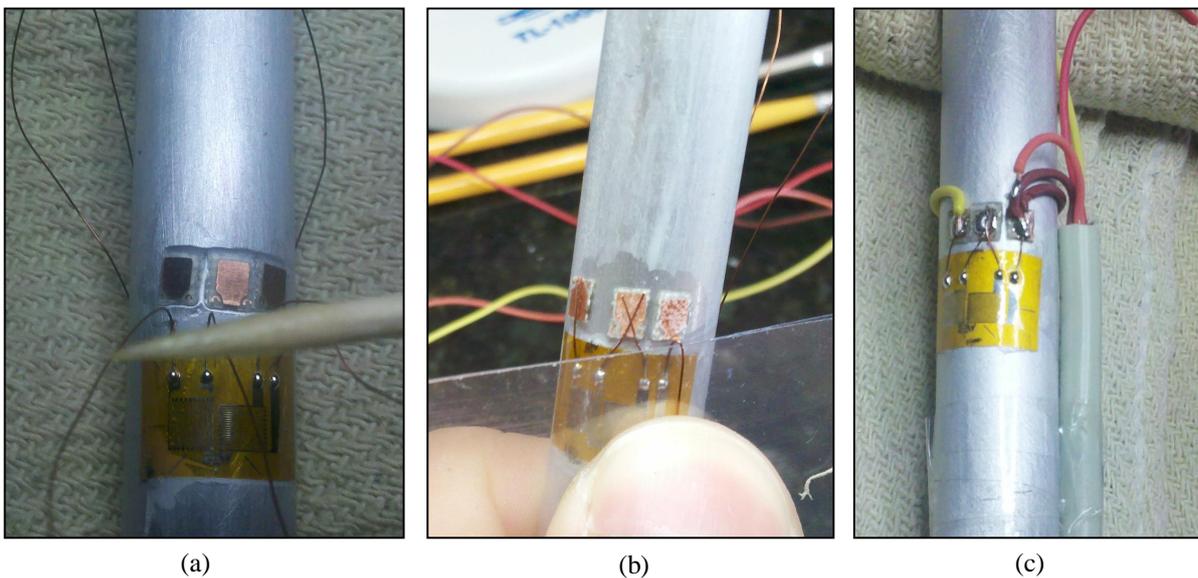
A secagem da cola ocorreu sob uma pressão aos extensômetros para garantir o contato com a barra, para isso empregou-se uma película de teflon (Figura 5.9a), uma vez que esta película não adere a cola. Em seguida, envolveu-se em almofadas de borracha de silicone (Figura 5.9b), e, em sequência, foi aplicada uma pressão com braçadeiras de plástico seguidas por metal (Figura 5.9c).

Figura 5.9 - Atividades pós-colagem: (a) envolvendo com película de teflon ; (b) proteção com almofada de borracha de silicone; (c) pressão com presilhas e braçadeiras.



Aguardou-se por 24 horas a fim de finalizar o processo de cura da cola. Após isso, foi retirado o sistema de pressão da barra. Na sequência, foram colados os terminais (Figura 5.10a), e depois da secagem da cola, fez-se a ligação dos extensômetros nos terminais (Figura 5.10b), com solda de estanho. Finalizando a montagem da ponte, foram soldados os fios 26 AWG nos terminais (Figura 5.10c), seguindo o esquema de ligação nº 12 (da Figura 4.5). O cabo utilizado para entrada e saída de tensão foi cabo tipo manga de 6 vias com blindagem.

Figura 5.10 - Montagem do circuito: (a) colagem dos terminais; (b) corte dos fios; (c) conexão dos cabos.



A configuração da ponte adotada foi a número 12 (Figura 4.5), e tanto o fator do extensômetros (k) quanto o fator da ponte (B) podem ser editados, antes do início das leituras, dentro do *software* do sistema de aquisição. A vantagem de configurar antecipadamente é que os valores obtidos para deformação já estão tratados e referem-se a deformações axiais totais. A montagem do circuito trata-se de um processo conhecido, apesar que a produção em larga escala requer prática, ressaltando-se somente a necessidade da sequência correta da preparação da barra e colagem. Nesta pesquisa, a cola da Kyowa (a base de cianoacrilato) apresentou melhores resultados, por ser uma cola de secagem rápida e mono-componente.

5.1.4 Proteção do circuito do sensor

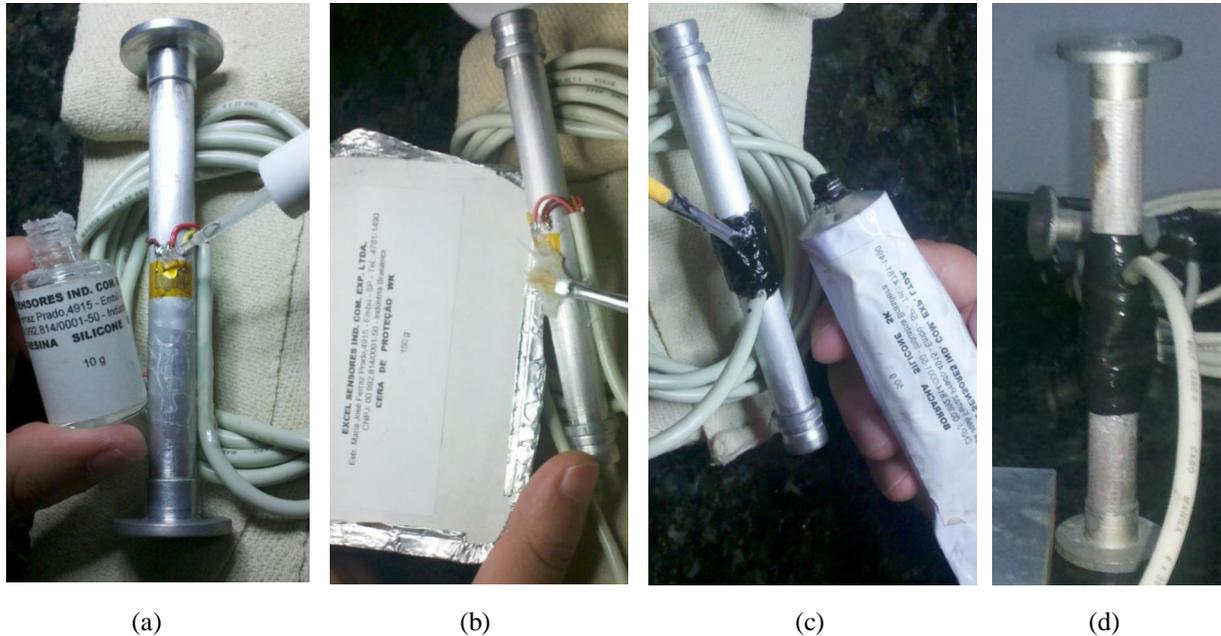
A proteção do sensor consiste na etapa que define o tempo de vida útil do sensor. Deve-se garantir que não ocorra fragilização da isolação, e que a umidade esteja ausente; para tal, deve ser garantido o isolamento de todas as emendas, a fim de evitar um curto circuito entre os terminais, e entre estes e a peça de ensaio.

Nesta pesquisa foi definido o seguinte processo de proteção dos sensores:

- a) Após término da montagem do circuito, foi aplicada uma camada de resina de silicone sobre os terminais e extensômetros; esta resina, além de hidrofugante, oferece também proteção mecânica, e possui secagem rápida (Figura 5.11 a);
- b) Aplicação de camada de cera de proteção sobre os terminais, extensômetros, e fios entre terminais; a cera, além da propriedade hidrofugante, confere uma camada de regularização entre os terminais e os fios, com aparência pastosa, não sendo necessária cura (Figura 5.11 b);
- c) Aplicação de borracha de silicone, na forma de uma camada homogênea de espessura fina (0,5 a 1,5mm) sobre toda a área com cera até contato com a barra (Figura 5.11 c). A finalidade desta camada é fornecer confinamento a cera, além de propiciar propriedade hidrofugante. Sendo observada a ocorrência de trincas, foi aplicada uma camada fina borracha (2ª demão) para selagem das trincas. Foram necessárias 24 horas para cura da camada;
- d) Após cura da borracha, foi aplicada camada dupla de fita isolante (de alta fusão), com aplicação, em seguida, de resina de silicone, de modo que o cabo saísse ortogonal a direção da barra. Com o objetivo de dar confinamento com aumento considerável da proteção mecânica. Após esta aplicação, foi utilizada fita isolante comum para finalizar e dar acabamento (Figura 5.11 d).

A qualidade da proteção aplicadas aos sensores se mostrou satisfatória para as atividades previstas nesta pesquisa. Dos 94 (noventa e quatro) sensores confeccionados e calibrados, considerando os 22 (vinte e dois) sensores aplicados em pilaretes de concreto ou provas de carga, somente 1 (um) destes foi perdido. Acredita-se que isso não se deu necessariamente por causa do isolamento, mas, sim, por avarias nos cabos, devido ao seccionamento dos cabos por esforços nas braçadeiras de nylon na descida da armadura da prova de carga, ou seccionamento do cabo quando da concretagem da estaca raiz.

Figura 5.11 - Proteção do circuito do sensor: (a) aplicação de resina de silicone; (b) aplicação de cera de proteção; (c) aplicação de borracha de silicone, e (d) proteção com fita isolante.



5.2. CALIBRAÇÃO DOS SENSORES

Com a finalidade de verificar e garantir funcionamento de cada sensor, todos os sensores confeccionados foram calibrados em laboratório. A seguir são descritos todos os procedimentos e equipamentos utilizados para a calibração e as respostas obtidas.

5.2.1 Procedimentos definidos para a calibração

A etapa de calibração dos sensores foi feita por meio de uma prensa hidráulica servo-controlada, para aplicação das tensões, e um equipamento de aquisição de dados, para leitura das deformações correspondentes. A prensa servo-controlada utilizada foi a EMIC - DL 3000, do Laboratório de Inovação Tecnológica em Construção Civil (LABITECC), da Universidade Federal de Goiás (UFG), o equipamento de aquisição de dados empregado foi o modelo MX840A, fabricado pela empresa HBM, pertencente também a UFG. A prensa e o equipamento de aquisição são mostrados nas Figura 5.12 e Figura 5.13, respectivamente. Detalhes sobre os programas computacionais (*softwares*) para aquisição e tratamento dos dados, como *QuantumX* e *CatmanEasy*, constam em manuais do fabricante (HBM, 2011).

Todos os sensores construídos foram calibrados, seja de barra ou de imersão, sendo comprimidos ou tracionados. O procedimento de calibração consistiu nos seguintes passos:

- a) A tensão última das barras de duralumínio foi determinada em 3 (três) testes, com barras do mesmo material e com mesmas geometrias do sensor estudado. O valor encontrado como tensão limite de escoamento foi entre 210 a 250 MPa (Figura 5.14). A partir do ensaio de tração realizado conforme NBR 6892 (ABNT, 2013), adequado somente o comprimento do CP e geometria da seção de estrição, que foi limitado às condições do sensor. O resultado obtido para ensaio de ruptura é mostrado na Figura 5.14.
- b) Assumindo que as tensões que ocorrem abaixo da tensão de escoamento obtida (valor de 210 Mpa) têm comportamento elástico, foi definido inicialmente o valor máximo de calibração de 100 MPa (menor que 50% do valor da tensão de escoamento), porque, assim, o comportamento elástico da barra seria garantido.
- c) A calibração foi feita em níveis de tensão constante, sendo adotado 10 (dez) patamares de carga, e 10 (dez) patamares de descarga, cada um equivalente a 10 MPa. Os níveis de tensão constante foram possíveis pela prensa utilizada. As tensões aplicadas em níveis constantes foram mantidas por um período de 30 segundos.
- d) As leituras das deformações dos sensores fabricados com extensômetros colados nas barras de alumínio, na forma de ponte completa, foram feitas pelo equipamento de aquisição. Os dados obtidos, lidos em tempo real na tela do computador, foram salvos para análise posterior.
- e) Os patamares de tensão (dados da prensa) e deformação (dados do equipamento de aquisição) foram então confrontados com o uso de planilhas eletrônicas. Cada ensaio de calibração correspondeu a um gráfico tensão e deformação, sendo, a reta de calibração determinada a partir dos 3 (três) ensaios realizados.

Figura 5.12 - Prensa servo controlada EMIC (LABITECC-UFG).



Figura 5.13 ó Sistema de aquisição de dados modelo MX840A da HBM pertencente à UFG.



Durante a calibração dos 5 (cinco) primeiros sensores à tração, observou-se que os mordentes da prensa provocaram danos nos sensores, devido a geometria ser reduzida, não tendo o espaço necessário para a fixação do mordente, e não ter disponível garras da prensa específicas para alumínio. Por conta disso, o método de calibração à tração foi descartado para esta pesquisa.

Para calibrar os sensores à compressão, foi necessário desenvolver um equipamento, nomeado de "aparato de compressão", que garantisse a verticalidade de aplicação da carga, e possuísse rigidez muito superior à da barra, de forma a garantir que a força aplicada deformasse somente a barra. O aparato desenvolvido é mostrado na Figura 5.15.

Figura 5.14 - Tensão de ruptura das barras dos sensores.

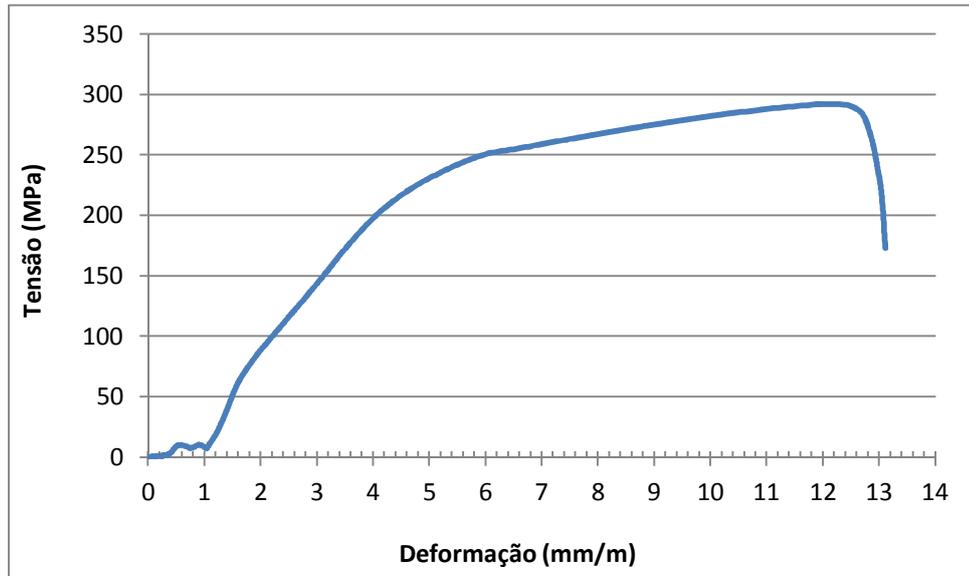
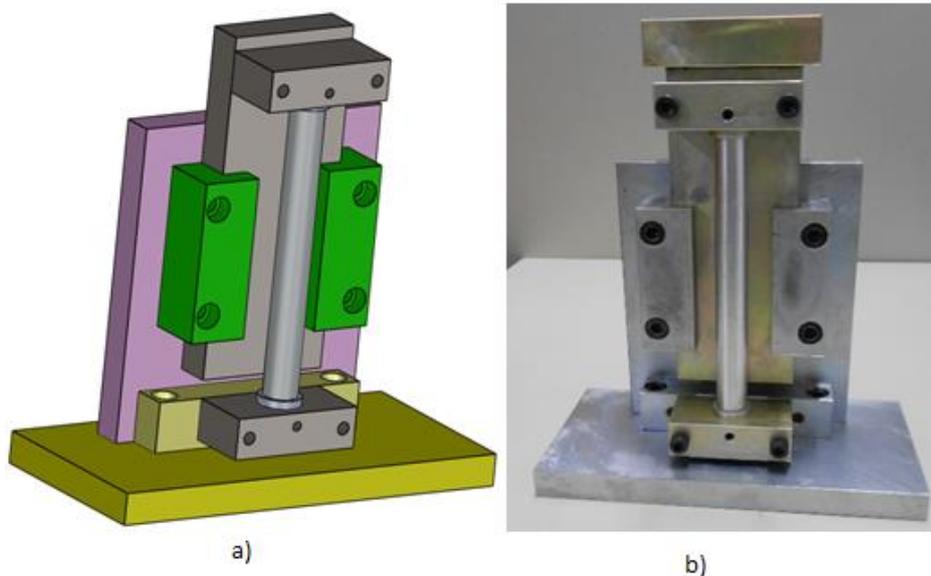


Figura 5.15 - Equipamento desenvolvido para calibrar os sensores a compressão: a) projeto; b) foto.



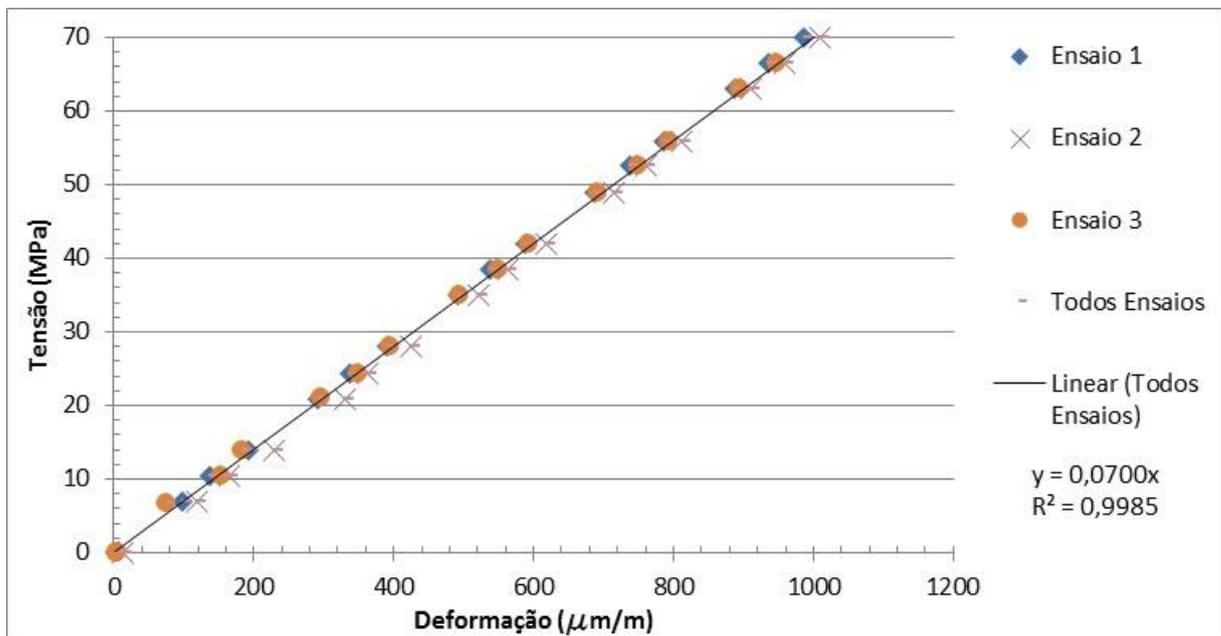
Deve-se ressaltar que calibrações à compressão com o uso do aparato de compressão, se justificaram nesta pesquisa por três hipóteses: primeiro, devido à natureza das cargas nos sensores numa situação de trabalho serem de compressão; segundo, o tamanho reduzido dos

sensores; e terceiro, a indisponibilidade de equipamentos de aplicação de carga como mordentes especiais da prensa.

5.2.2 Retas de calibração dos sensores

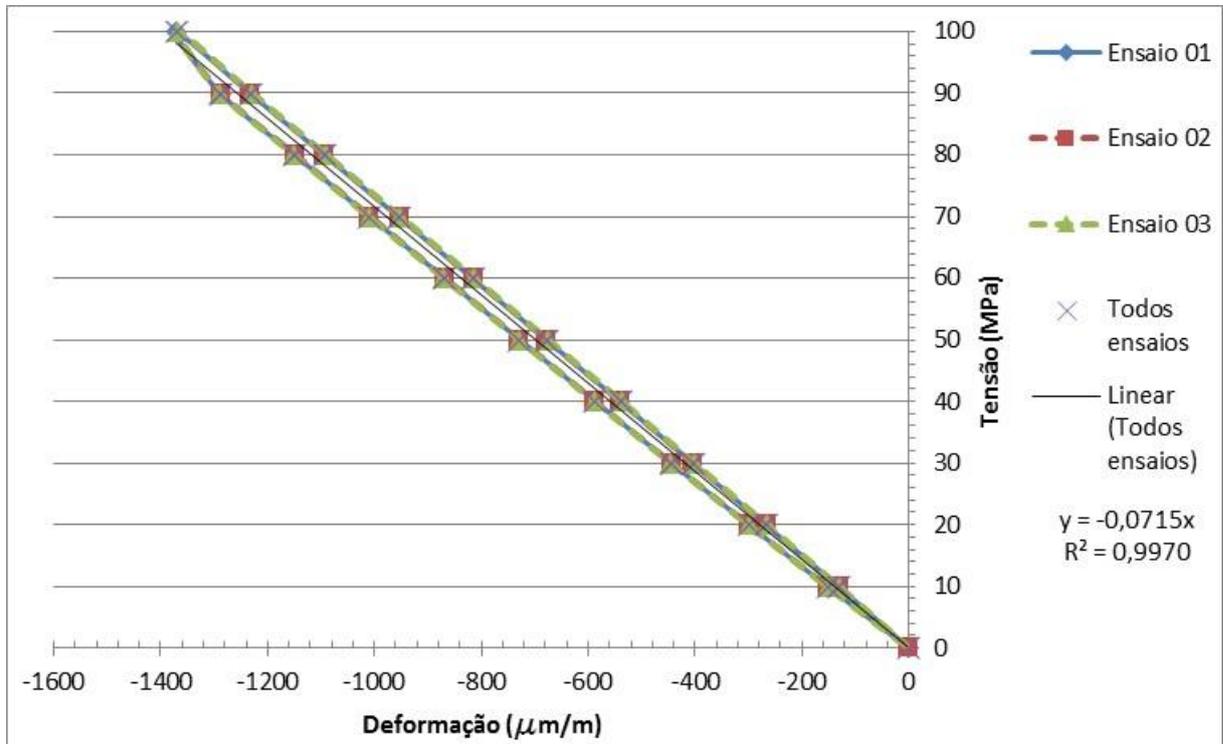
Foram observadas diferenças entre os resultados obtidos com a calibração à tração e à compressão. A Figura 5.16 mostra uma reta de calibração obtida por aplicação de tração na barra, e na Figura 5.17 mostra uma reta de calibração obtida por compressão, ambas Figuras mostram carga e descarga.

Figura 5.16 - Reta de calibração do sensor a tração.



Na calibração à compressão, utilizando o aparato, a resposta fornecida foi linear, no entanto, a reta de carga não é igual a reta obtida na descarga. A histerese observada entre carga e descarga pode ser explicada, pelos seguintes motivos: i) ao descarregar parte da deformação impressa no carregamento não é devolvida por resistência do aparato; e ii) devido à inércia do sistema de aplicação de carga, pode o valor da carga aplicada não ser aquela correspondente ao real.

Figura 5.17 - Reta de calibração do sensor a compressão.



Uma vez que o resultado assumido como calibração do sensor deve-se aproximar da condição de aplicação de carga da estrutura, partiu-se do princípio que somente a reta de carga, em particular o coeficiente angular, deveria ser adotado para representar o valor do módulo de elasticidade do sensor, de forma que a partir das deformações medidas pelo sistema de aquisição possa ser inferido qual nível de tensão no sensor para uma situação ao ar livre.

Pode-se afirmar que a calibração dos sensores à tração forneceu resultados lineares coincidentes para carga e descarga ó com regressão linear superior a 0,998 ó, melhores que os obtidos por calibração à compressão. No entanto, como discutido, a calibração por tração danificou os sensores. Apesar da regressão linear obtida na calibração à compressão ser de 0,99, foi observado visível histerese entre as curvas, sendo possível obter equações específicas para carregamento e descarregamento com regressões lineares melhores.

Nesta pesquisa, foram confeccionados e calibrados 94 (noventa e quatro) sensores. Os resultados das regressões lineares entre as deformações e tensões, para cada um dos três ensaios de carga e descarga, de cada sensor, são mostrados no Apêndice B ó também constam no Apêndice a regressão linear obtida, considerando somente os trechos de carregamento dos três ensaios.

A partir dos dados do Apêndice B foi construída a Tabela 5.2, com média, desvio padrão, coeficiente de variação, valores máximos e mínimos, e amplitude dos resultados das retas de calibração obtidas para todos os sensores. O valor médio encontrado para o módulo de elasticidade dos sensores na condição de calibração foi de 72,62 GPa, considerando somente trecho de carga dos três ensaios de calibração, com coeficiente de regressão linear de 0,9997.

Ao se considerar somente os trechos de carregamento dos três ensaios, para obter a regressão linear que representa a calibração do sensor, obtém-se coeficientes de regressão linear maiores dos que os obtidos para cada ensaio separadamente, conforme observado na Tabela 5.2. No entanto, as variações entre os 94 (noventa e quatro) sensores se tornam maiores, conforme evidenciado pelo coeficiente de variação e amplitude dos valores de coeficiente angular.

Os resultados da Tabela 5.2, para regressão linear dos três ensaios somente do trecho de carga, mostram variações entre os módulos de elasticidade dos sensores em até 10 GPa, evidenciando que poderia ser inserido um fator de correção para cada sensor, fazendo com que o valor obtido para coeficiente angular tendesse ao valor médio obtido.

Tabela 5.2 - Resumo dos resultados obtidos para calibração dos 94 sensores.

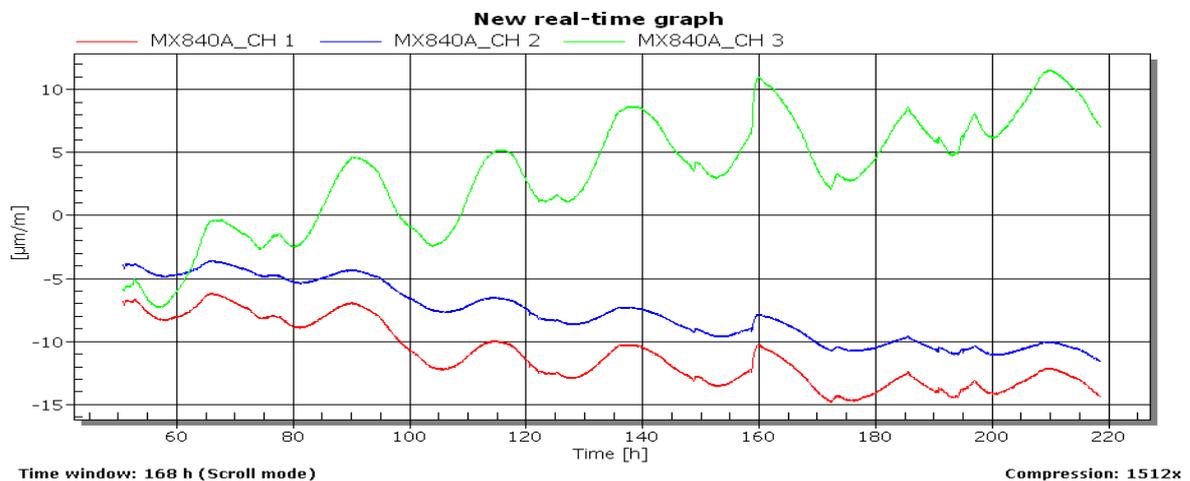
	Ensaio 1		Ensaio 2		Ensaio 3		Ensaio 1 a 3 - somente carga	
	Coef. Angular	(R ²)	Coef. Angular	(R ²)	Coef. Angular	(R ²)	Coef. Angular	(R ²)
Média	-0,07112	0,99327	-0,07115	0,99198	-0,07117	0,99086	-0,07262	0,99968
Desvio Padrão	0,00179	0,00415	0,00190	0,00508	0,00186	0,00591	0,00224	0,00026
Coef. Variação	-2,52%	0,42%	-2,67%	0,51%	-2,61%	0,60%	-3,08%	0,03%
Máximo	-0,067	0,99905	-0,06686	0,99861	-0,067	0,99806	-0,06713	0,99998
Mínimo	-0,07520	0,98253	-0,07564	0,97569	-0,07563	0,97569	-0,07774	0,99876
Amplitude	0,00820	0,01652	0,00878	0,02292	0,00863	0,02237	0,01061	0,00122

Os ensaios de calibração foram importantes para garantir o funcionamento dos sensores, numa situação de carga e descarga, em ambiente de laboratório, também para verificar a repetibilidade do comportamento tensão deformação obtida pelos ensaios, até confirmando o valor do módulo de elasticidade previsto na literatura para o alumínio de 70GPa, e por final, obter um coeficiente de correção em relação ao comportamento médio dos sensores.

5.3. VERIFICAÇÃO DA IMPERMEABILIZAÇÃO DOS SENSORES

Os sensores chegaram a ser testados por quase 220 horas submersos em água (Figura 5.18). Foram observados efeitos ressonantes em sinais lidos continuamente por período de tempo extenso; no entanto, quando comparados com o nível de deformação submetidos numa situação de trabalho, por exemplo, para pilaretes com tensões de 12,5MPa, estes efeitos são inferiores a 5% das deformações esperadas. Ainda, pode-se ressaltar que as leituras ao se monitorar uma obra não serão contínuas e sim discretas, não sendo preocupante o efeito ressonante do sinal.

Figura 5.18 - Testes dos sensores inundados ao longo do tempo.



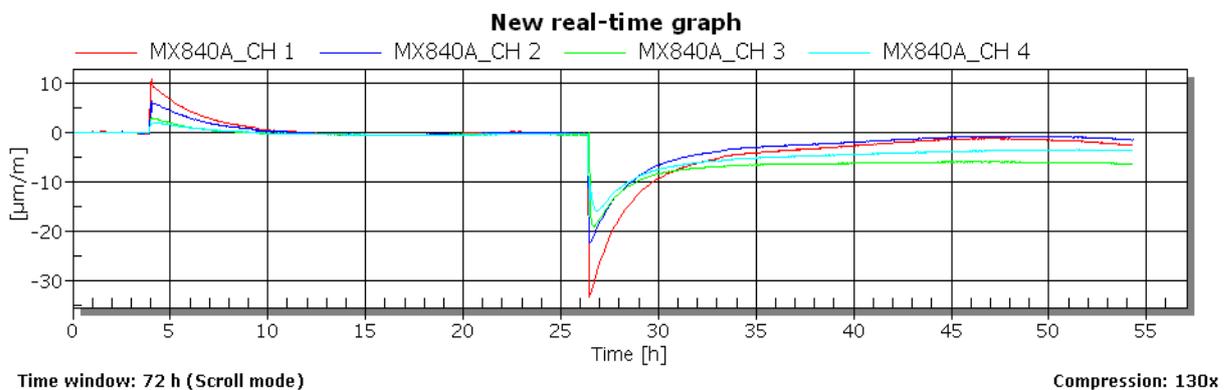
Também foi verificada a influência da temperatura do ambiente nos testes submersos, devido as curvas apresentaram os pontos de máximo ou mínimo a cada período de 24 horas, conforme notado na Figura 5.18. Sendo assim, procedeu-se um teste expedito, adicionando gelo (Figura 5.19), e, em seguida, água quente ao recipiente onde os sensores estavam submersos. Verificou-se que ocorreu alteração instantânea dos sinais lidos pelo módulo de aquisição.

Na Figura 5.20 são mostrados os resultados dos sinais lidos através do sistema de aquisição para uma simulação onde foi adicionado gelo próximo a 5 horas de submersão, gerando pico sinal positivo, e próximo a 25 horas de submersão, adicionado água quente o que gerou um pico de sinal negativo.

Figura 5.19 ó Adição de gelo nos sensores submersos para provocar uma variação de instantânea de temperatura.



Figura 5.20 ó Deformações dos sensores submersos submetidos a variações instantâneas de temperatura.



5.4. TESTES COM SENSORES SUBMETIDOS A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Com a finalidade de verificar quanto a variação de temperatura interfere em medidas instantâneas das deformações foram feitos testes com sensores submersos em água sob variação controlada da temperatura. Para tal, devido aos 8 canais do módulo de aquisição, foram escolhidos 8 sensores dentre os 69 disponíveis, usando como critério aqueles com valor de deformação absoluta mais próximo de zero, assim, seriam possíveis leituras com até duas casas após a virgula, sendo estes os sensores nº: 26, 27, 29, 51, 56, 61, 67 e 74.

Os 8 (oito) sensores escolhidos foram colocados num balde e submersos em água na temperatura ambiente, em seguida, foi adicionado gelo em quantidade suficiente para fazer a temperatura da água cair para 1° C. As medidas de temperatura foram feitas com um termômetro de coluna de mercúrio, graduado entre -20 °C e 80 °C, resolução de 0,5 °C. A homogeneidade da temperatura foi garantida mediante mistura por agitação e medida da temperatura expedida em 3 (três) pontos distintos do líquido com variação menor que 0,5 °C.

Com a temperatura da água em 1 °C, foi lido os valores iniciais dos 8 (oito) sensores submersos, numa frequência de 2 Hz, por cerca de 10 segundos, obtendo, assim, aproximadamente 20 (vinte) amostras; a média das amostras foi assumida como o valor de deformação para aquela temperatura daquele sensor. Prosseguiu-se para a próxima leitura através do aumento da temperatura, seja por aguardar o ganho de calor do líquido, ou por inserir água quente, sempre garantindo a homogeneidade da mistura. Assim, foi possível realizar leituras nas temperaturas de: 1 °C, 2 °C, 3 °C, 4 °C, 8 °C, 12 °C, 16 °C, 22 °C, 29 °C, 38 °C, 42 °C, 50 °C, e 62 °C. Na Figura 5.21 (a) e (b) mostra o teste sendo realizado.

Figura 5.216 Teste de temperatura: (a) início do teste, com temperatura de 1°C; (b) Final do teste, com temperatura de 62°C.



Com os valores médios de deformação para cada temperatura, foi possível traçar curvas para cada sensor, conforme mostra a Figura 5.22. A partir de cada curva observando o comportamento linear da variação da temperatura, foram traçadas retas de regressão linear,

onde o valor do coeficiente angular representa o gradiente de variação das deformações em função da temperatura (Tabela 5.3).

Figura 5.22 - Teste de variação de temperatura.

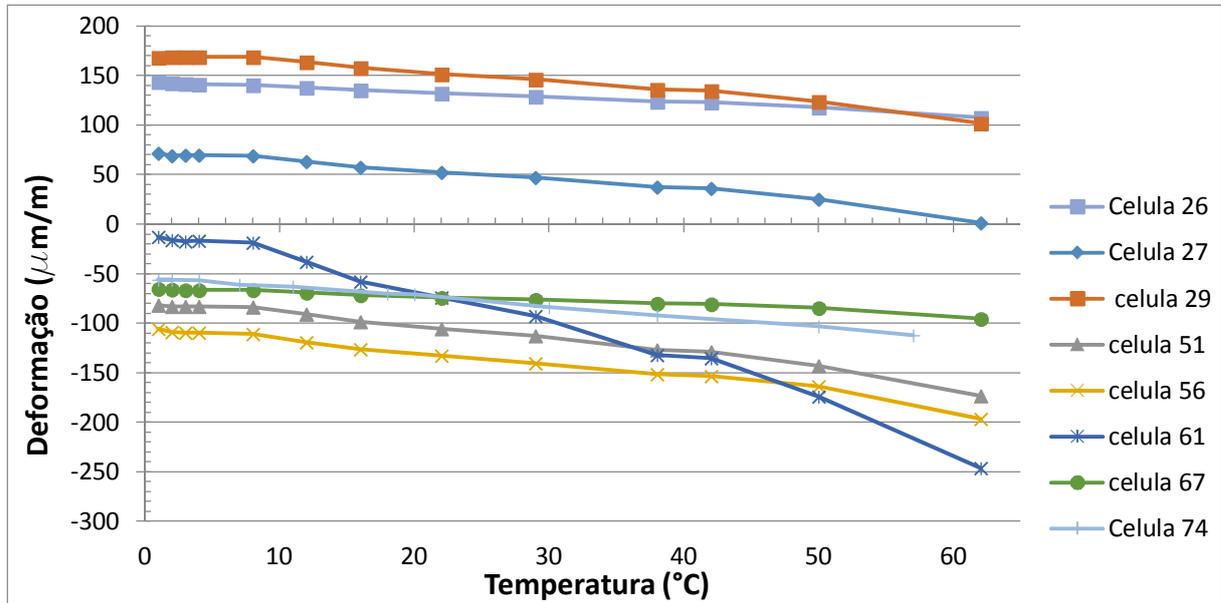


Tabela 5.3 - Gradientes de temperatura obtidos a partir de regressões lineares do teste de temperatura.

Sensores	Gradiente [(m/m)/°C]
Célula 26	-0,5513
Célula 27	-1,0405
Célula 29	-1,0329
Célula 51	-1,3979
Célula 56	-1,3285
Célula 61	-3,5826
Célula 67	-0,4469
Célula 74	-1,0099
Média	-1,30

Notou-se que as variações de temperatura dos sensores provocaram variação nos valores das leituras iniciais. Todavia, cabe ressaltar que os extensômetros adquiridos possuem a capacidade de auto compensação de temperatura para o alumínio, material da base, o que

significa uma compatibilização entre as deformações do alumínio e do extensômetro quando submetidos a variações de temperatura. Ainda, os sensores foram configurados para ponte completa onde as parcelas de deformação referentes a temperatura e flexão deveriam ser anuladas; a ponte foi montada com seis fios, eliminando o efeito do desequilíbrio da ponte devido ao comprimento do cabo de ligação ao sistema de aquisição.

Entretanto, entende-se que as variações de temperatura provocam variações de deformação pelos seguintes motivos:

- a) As camadas de proteção do sensor atuam como isolantes e tendem a provocar uma diferença de temperaturas entre a base e o circuito, tendendo a anular o efeito da auto-compensação.
- b) As condições para garantir anulação das parcelas referentes as deformações de temperatura previstas nas Equações (4.20) a (4.25), não foram conseguidas, por exemplo, o material não é completamente homogêneo e isotrópico, portanto, não sendo constante o coeficiente de Poisson. Ou ainda, a geometria de colagem não está perfeita, não garantida a ortogonalidade entre os sensores.

Apesar de todas as hipóteses levantadas para explicar o porquê ocorre variação de deformação pela temperatura, há de se considerar que o valor médio de $1,3 \text{ m/m/}^\circ\text{C}$ encontrado para o gradiente provocariam acréscimos ínfimos entre 5 a 15 m/m , considerando variações típicas ambientais de temperatura. Estas deformações por efeito de temperatura seriam da ordem de 5% da faixa de trabalho de deformação pretendida, por exemplo, nos pilaretes para uma tensão de 12,5 MPa.

5.5. PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA

Foi escolhida uma estaca experimental executada em Goiânia, situada na avenida A, Jardim Santo Antônio, em um galpão de uma empresa de engenharia geotécnica, conforme localização mostrada na Figura 5.23, com coordenadas: 22k; 686344E; 8149694S. A empresa executora permitiu a execução da instrumentação e a cessão de dados, uma vez que a prova de carga somente foi executada para fins de treinamento com funcionários e testes de equipamentos.

Figura 5.23 - Localização da prova de carga executada (Fonte: Google Maps, e <http://www.mbi.com.br/mbi/biblioteca/artigos/2009-04-base-cartografica-digital-como-instrumento-gestao>)

Adaptado pelo autor.

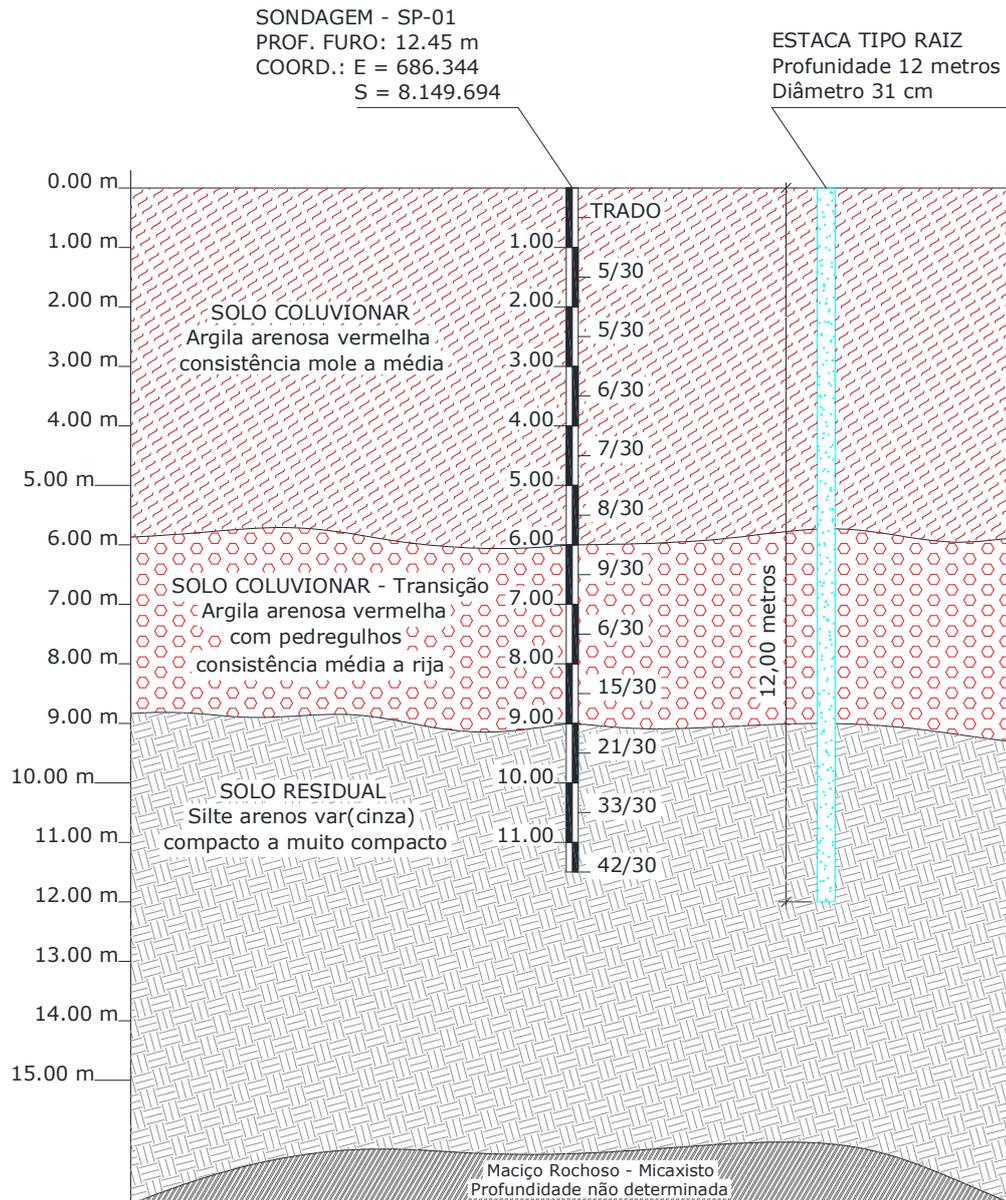


A prova de carga estática foi planejada com a execução pelo método do ensaio lento, respeitando os critérios da NBR 12131 (ABNT, 2006), sendo adaptados os patamares de carga, a fim de se executar mais patamares, em função do treinamento e da pesquisa desenvolvida.

O perfil geotécnico é mostrado na Figura 5.24, sendo composto por: i) uma camada de 0,0 a 6,0 metros de profundidade de uma camada coluvionar de argila arenosa vermelha porosa, com concreções lateríticas, de consistência mole a média, ii) seguida de uma camada transicional, também coluvionar, de argila arenosa vermelha entre 6,0 a 9,0 com pedregulhos

quartzosos de consistência média a rija; iii) seguida de uma camada residual, de silte arenoso coloração variegada roxa e cinza, micáceo, compacto a muito compacto, preservando feições remanescentes do maciço rochoso, composto por rochas metamórficas xistosas micáceas. No Anexo A é mostrada a sondagem do terreno.

Figura 5.24 ó Perfil geotécnico construído a partir da sondagem SPT.



A estaca de teste foi do tipo raiz, com 12 metros de profundidade, e diâmetro de 31 cm. O sistema de reação com apenas 2 estacas, ditas estacas de reação de mesmo diâmetro e com 12 metros de comprimento. No Anexo B é mostrado o projeto da prova de carga estática, com memorial de cálculo da estaca teste, e das reações. A empresa executora estabeleceu para a

estaca teste, a partir de cálculos, usando métodos semi-empíricos próprios, a resistência última de 1500 kN. A capacidade de carga do sistema de reação também foi calculada pela empresa executora, usando métodos semi-empíricos, conforme consta no Anexo B.

Os intervalos de carga modificados pretendidos foram: 0; 200; 400; 600; 800; 1000; 1100; 1200; 1300; 1400; 1500 kN; para os estágios de descarga foi pré-estabelecido: 1500; 1100; 800; 500; 200; 0 kN. As cargas foram aplicadas com auxílio de macaco hidráulico controlado por bomba elétrica, sendo lida a pressão no manômetro de saída da bomba elétrica, e por meio de uma reta calibração, fornecida pela empresa executora as forças atuantes no êmbolo, sendo obtidas forças com valores aproximados aos pretendidos.

Foi executado um bloco de coroamento de dimensões de 500 x 500 x 500 mm sobre a estaca teste. Os deslocamentos da estaca teste foram medidos com relógios micro-comparadores digitais, com resolução de décimos de milímetro, e curso de deslocamento máximo de 25 mm.

O sistema de reação composto por viga de reação mesa de ancoramento de tirantes, foram montados por empresa com técnicos especializados, sendo garantidos cuidados com alinhamento da viga, travamento de tirantes, tratamento da superfície do bloco da estaca teste, conforme mostra a Figura 5.25.

A estaca foi instrumentada em 4 (quatro) níveis: 0 m, 6 m, 9 m, e 12 m, conforme mostrado no Apêndice C. Em cada nível foram instalados 2 (dois) sensores (Figura 5.26a), estando próximos um do outro, no entanto, em seções transversais diferentes. Os sensores do nível 0 ficaram logo abaixo do bloco (Figura 5.26b). A estaca teste foi armada em toda sua extensão (12 metros), com 8 barras de 8 mm, com estribos de 5 mm a cada 150 mm (Figura 5.26c). A armação em toda sua extensão se fez necessária devido a instalação dos instrumentos, conforme Figura 5.26 (a), (b) e (c).

Figura 5.25 - Sistema de reação da prova de carga estática.



Figura 5.26 ó Fixação dos sensores ao longo da estaca prova: (a) sensores instalados em seções transversais diferentes; (b) sensores próximos à cota de arrasamento do bloco; (c) sensores ao longo da estaca.



Os cabos dos sensores foram amarrados ao longo das barras longitudinais com presilhas plásticas, de modo a deixar todos os cabos o mais organizado possível para evitar danos da descida da ferragem e concretagem da estaca raiz.

A estaca foi executada no dia 05 de novembro de 2014. Durante a descida da armadura devido a sua extensão, e a limitação do comprimento da haste do equipamento de perfuração, a armação sofreu uma flexão durante seu içamento, conforme mostrado na Figura 5.27 (a). Os cabos dos sensores foram enrolados em um pacote protegido por sacos plásticos na parte superior da armadura (Figura 5.27 (a)). Necessário ressaltar, que a concretagem foi executada inserindo um tubo de diâmetro de 50 mm até o fundo para injeção da argamassa de cimento, com inserção de baixo para cima em etapas intercaladas com a retirada dos tubos de revestimento, demonstrado pela Figura 5.27 (c). A concretagem foi executada com cuidado para não danificar os cabos dos sensores, e também uma mangueira flexível de polietileno foi instalada para agrupar todos os cabos dos sensores, no trecho superior da estaca (Figura 5.27 (b)), garantindo a proteção dos cabos tanto na concretagem quanto no arrasamento da estaca.

Argamassa da estaca foi dosada para 25 MPa de resistência característica. Foram retirados quatro corpos de prova de 15x30 cm, para comprovação da resistência e ensaio de módulo de elasticidade. O ensaio de resistência característica da argamassa foi executado, conforme NBR 5739 (ABNT, 2007), aos 28 dias, obtendo a resistência característica de 36 MPa. O valor do módulo de elasticidade encontrado para a argamassa foi de 20,17 GPa, também executada aos 28 dias, em conformidade com NBR 8522 (ABNT, 2008).

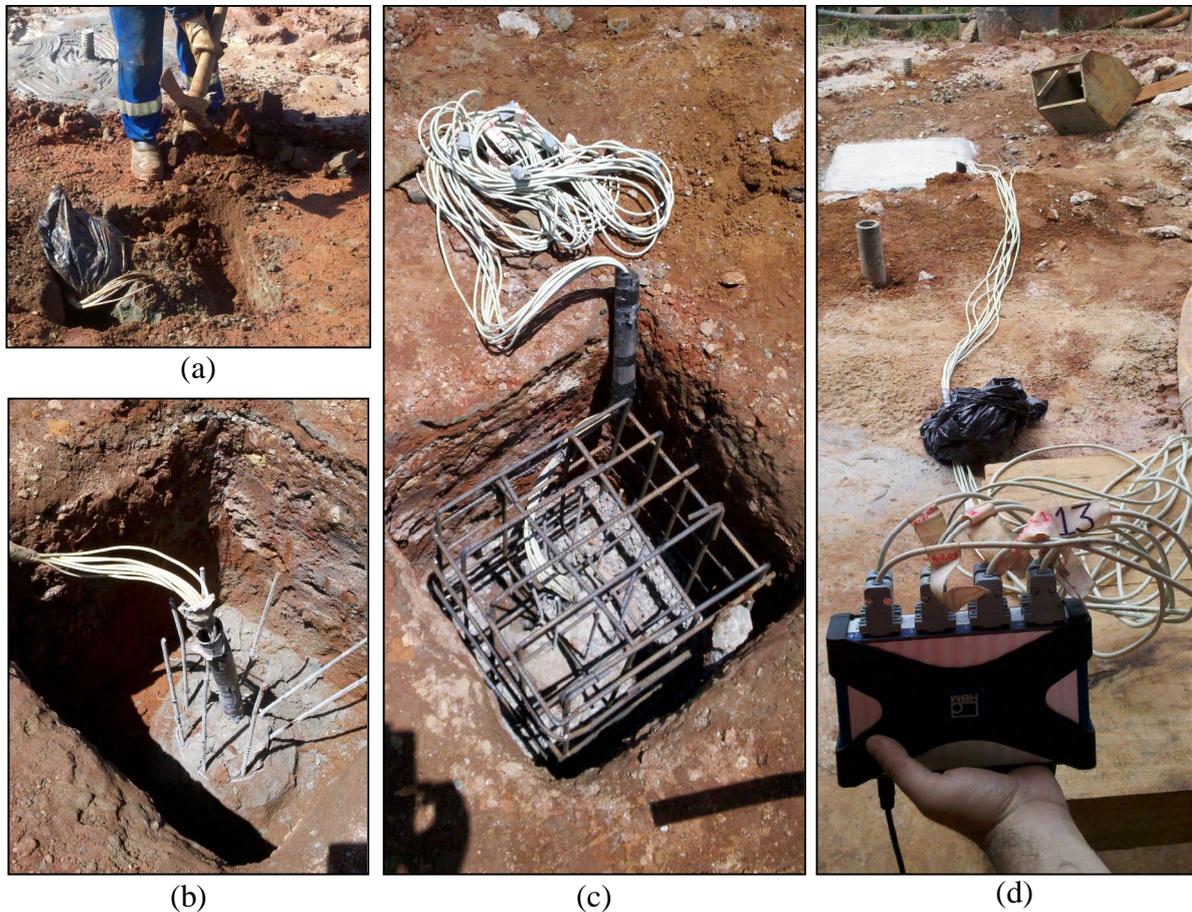
O bloco foi escavado manualmente, conforme mostra Figura 5.28 (a), cuidando para que não fossem feitas avarias nos cabos. A estaca foi arrasada cerca de 50cm, cuidando para que não fossem seccionados os cabos da instrumentação (Figura 5.28 (b)), foi feito um berço com brita para o bloco, a ferragem do bloco foi executada na forma de gaiola, com ferros de 10mm (Figura 5.28 (c)). Os cabos foram direcionados para a lateral do bloco, a fim de que quando concretado o bloco não saísse ortogonal à superfície, de forma a não atrapalhar o posicionamento da chapa de aço de transmissão da carga do macaco para o bloco, este detalhe pode ser visto Figura 5.28 (c).

Figura 5.27 ó Posicionamento da ferragem e concretagem da estaca prova: (a) suspensão da ferragem; (b) vista superior da ferragem e da saída dos cabos do furo; (c) execução da concretagem da estaca.



A primeira leitura dos sensores foi realizada 3 dias após a concretagem (Figura 5.28d), e apenas 1 (um) dos 8 (oito) sensores foi perdido, sendo o sensor de imersão do nível de 9 metros. Existem duas hipóteses para justificar perda deste sensor: i) ao içar a armadura a flexão da mesma causou ruptura do cabo, ou avaria que provocasse curto no cabo; e ii) a inserção do tubo galvanizado de 50 mm durante a concretagem, ao subir ou descer, pode ter causado avaria no cabo do sensor a 9 metros.

Figura 5.28 ó Bloco de coroamento da PCE: (a) perfuração do bloco; (b) arrasamento da estaca; (c) posição do bloco com passagem dos cabos pela lateral; (d) testando instrumentações após concretagem.



Durante a execução da prova de carga, o monitoramento das instrumentações foi feito de maneira contínua, sem alterar nenhum procedimento de aplicação de carga, sendo os critérios de estabilização dos recalques determinados pela NBR 12131(ABNT, 2006) obedecidos em todos os estágios (Figura 5.29). Após a execução da prova de carga, e também até 20 meses após a concretagem, os 7 (sete) sensores continuavam funcionando sem avarias.

No entanto, durante a execução da prova de carga estática, após o estágio de pressão no manômetro correspondente a 1000 kN, quando se desejava alcançar 1100 kN, ocorreu a ruptura do sistema de reação. Não sendo possível aplicar cargas maiores a patamar previsto de 1000 kN, observando muitas aberturas de fissuras ao redor das estacas de reação, inclusive com levantamento visual nítido (Figura 5.30). Apesar de não alcançar a ruptura da estaca teste, todos os dados obtidos foram aproveitados.

Figura 5.29 ó Monitoramento da instrumentação durante a execução da prova de carga estática.



Figura 5.30 - Ruptura do sistema das estacas de reação.



Os dados fornecidos como resultados da prova de carga estática são mostrados na Tabela 5.4. As cargas atuantes foram ligeiramente diferentes em relação as programadas no ensaio, em função de se utilizar as pressões no manômetro, assumindo por facilidade de leitura os valores inteiros de: 50; 80; 100; 125; 150; 162; 120; 100; 70; 45 kg/cm² (4,9; 7,8; 9,8; 12,3; 14,7; 15,9; 11,8; 9,8; 6,9; 4,4 MPa). Sendo as cargas atuantes calculadas a partir da reta de calibração, fornecida pela empresa executora, com os valores da pressão no manômetro.

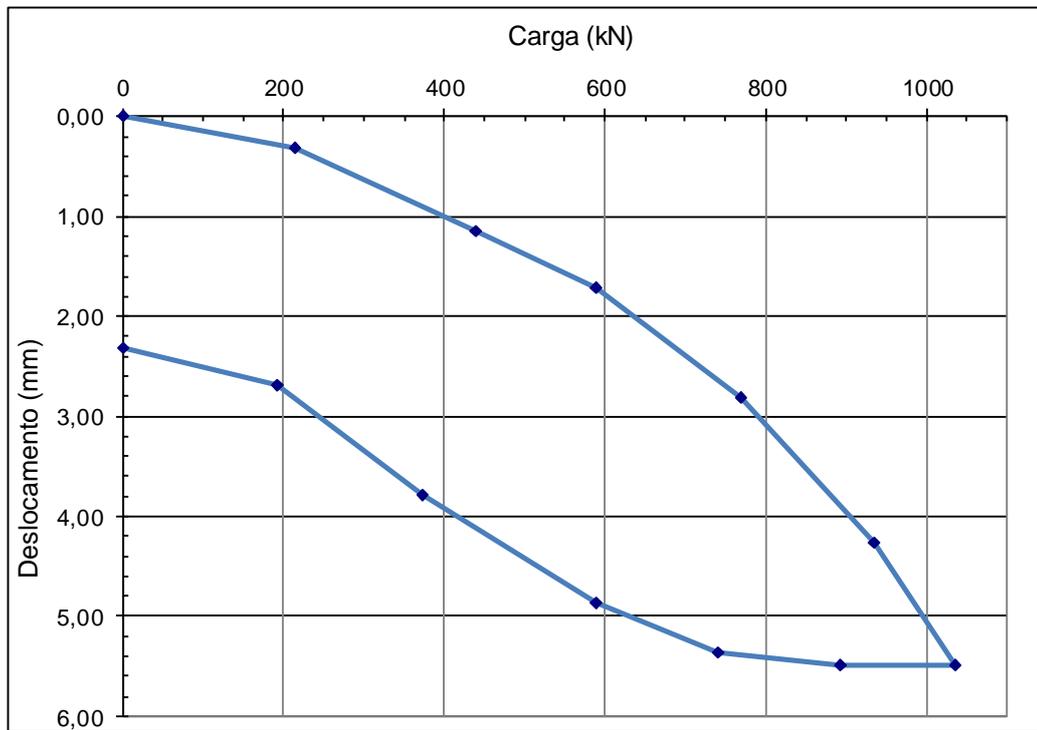
Os deslocamentos foram medidos por 4 (quatro) relógios micro comparadores eletrônicos, sendo considerado a média dos relógios como o valor do deslocamento da estaca. Foram obtidos os deslocamentos relativos entre cada incremento de carga através da subtração dos valores médios obtidos, e em seguida a partir dos valores relativos, foram calculados os valores de deslocamento acumulado.

Tabela 5.4 ó Resultados das cargas aplicadas e deslocamentos medidos no topo da PCE.

Carga (tf)	Carga (kN)	Relógio 1 (mm)	Relógio 2 (mm)	Relógio 3 (mm)	Relógio 4 (mm)	Média Relógios (mm)	Desl. Relativo (mm)	Desl. Acumulado (mm)
0,00	0,00	0,14	0,15	0,00	0,00	0,07	0,00	0,00
21,93	214,91	0,33	0,47	0,36	0,36	0,38	0,31	0,31
44,72	438,21	1,10	1,49	1,24	1,06	1,22	0,84	1,15
60,15	589,47	1,66	2,16	1,82	1,54	1,80	0,57	1,73
78,53	769,55	2,72	3,55	2,86	2,44	2,89	1,10	2,82
95,43	935,21	4,13	5,36	4,31	3,56	4,34	1,45	4,27
105,72	1036,06	5,65	6,91	5,20	4,47	5,56	1,22	5,49
91,02	892,00	5,65	6,91	5,20	4,47	5,56	0,00	5,49
75,59	740,73	5,54	6,79	5,07	4,35	5,44	-0,12	5,37
60,15	589,47	5,06	6,24	4,52	3,92	4,94	-0,50	4,86
38,10	373,38	4,09	5,00	3,36	3,02	3,87	-1,07	3,80
19,73	193,31	3,05	3,60	2,26	2,14	2,76	-1,11	2,69
0,00	0,00	2,64	2,99	1,99	1,95	2,39	-0,37	2,32

A partir dos valores da Tabela 5.4, foi possível traçar a curva carga recalque dos resultados obtidos para PCE executada, conforme mostra Figura 5.31, não sendo perceptível comportamento de ruptura, ou seja, não definindo a carga última.

Figura 5.31 6 Curva carga recalque obtida como resultado da PCE.



5.6. APLICAÇÕES DE MÉTODOS TEÓRICOS

Partindo dos métodos descritos no Capítulo 3, para determinação da capacidade de carga, do recalque isolado em uma estaca, e da interpretação da curva carga recalque, procurou-se aplicar alguns destes métodos para determinação teórica dos comportamentos, e comparar com os resultados encontrados para a prova de carga instrumentada.

Para determinação da capacidade de carga da estaca foram utilizadas correlações semi-empíricas partindo do SPT, pois esse era o único ensaio disponível, não possuindo dados necessários para aplicações de métodos teóricos. A sondagem SPT consta no Anexo A, e para fácil entendimento, optou-se em demonstrar o tipo de solo, profundidade e valores de N_{SPT} da sondagem do terreno pela Tabela 5.5. Os métodos semi-empíricos considerados foram aqueles de possível utilização para estacas tipo raiz, sendo estes: Aoki e Velloso (1975); Décourt e Quaresma (1978); Lizzi (1982); Milititsky e Alves (1985); David Cabral (1986); BRASFOND (1991); Teixeira (1996).

Para a interpretação da curva carga recalque foram utilizados os métodos que definem uma ruptura convencional, dentre eles: Terzaghi (1943); Davisson (1972); e da NBR 6122 (ANBT, 2010), e métodos de extrapolação da curva carga-recalque, sendo estes: Van der Veen (1953); Chin-Kondner (1971); e Décourt (1998).

Em função da sondagem ter sido finalizada na profundidade da ponta da estaca, devido a encontrar um terreno bastante competente, optou-se por não calcular o recalque do topo da estaca, devido a compressões de camadas inferiores.

Tabela 5.5 ó Profundidade, tipo de solo e N_{SPT} da sondagem executada para PCE.

Profundidade (m)	TIPO DE SOLO	N_{SPT}
0,00 a 1,00	Argila arenosa	-
1,00 a 2,00	Argila arenosa	5
2,00 a 3,00	Argila arenosa	5
3,00 a 4,00	Argila arenosa	6
4,00 a 5,00	Argila arenosa	7
5,00 a 6,00	Argila arenosa	8
6,00 a 7,00	Argila arenosa com pedregulhos	9
7,00 a 8,00	Argila arenosa com pedregulhos	6
8,00 a 9,00	Argila arenosa com pedregulhos	15
9,00 a 10,00	Silte arenoso	21
10,00 a 11,00	Silte arenoso	33
11,00 a 12,00	Silte arenoso	42

CAPÍTULO 6

INSTRUMENTAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO

Ao se projetar uma fundação estacada, seja radier estaqueado ou bloco sobre estacas, parte-se de informações do projeto estrutural, do quadro de cargas, das cargas nos pilares. Sendo considerado que estas cargas nos pilares são transmitidas aos blocos, ou radier, e estes distribuem para as estacas. Já foram discutidas no Capítulo 2 as complexidades envolvidas no desenvolvimento do projeto de fundações estacadas. Por outro lado, se conhecidas as cargas nos pilares e nas estacas, através de instrumentações, mesmo que o bloco não seja instrumentado, seria possível através das diferenças determinar quanto da carga aplicada foi absorvida pelo bloco.

Neste capítulo apresenta-se a aplicação da instrumentação desenvolvida, descrita no capítulo 5, em pilares de concreto. Com a finalidade de que em próximos trabalhos estas instrumentações possam ser aplicadas, desde que entendidas suas potencialidades e limitações.

Na calibração dos sensores, a reta de calibração obtida representa a relação entre tensão fornecida pela prensa e as deformações fornecidas pelo sistema de aquisição de dados, onde o seu coeficiente angular representa o módulo de elasticidade do material do sensor. No entanto, ao aplicar os sensores num pilar de concreto armado, considerando uma dada tensão atuando sobre o conjunto, estas provocam deformações diferentes às obtidas pela calibração. Portanto, na situação de aplicação do sensor dentro do pilar para uma dada tensão, as deformações obtidas seguem um módulo de elasticidade composto, no caso do pilar influenciado pelos materiais do concreto e do aço que compõe o conjunto.

A fim de se entender o comportamento dos sensores em pilares de concreto armado e validar o uso do módulo de elasticidade composto foram construídos protótipos de pilares curtos ó modelos reduzidos na forma de pilaretes ó, e estes foram submetidos a testes de ciclos de carregamento. Também foi acompanhado o desempenho dos sensores durante a concretagem, pega, cura, e pós carregamentos.

6.1. INSTALAÇÃO DOS SENSORES EM PILARETES DE CONCRETO

Os modelos reduzidos na forma de pilaretes foram confeccionados em quatro campanhas distintas, conforme mostrado pela Tabela 6.1.

Tabela 6.1 ó Campanhas de execução dos pilaretes, com data de concretagem, armação e altura.

Campanha	Pilaretes	Data de concretagem	Concreto	Altura
1	01	06 de maio de 2014	Armado	600mm
	02			
2	03	03 de setembro de 2014	Armado	500mm
	04			
3	05	02 de julho de 2015	Armado	500mm
	06			
4	07	17 de novembro de 2015	Simples	500mm
	08			

Todos os pilaretes foram executados com dimensões transversais de 150 por 150 mm e concreto com resistência característica (f_{ck}) de 25 MPa. No Apêndice D é mostrado o projeto básico para montagem dos pilaretes. Os pilaretes de concreto armado possuíam 4 barras longitudinais de aço de 10 mm de diâmetro, estribos de 5 mm de diâmetro, estes espaçados a cada 110 mm. Os critérios de dimensionamento seguiram o previsto por Carvalho e Figueredo Filho (2004) e Bastos (2005), de forma que os pilaretes se comportassem como pilares curtos. Em cada pilarete foram instalados 02 (dois) sensores, sendo um de imersão e outro de barra, em seções transversais não coincidentes e próximas ao trecho médio do pilar, exceto nos pilaretes de concreto simples (07 e 08), onde somente foi usado um sensor de imersão por pilar. Na Figura 6.1 são mostrados os posicionamentos dos sensores de barra soldados em anteparos na ferragem e os sensores de imersão centralizados por meio de arames recozidos.

Figura 6.1 - Fôrma e ferragem dos Pilaretes (3 a 6) com sensores posicionados.



Para que os sensores fossem instalados corretamente, de modo a não interferir no comportamento estrutural, foi necessário cuidado e atenção para se evitar, por exemplo, danos provenientes da soldagem. As chapas, para a instalação dos sensores de barra, foram soldadas na armadura da estaca empregando um gabarito específico, desenvolvido para esta pesquisa, com a finalidade de garantir a distância correta e o alinhamento para a fixação dos sensores de barra, como mostrado na Figura 6.2.

Figura 6.2 - Gabarito para a solda das placas de ancoragem do sensor de barra.



O sensor de imersão foi instalado usando os vergalhões adjacentes para posicionamento e centralização, tendo o cuidado e a atenção, durante a concretagem do pilarete, de evitar danos que alterassem o alinhamento do sensor. A Figura 6.3 mostra esquema de montagem adotado.

Os pilaretes foram submetidos a ciclos de carga e descarga, com aplicações em níveis de carga mantidas constante, o que foi possível por uso de prensa servo controlada ó procedimento similar a calibração dos sensores. Variou-se o número dos níveis de carga e descarga, assim como o tempo de cada patamar de carga. A Tensão máxima aplicada foi limitada a 15 MPa, cerca de 60% da tensão teórica de ruptura (f_{ck} de 25MPa), assumindo que até este limite não ocorre abertura de fissuras e o comportamento pudesse ser assumido como elástico.

Também foram colados extensômetros nas faces dos pilaretes com o objetivo de comparar o comportamento dos sensores no interior do pilarete, seja de imersão ou de barra, com o sensor externo, sendo o próprio pilarete. Para tal foram usados extensômetros específicos para

concreto, colados em configuração de ponte completa de *Wheatstone*, para esforço axial, conforme mostra a Figura 6.4. Conforme orientado por Barreto Junior (2005) foi usado camada fina de massa epóxica para regularização e colagem dos extensômetros, uma vez que a superfície do concreto se mostrou muito porosa e irregular, mesmo após lixamento.

Figura 6.3 - Instalação do sensor de imersão na ferragem do pilarete.



Figura 6.4 - Ensaios de ciclos de carga pilarete 01 com extensômetros na face.



Ainda foi determinado em laboratório a partir de corpos de prova de concreto simples, o módulo de elasticidade do concreto. A metodologia utilizada para determinação do módulo foi a prevista na NBR 8522 (ABNT, 2008), no seu item 3.6, que obtém o módulo de elasticidade tangente inicial para a aplicação de 30% da força máxima. Para os ensaios de módulo de elasticidade da campanha 2 e 3, foi utilizado o aparato do compressômetro (ARAÚJO; GUIMARÃES; GEYER, 2012) medindo-se os deslocamentos com instrumentos mecânicos, relógios micro comparadores, com resolução de milésimo de milímetro (m), conforme mostra a Figura 6.5. Para a campanha 4 as medidas de deslocamento foram tomadas a partir de LVDTs da prensa EMIC, onde a partir das tensões mínimas e máximas inseridas na configuração do ensaio, foram obtidos os módulos de elasticidade.

Também foram feitos ensaios de resistência à compressão conforme NBR 5739 (ABNT, 2007). Ambos os ensaios foram realizados no LABITECC/UFG. Na Tabela 6.2 são mostrados os resultados obtidos pelos ensaios de resistência a compressão simples e módulo de elasticidade utilizados para caracterização do concreto.

Tabela 6.2 ó Resultados do ensaio de módulo de elasticidade do concreto das campanhas 1 a 4.

		mín (MPa)	rup (MPa)	máx (MPa)	mín (m/m)	máx (m/m)	E (GPa)
Campanha 1	-	-	25*	-	-	-	25*
Campanha 2	CP-01	0,5	23,0	6,9	4,8E-05	2,8E-04	27,2
	CP-02	0,5	23,0	6,9	3,0E-05	2,7E-04	26,3
	CP-03	0,5	23,0	6,9	2,0E-05	2,6E-04	26,7
Campanha 3	CP-01	0,5	34,7	10,4	5,8E-06	5,5E-05	30,1
	CP-02	0,5	34,7	10,4	1,2E-05	6,8E-05	26,3
	CP-03	0,5	34,7	10,4	7,3E-06	5,7E-05	30,0
Campanha 4	CP-01	0,5	33,5	10,0	-**	-**	22,3
	CP-02	0,5	33,5	10,0	-**	-**	23,1
	CP-03	0,5	32,5	10,0	-**	-**	23,8

* valor adotado, informado pelo fornecedor do concreto usinado.

** Medidas com LVDT - aquisição via prensa EMIC

A finalidade de se obter o módulo de elasticidade do concreto, foi a partir deste calcular o módulo de elasticidade composto do pilar, uma vez que se conhece o módulo do sensor através da calibração, e da barra de aço. O módulo composto foi calculado por uma média ponderada dos módulos dos materiais em função da área que eles ocupam numa seção transversal, conforme a Equação (6.1). Os trabalhos de Garcia (2015) e Freitas Neto (2013)

também utilizam o conceito de módulo composto a partir da média ponderada em função das áreas dos materiais.

Figura 6.5 - Execução de ensaio de módulo de elasticidade em corpos de prova de concreto.



$$E_M = \frac{E_C \cdot A_C + E_A \cdot A_A + E_{SEN} \cdot A_{SEN}}{A_T} \quad (6.1)$$

onde:

E_M é o módulo de elasticidade composto;

A_T é a área da seção transversal;

E_C é o módulo de elasticidade do concreto obtido por ensaio de módulo;

A_C é a área somente de concreto na seção transversal;

E_A é o módulo de elasticidade do aço obtido em ensaio e conforme literatura;

A_A é a área somente de aço na seção transversal;

E_{SEN} é o módulo de elasticidade do sensor;

A_{SEN} é a área que o sensor ocupa na seção transversal.

6.2. TESTES COM PILARETES DE CONCRETO

Vários testes foram feitos com os pilaretes, visando desde a simples verificação dos sensores, do seu desempenho, acompanhando as deformações sem carregamento quando da concretagem, pega e cura seja submersa ou ar livre, até simulações de carga a níveis de pilares, seja em ciclo de carregamentos variando a grandeza das cargas aplicadas e o tempo de aplicação, verificando o comportamento quanto à repetibilidade, e também comparando com extensômetros externos e, ainda, verificando o desempenho dos sensores pós ciclos de carga.

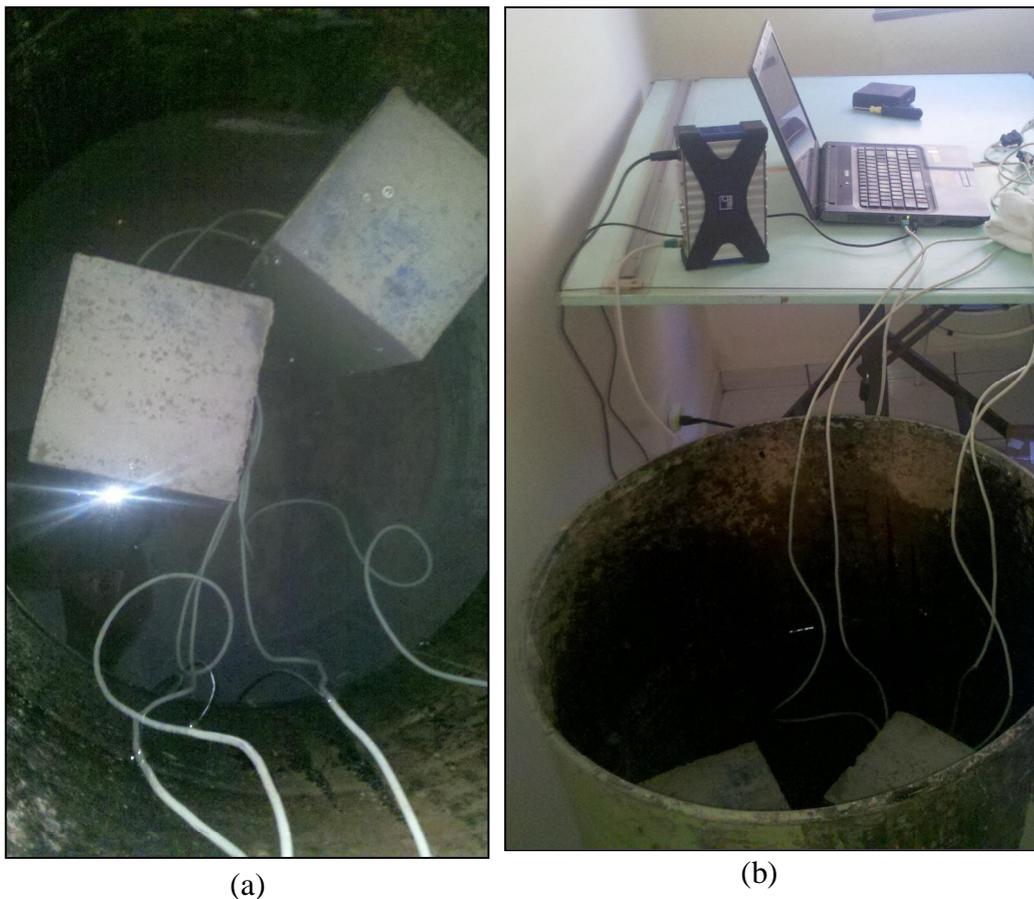
6.2.1 Acompanhamento dos pilaretes submersos em água

Na campanha 1 optou-se por cura submersa dos pilaretes 01 e 02, para tal foi utilizado um tambor de 200 litros conforme mostra a Figura 6.6 (a) e (b). Após 1 dia da concretagem os pilaretes foram desformados e submersos. As deformações dos sensores sem aplicação de nenhum carregamento, somente sobre a influência da submersão, foram monitoradas continuamente por um período superior a 100 horas, a partir do momento da inserção dos pilaretes na água, como mostra os resultados das deformações na Figura 6.7, onde: MX840A_CH1 são as deformações do sensor de barra do pilarete 01; MX840A_CH2 são as deformações do sensor de imersão do pilarete 01; MX840A_CH3 são as deformações do sensor de imersão do pilarete 02; e MX840A_CH4 são as deformações do sensor de barra do pilarete 02.

A partir da Figura 6.7, pode-se observar que a submersão dos pilaretes, durante a cura sem incidência de carregamento, provocou um acréscimo positivo das deformações, da ordem de 25 μm em 96 horas de monitoramento, o que pode ser atribuído ao fato da submersão, provocar absorção de água pelo pilarete devido a saturação do concreto, ou a processos iniciais de cura do concreto que podem gerar uma retração nos sensores. Também que os sensores de barra possuem o comportamento das deformações, mais próximos, quase coincidentes, quando comparados aos de imersão, sendo suas deformações menos afetadas pela submersão do pilarete, por se mostrarem menores ao longo de todo o teste. Outro fator observável está na ondulação das deformações, com comprimento de onda de 24 horas, levando a concluir que o horário de leitura das deformações influencia nos resultados em função da variação de temperatura do ambiente.

Após as 100 horas mostradas na Figura 6.7, os pilaretes 01 e 02 foram deixados submersos por um período de 7 dias sem monitoramento, quando novamente foram executadas leituras contínuas dos sinais das deformações dos sensores por cerca de 94 horas, conforme mostra a Figura 6.8, totalizando 16 dias após a desforma. Os códigos de canais da Figura 6.7 são iguais aos da Figura 6.8.

Figura 6.6 ó Pilaretes 01 e 02: (a) vista dos pilaretes submersos; (b) equipamento de aquisição monitorando deformações dos pilaretes submersos.



Na Figura 6.8 se observa que todos os sinais se mostram decrescentes, com comportamento próximo entre as curvas, porém as deformações dos sensores de barra se mostraram mais coincidentes em relação aos sensores de imersão, novamente se observa a amplitude da ondulação da ordem de 24 horas, corroborando com a conclusão sobre a influência da temperatura ao longo do dia sobre a leitura dos sinais de deformação.

Figura 6.7 ó Acompanhamento pilaretes 01 e 02, sem carregamento, submersos. Dia 2 a 5. Sendo os sensores: CH1 barra P1; CH2 imersão P1; CH3 imersão P2; CH4 barra P2.

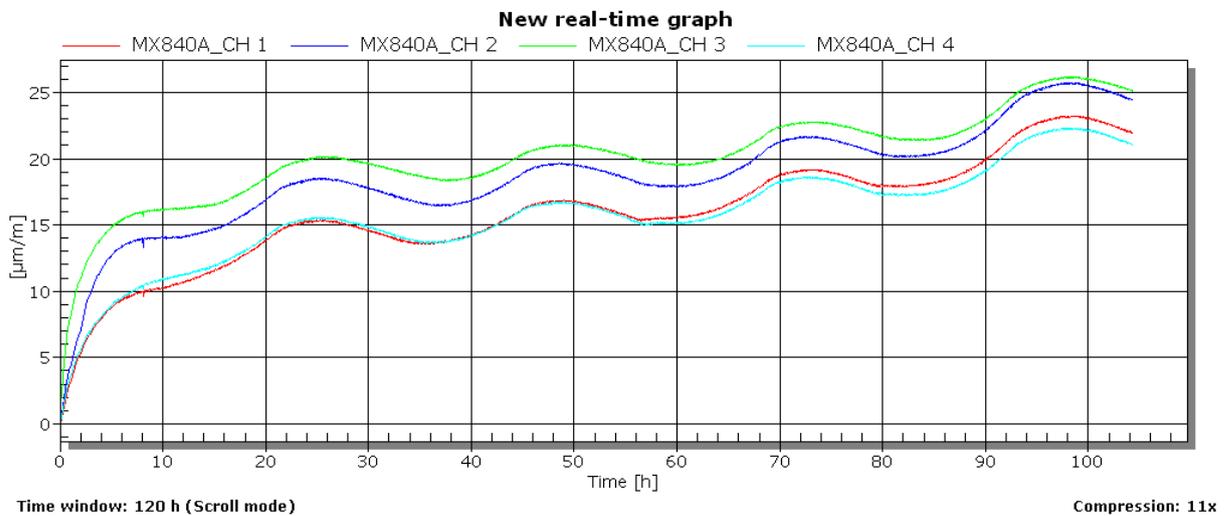
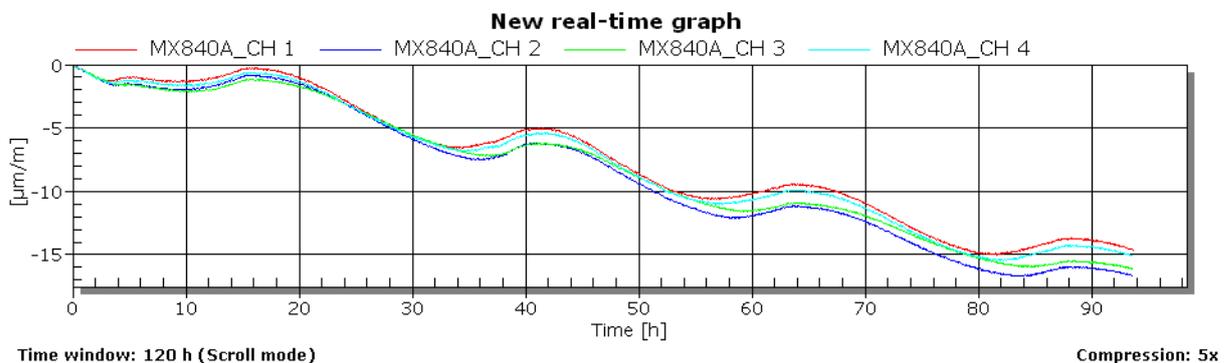


Figura 6.8 ó Acompanhamento pilaretes 01 e 02, sem carregamento, submersos. Dias 13 a 16. Sendo os sensores: CH1 barra P1; CH2 imersão P1; CH3 imersão P2; CH4 barra P2.

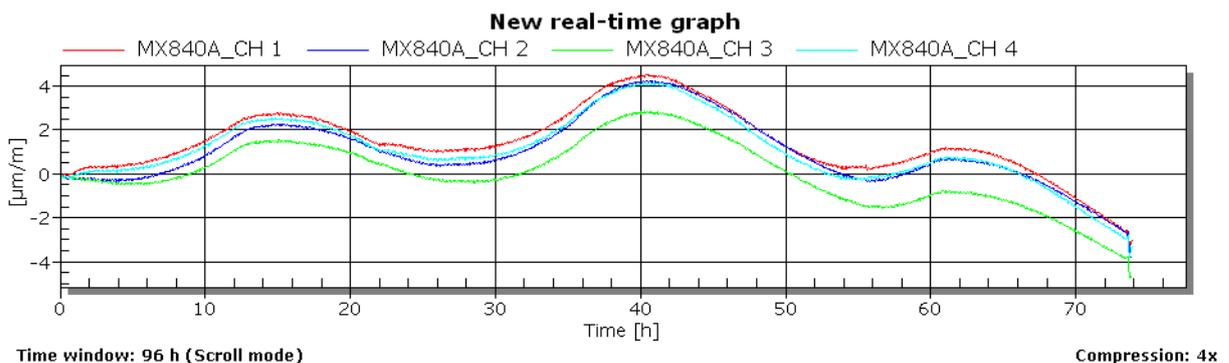


Ainda, após os 16 dias, os pilaretes foram deixados submersos por mais 10 dias, quando foram monitorados novamente seus sinais de deformação, submersos sem carregamento, de modo contínuo, por mais 3 dias, totalizando 29 dias submersos. Os resultados são mostrados na Figura 6.9, com mesma codificação de canal da Figura 6.7, desta vez observa-se que os sinais não mostram comportamento crescente ou decrescente, mais sim estáveis, levando a inferir que após 28 dias, efeitos de cura ou de submersão já não influenciariam os valores de deformação numa leitura isolada, relativa, com deformação inicial igual a zero. Novamente se observou a ondulação dos sinais de deformação com comprimento de onda de 24 horas, e sensores de barra mais coincidentes em relação aos de imersão.

Deve-se ressaltar que os três ensaios de leitura das deformações foram realizados se aplicando uma deformação de origem igual a zero para o início do ensaio, chamado de zero de balanço e, portanto, são trechos relativos de um histórico de deformação do sensor, cujo os valores absolutos dependem de muitos fatores, dentre eles: aspectos de colagem; posicionamento do sensor; homogeneidade do material; aspectos de proteção; ruídos nos extensômetros, conexões, sistema de aquisição, amplificação etc.

Destaca-se a durabilidade e o desempenho das instrumentações construídas, que funcionaram bem durante os 28 dias em que os pilaretes estiveram submersos, sem avarias e com sinais de bom comportamento.

Figura 6.9 ó Acompanhamento pilaretes 01 e 02, sem carregamento, submersos. Dias 27 a 29. Sendo os sensores: CH1 barra P1; CH2 imersão P1; CH3 imersão P2; CH4 barra P2.



6.2.2 Acompanhamento dos pilaretes sem aplicação de carregamento

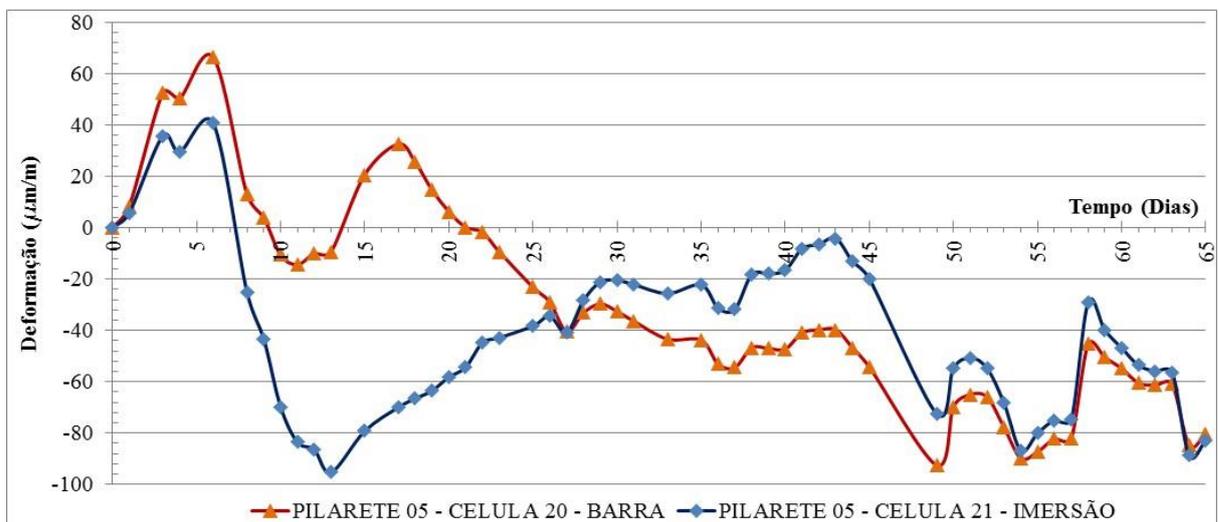
A fim de avaliar o comportamento absoluto das deformações dos sensores no interior do pilarete, obtidas pelo sistema de aquisição, durante o processo de confecção, concretagem e cura, sem que o pilarete estivesse carregado, foi avaliada a variação das leituras realizadas no pilarete 5 num período de 65 dias, entre 30 de junho a 09 de setembro de 2015, numa situação em que o pilarete foi deixado em repouso, ou seja, sem carregamento, e com cura ao ar. O valor de deformação inicial igual a zero, foi atribuído as medidas iniciais tomadas no dia da concretagem. As leituras foram executadas nos períodos entre 18:00 as 23:00 horas, a fim de eliminar a influência da variação da temperatura ambiente nas deformações, conforme comprovado anteriormente.

A Figura 6.10 mostra variações de deformações de até 100 µm durante a cura do concreto, de 0 a 28 dias, como ocorreu no sensor de imersão ao 13º dia. Observou-se até os 28 dias que os

sensores de imersão mostram variações de deformações decorrentes da cura mais representativas, de 40 m a -100 m, em relação aos sensores de barra. Ainda, possível observar que no período inicial de cura incidem deformações positivas nos sensores, visto em ambos os sinais até o 6º dia, conforme mostra a Figura 6.10, fato este também demonstrado nos pilaretes 01 e 02 submersos.

Também foi evidenciado que a partir de 28 dias ocorreu uma convergência entre as deformações dos dois tipos de sensores, apontando que após a cura as deformações observadas têm o mesmo comportamento e mesma ordem de grandeza, para a situação de pilarete em repouso, ou seja, sem carregamento. Os resultados obtidos para o pilarete 06 seguiram a mesma tendência observada para o pilarete 05.

Figura 6.10 - Acompanhamento das deformações sem aplicação de carga no pilarete 05.



Ainda com base na Figura 6.10 pode-se observar que a partir do dia 49 ocorreu uma aproximação das curvas, com maior concordância entre os comportamentos das deformações dos sensores de barra e de imersão, isto pode ser explicado devido ao fato que no dia 49 (20 de agosto de 2014) foi realizado ensaio de carregamento do pilarete 05. Como o teste de carregamento no pilarete foi a compressão, ocorreu uma acomodação de deformações típica de primeiros carregamentos, e as deformações residuais medidas pelos sensores, numa situação sem carregamento tendem a ser negativas, o que justifica a aproximação das deformações dos dois sensores, a coerência de comportamento das curvas, e a ordem de grandeza de valores negativos lidos.

6.2.3 Ensaios de ciclos de carregamento nos pilaretes de concreto

Com a finalidade de avaliar o comportamento das instrumentações nos pilaretes quando submetidos à esforços axiais, na campanha 1 foram executados vários ensaios, em ciclos de carregamento sobre os pilaretes, sendo esses: ensaios rápidos, nos pilaretes 01 e 02, com 10 estágios de carga e 10 de descarga com patamares de tempo de 30 segundos, executados no LABITECC em junho (ensaio 01, 02 e 03) e setembro de 2014 (ensaio 04, 05 e 06), aplicando tensões máximas de 12,5 MPa em função da limitação da célula de carga da prensa; e ensaios lentos, somente para o pilarete 01, com 3 a 5 estágios de carga, e 3 a 5 de descarga, com patamares de tempo superiores a 1 hora, executados no Laboratório de Materiais de Construção do IFG Campus Goiânia, em julho 2014, aplicando tensões máximas de 15 MPa.

O objetivo destes ensaios foi observar a repetibilidade do comportamento das curvas tensão deformação para ensaios executadas sobre as mesmas condições em períodos de tempo diferentes, como nos ensaios rápidos executados num intervalo de 3 meses, e também verificar o desempenho das instrumentações no interior dos pilaretes para um carregamento constante no maior período de tempo possível em laboratório (ensaios lentos).

Para o pilarete 01 a Figura 6.11 e Figura 6.12 mostram, respectivamente, os resultados dos ciclos de carregamento aplicados para o sensor número 4 de barra, e para o sensor número 2 de imersão. A partir destas Figuras, para o pilarete 01, pode-se observar que as curvas para ambos os sensores, nº 4 do tipo barra e nº 2 do tipo imersão, independentemente do método de ensaio e do período, obtiveram o mesmo comportamento, o que pode ser observado a partir das retas de calibração obtidas por regressão linear, conforme mostra a Tabela 6.3.

Para o sensor nº 04, de barra, foi obtido valor médio do módulo de 22,12 GPa, com desvio padrão de 2,73 GPa, e coeficiente de variação de 12,3%, e se, o primeiro ensaio for desprezado entendendo que este é bastante influenciado por efeitos de acomodação de deformações, o valor médio do módulo resulta em 21,36 GPa, com desvio padrão de 1,38 GPa, e coeficiente de variação de 6,4%.

Para o sensor nº 02 de imersão os resultados foram: 23,7GPa de valor médio para o módulo, com desvio padrão de 0,77 GPa, e coeficiente de variação de 3,2%, não sendo observados o efeito de acomodação de deformações, ou seja, a diferença do módulo de elasticidade do ensaio 01 em relação aos obtidos pelos demais ensaios não foi representativo.

Figura 6.11 - Ciclos de carregamento no pilarete 01 resultados obtidos para o sensor n°4 de barra.

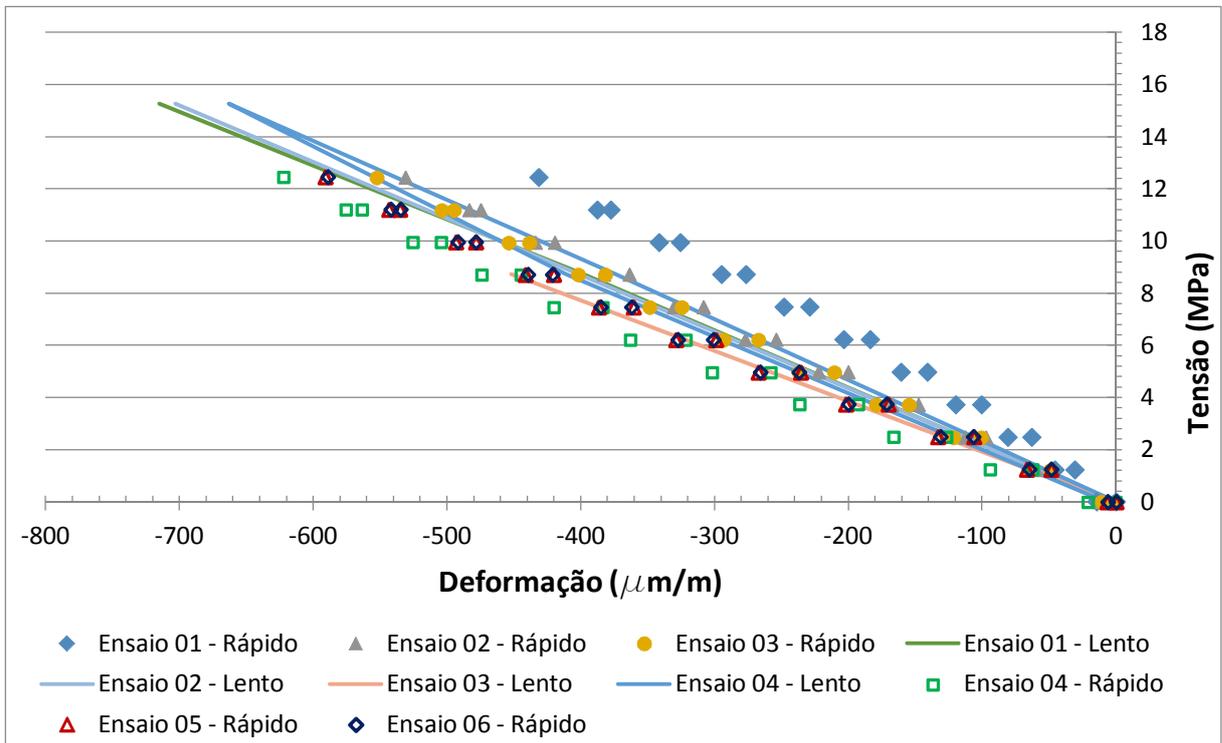


Figura 6.12 - Ciclos de carregamento no pilarete 01 resultados obtidos para o sensor n°2 de imersão.

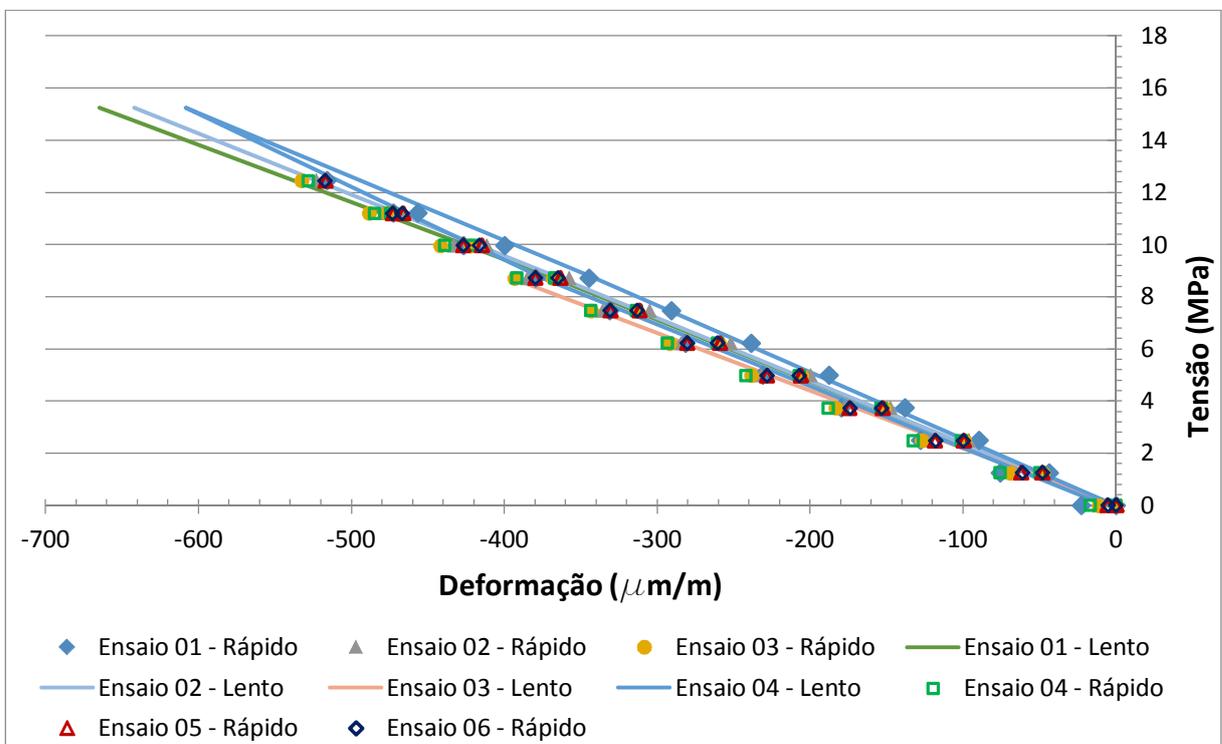


Tabela 6.3 - Resultados de regressão lineares aplicadas aos ensaios de carregamento do pilarete 01.

	Sensor nº 4 - BARRA			Sensor nº 2 - IMERSÃO		
	Coef. Angular	Coef. Linear	R ²	Coef. Angular	Coef. Linear	R ²
Ensaio 01 ó Rápido	-0,0290	0,331	0,991	-0,0243	-0,135	0,988
Ensaio 02 ó Rápido	-0,0234	-0,017	0,997	-0,0238	-0,117	0,994
Ensaio 03 ó Rápido	-0,0224	-0,048	0,996	-0,0233	-0,146	0,994
Ensaio 01 ó lento	-0,0229	-0,124	0,997	-0,0230	0,093	1,000
Ensaio 02 ó lento	-0,0214	0,066	1,000	-0,0238	0,009	1,000
Ensaio 03 ó lento	-0,0217	0,004	1,000	-0,0221	-0,009	1,000
Ensaio 04 ó lento	-0,0193	0,002	1,000	-0,0250	-0,114	0,998
Ensaio 04 ó Rápido	-0,0200	-0,410	0,990	-0,0237	-0,261	0,993
Ensaio 05 ó Rápido	-0,0206	-0,068	0,995	-0,0239	-0,133	0,997
Ensaio 06 ó Rápido	-0,0206	-0,067	0,996	-0,0239	-0,134	0,996
Média	-0,0221	-0,033	0,996	-0,0237	-0,094	0,996

As Figura 6.13 e Figura 6.14 mostram, respectivamente, os resultados obtidos para o sensor número 6 de imersão, e para o sensor número 7 de barra, inseridos no pilarete 02. A partir destas Figuras, aplicando retas de regressão linear para os dados de cada ensaio de carregamento, foi possível avaliar o comportamento do módulo de elasticidade do pilarete 2, expresso pelo coeficiente angular das retas, os resultados são mostrados na Tabela 6.4.

No pilarete 02 para o sensor nº 06 de imersão foi observado um comportamento divergente entre a os ensaios executados em épocas diferentes, sendo que o módulo reduz de cerca de 34 GPa para 27 GPa, sendo obtido o valor médio de 30,9 GPa, com desvio padrão de 3,67GPa, e coeficiente de variação de 11,9%, cabe ressaltar que os três primeiros ensaios demonstraram o mesmo comportamento não apontando para acomodação de deformações. Os resultados obtidos para o sensor nº 07 de barra mostraram-se bastante uniformes, com valor médio do módulo em 22,9 GPa, com desvio padrão de 0,72 GPa, e coeficiente de variação de 3,1%.

Figura 6.13 - Ciclos de carregamento no pilarete 02 resultados obtidos para o sensor n°6 de imersão.

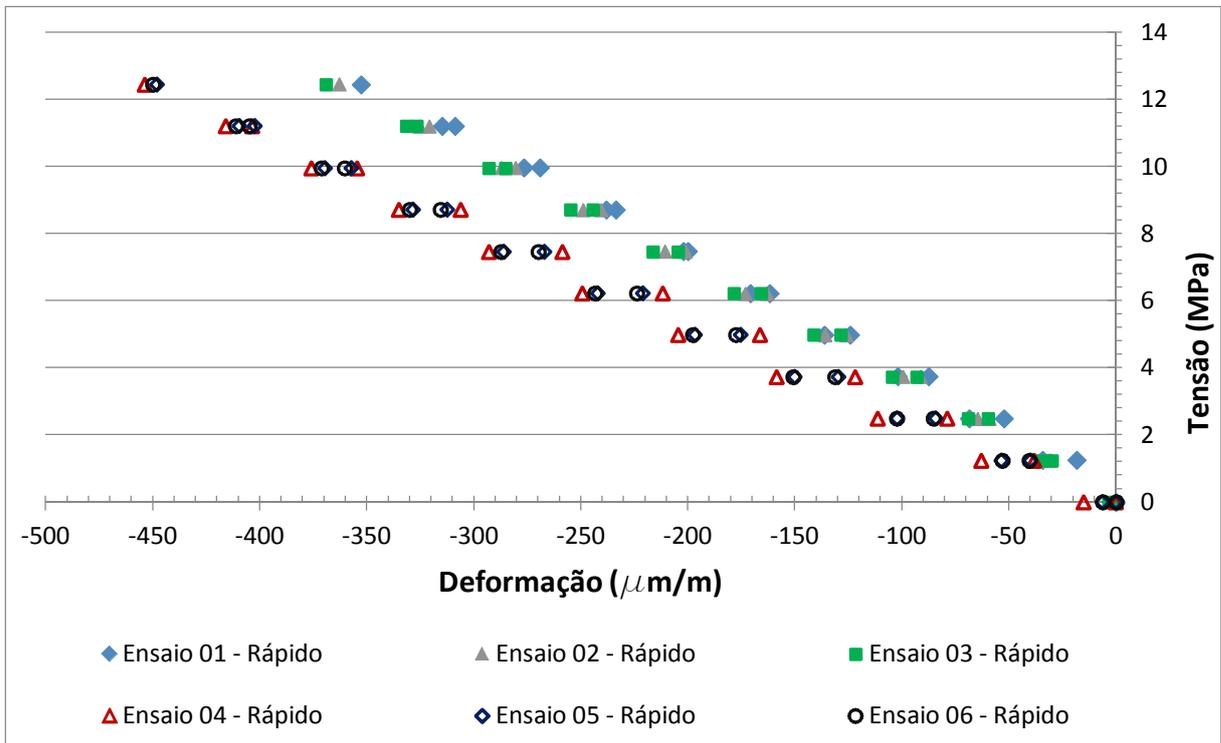


Figura 6.14 - Ciclos de carregamento no pilarete 02 resultados obtidos para o sensor n°7 de barra.

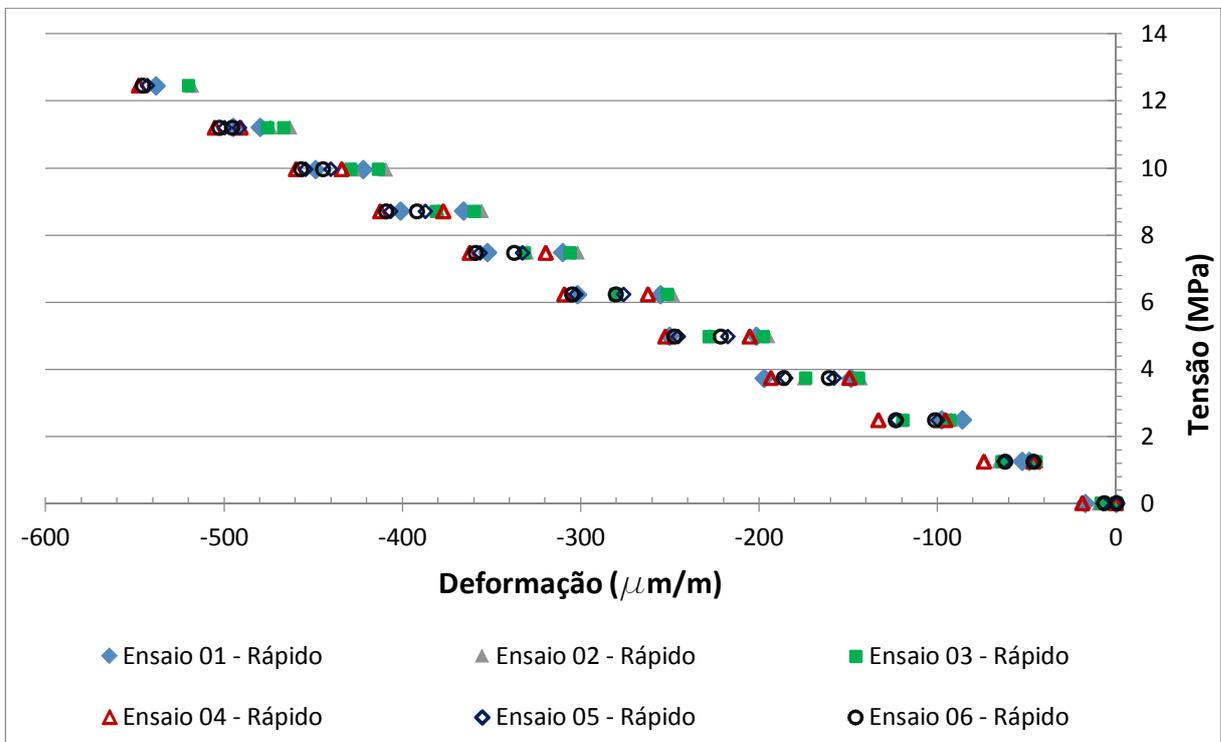


Tabela 6.4 - Resultados de regressão lineares aplicadas aos ensaios de carregamento do pilarete 02.

	Sensor nº 6 - IMERSÃO			Sensor nº 7 - BARRA		
	Coef. Angular	Coef. Linear	R ²	Coef. Angular	Coef. Linear	R ²
Ensaio 01	-0,0349	0,377	0,997	-0,0227	0,021	0,988
Ensaio 02	-0,0341	0,316	0,997	-0,0239	-0,072	0,994
Ensaio 03	-0,0336	0,264	0,997	-0,0238	-0,062	0,995
Ensaio 04	-0,0275	-0,110	0,989	-0,0225	-0,127	0,989
Ensaio 05	-0,0276	-0,107	0,996	-0,0224	-0,099	0,995
Ensaio 06	-0,0275	-0,109	0,997	-0,0223	-0,111	0,995
Média	-0,0309	0,105	0,995	-0,0229	-0,075	0,993

6.2.4 Comparação entre sensores de barra, imersão e extensômetros colados externamente

Os resultados obtidos nos ciclos de carregamento sobre os pilaretes da campanha 1 mostraram a tendência do comportamento linear entre tensões no pilarete e deformações nos sensores. Todavia, se fazia necessário verificar se as deformações nos sensores no interior do pilarete são representativas do elemento estrutural como um todo, haja visto, que os sensores são de material diferente do pilarete, e ainda devido a sua geometria, e posicionamento.

A fim de comparar e comprovar as deformações obtidas pelos sensores com aquelas ocorridas no pilarete como um todo, foram colados extensômetros nas faces dos pilaretes 01, 02, 03, e 04 (campanha 01 e 02), fazendo que cada pilarete fosse entendido como um sensor, dito externo, conforme mostra a Figura 6.15. Os testes de carregamento foram feitos no laboratório de Materiais de Construção do IFG, Campus Goiânia, em novembro de 2014, sendo aplicadas tensões máximas de 15,7 MPa, em 4 patamares de carga e 3 de descarga, cada pilarete foi ensaiado 3 vezes sobre as mesmas condições, sequencialmente. Os dados de força e consequentemente tensão foram fornecidos pela prensa EMIC, e os dados de deformação lidos continuamente pelo sistema de aquisição para os três sensores (barra, imersão e externo).

Os resultados obtidos para o pilarete 01, 02, 03 e 04 são mostrados, respectivamente na Figura 6.16, Figura 6.17, Figura 6.18, e Figura 6.19. A Tabela 6.5 mostra um resumo dos resultados encontrados, sendo os valores de módulo de elasticidade obtidos a partir do coeficiente angular da reta de regressão linear, para os dados de deformação e tensão de cada um dos sensores. Importante destacar que todos os valores de E mostrados na Tabela 6.5 referem-se ao pilarete, no entanto, compilados por sensores diferentes (barra, imersão, externo e média

entre barra e imersão), sendo inclusive fornecidos na referida tabela relações entre os módulos de elasticidade advindos de cada sensor no interior do pilarete.

Figura 6.15 ó Pilaretes 02, 03 e 04 com extensômetros colados externamente.



Figura 6.16 ó Testes de carga sobre pilarete 01: sensores de barra, imersão, e extensômetros de face.

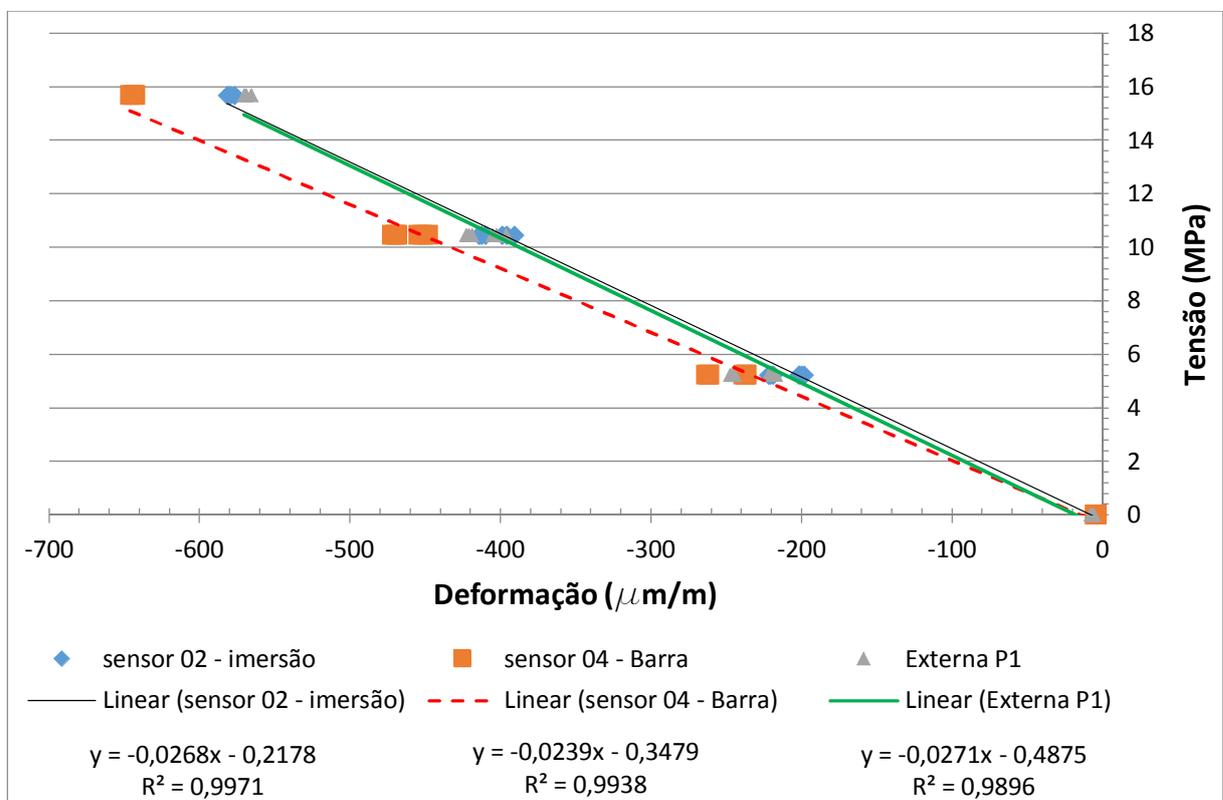


Figura 6.17 ó Testes de carga sobre pilarete 02: sensores de barra, imersão, e extensômetros de face.

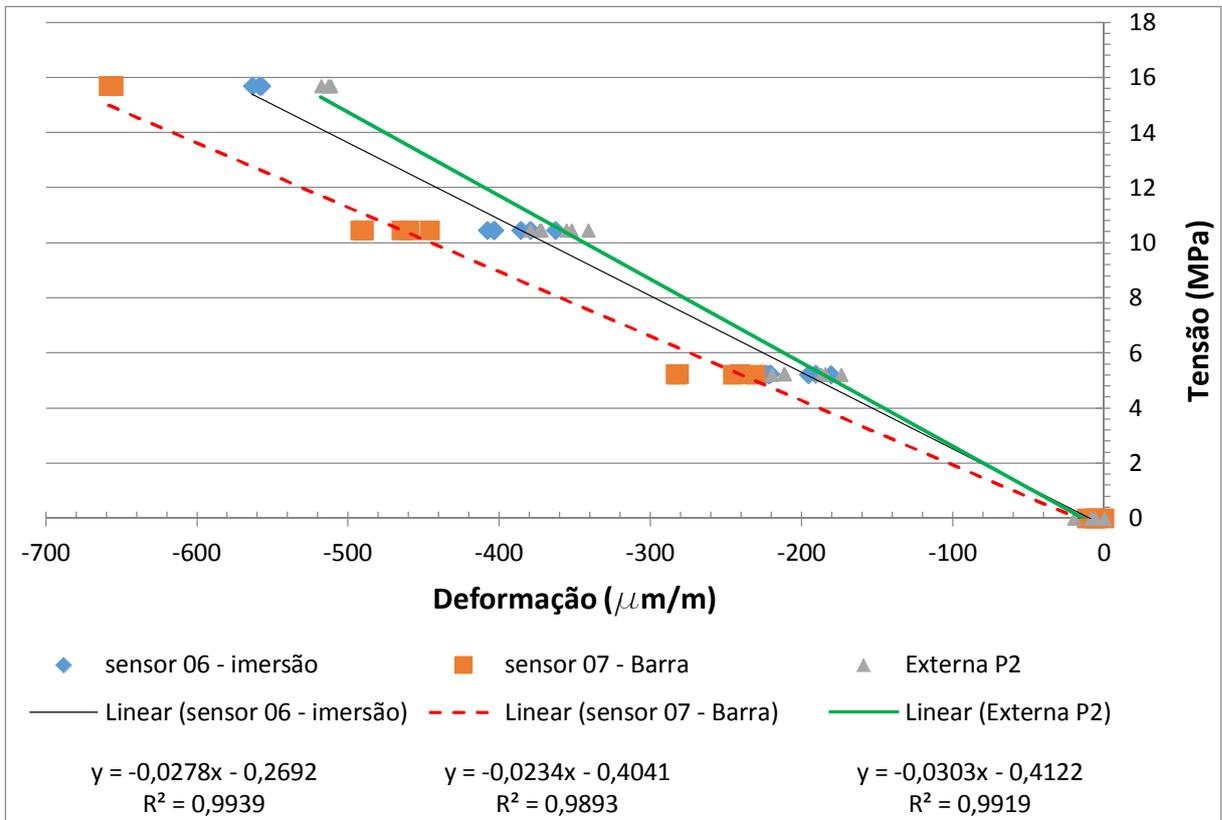


Figura 6.18 ó Testes de carga sobre pilarete 03: sensores de barra, imersão, e extensômetros de face.

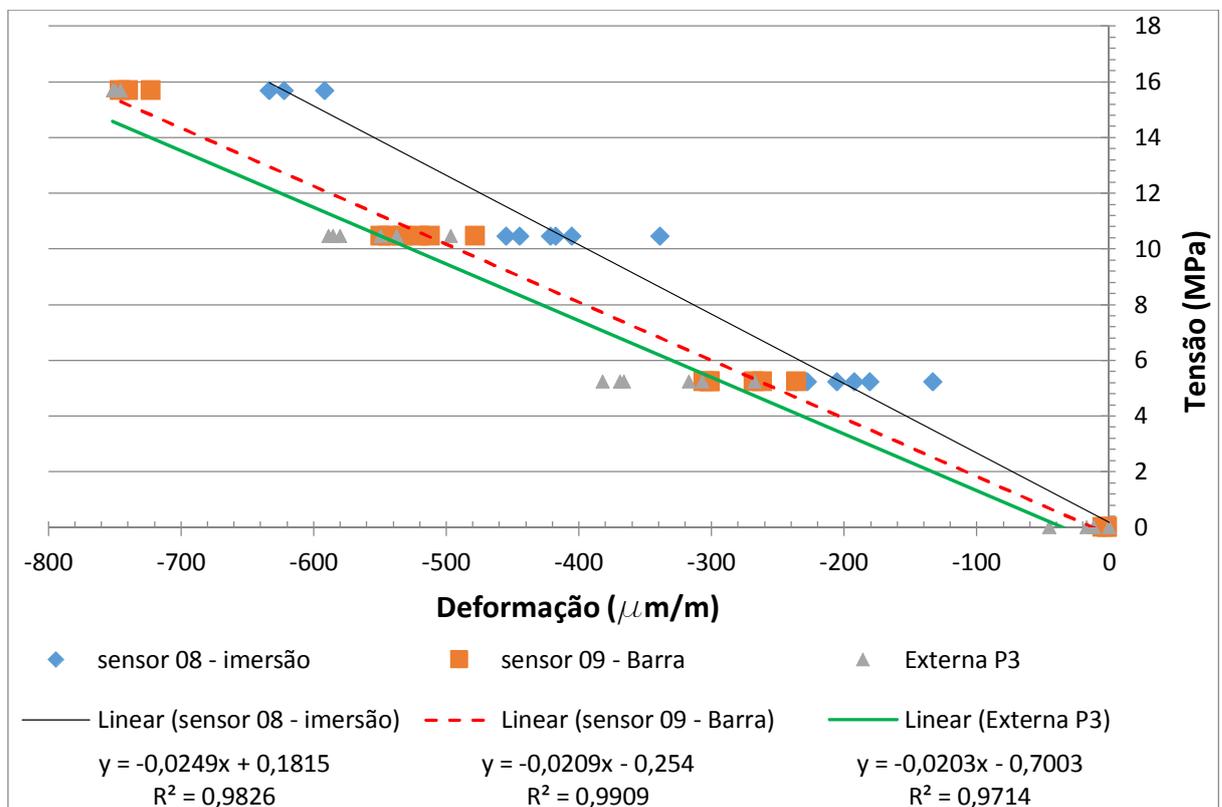


Figura 6.19 ó Testes de carga sobre pilarete 04: sensores de barra, imersão, e extensômetros de face.

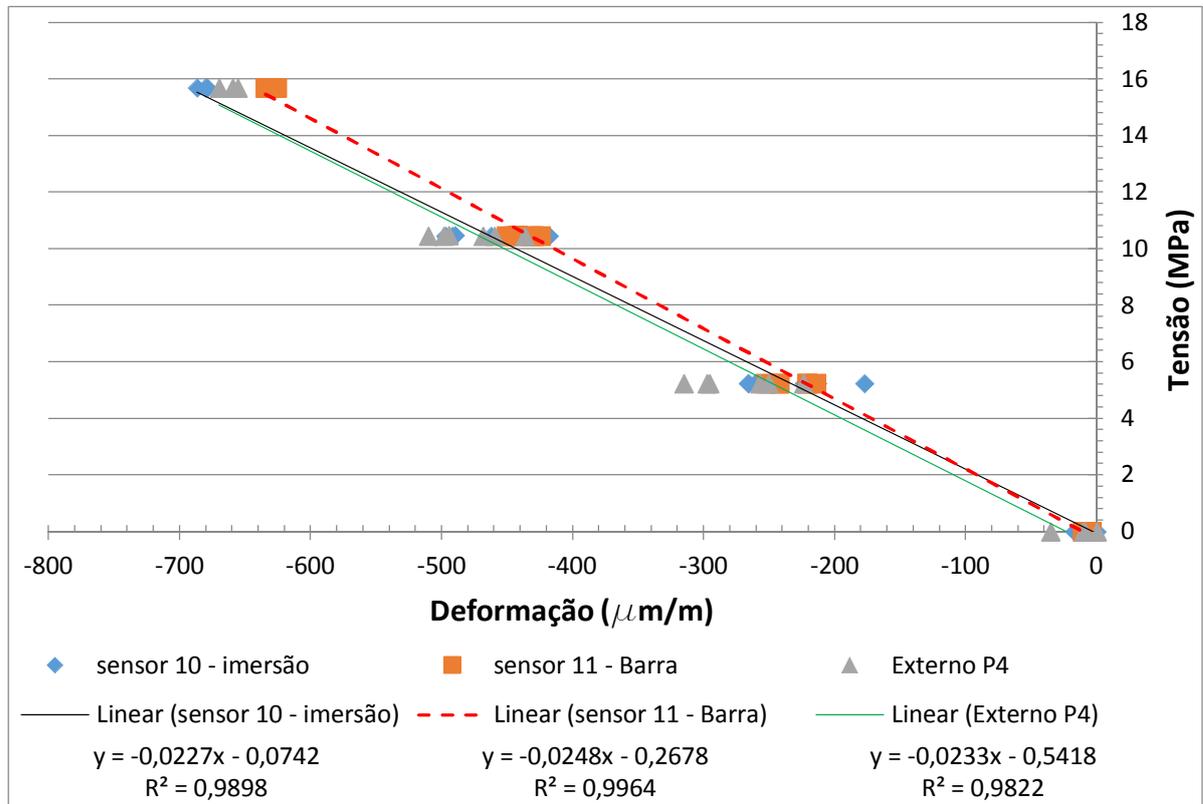


Tabela 6.5 ó Testes de carga nos pilaretes 01, 02, 03, e 04 para determinação do módulo de elasticidade do pilarete com sensores de barra, imersão e extensômetros colados nas faces externas.

Pilaretes	Tipo do Sensor	Nº do Sensor	Módulo de Elasticidade do Pilarete			Relação entre E Pilaretes de sensores internos e externos	
			E - Pilarete: por sensor - EPS (GPa)	E - Pilarete: média entre sensores - EPMS (GPa)	E - Pilarete: sensor externo - EPE (GPa)	EPS/EPE	EPMS/EPE
P1	IMERSÃO	2	26,8	25,35	27,1	0,99	0,94
	BARRA	4	23,9			0,88	
P2	IMERSÃO	6	27,8	25,6	30,3	0,92	0,84
	BARRA	7	23,4			0,77	
P3	IMERSÃO	8	24,9	22,9	20,3	1,23	1,13
	BARRA	9	20,9			1,03	
P4	IMERSÃO	10	22,7	23,75	23,3	0,97	1,02
	BARRA	11	24,8			1,06	

De modo geral, os resultados obtidos mostraram que existem diferenças entre as respostas obtidas por sensores aplicados nas barras e no concreto, com valores de módulo de elasticidade dos pilaretes obtidos pelos sensores de imersão tendendo a ser maiores que os de barra, como observado nos pilaretes 01, 02 e 03.

Os resultados mostrados na Tabela 6.5, levam a concluir que o módulo de elasticidade do pilarete seria melhor representado através do sensor de imersão, porque este se aproxima mais ao comportamento de deformações obtidos para extensômetros colados externamente, como mostram os resultados dos pilaretes 01, 02 e 04. Sendo que o pilarete 03 mostra um comportamento de exceção, com tendência inversa, sendo o sensor de barra mais próximo ao comportamento do sensor externo. Todavia, o pilarete 03 mostra os resultados mais dispersos a partir dos 3 ensaios de carga executados, alcançando coeficientes de variação de 19%, 7% e 9% para patamares de carga de 5,2MPa e 11%, 4% e 5% para patamar de carga 10,5 MPa, respectivamente para sensores de imersão, barra e externos.

Notou-se também a partir da Tabela 6.5 e das Figura 6.16 e Figura 6.17 que os resultados demonstrados pelos pilaretes 01 e 02 foram os que mostraram menor dispersão, menores que 1% tanto para patamar de 5,2 quanto para 10,5 MPa para o pilarete 01, e menores que 3% para os patamares de 5,2 e 10,5 MPa para o pilarete 02, podendo ser justificado devido ao número de ensaios já executados com esses pilaretes, sendo estes resultados convergentes com aqueles obtidos pela Tabela 6.3 e Tabela 6.4.

6.2.5 Comparação entre instrumentação e módulo composto

Com a finalidade de analisar a viabilidade do módulo composto para os pilaretes de concreto, sendo este calculado conforme Equação (6.1), a partir de uma média ponderada dos módulos dos materiais, em função da área que eles ocupam numa seção transversal, foram executadas a terceira campanha, com pilaretes 5 e 6, e a quarta campanha, com os pilaretes 7 e 8, complementando os dados da primeira e segunda campanha. Foram executados testes de carga para obtenção dos módulos de elasticidade destes pilaretes, e então comparados aos módulos compostos calculados. O procedimento dos testes de carga consistiu em submeter os pilaretes a esforços axiais, com 10 estágios de carga e 10 de descarga com patamares de tempo de 30 segundos, os testes foram executados no LABITECC, aplicando tensões máximas de 12,5 MPa. Os resultados dos testes de carga para os pilaretes 05, 06, 07 e 08 são mostrados, respectivamente, na Figura 6.20, Figura 6.21, Figura 6.22 e Figura 6.23.

Figura 6.20 ó Testes de carga sobre pilarete 05: sensores de barra e imersão.

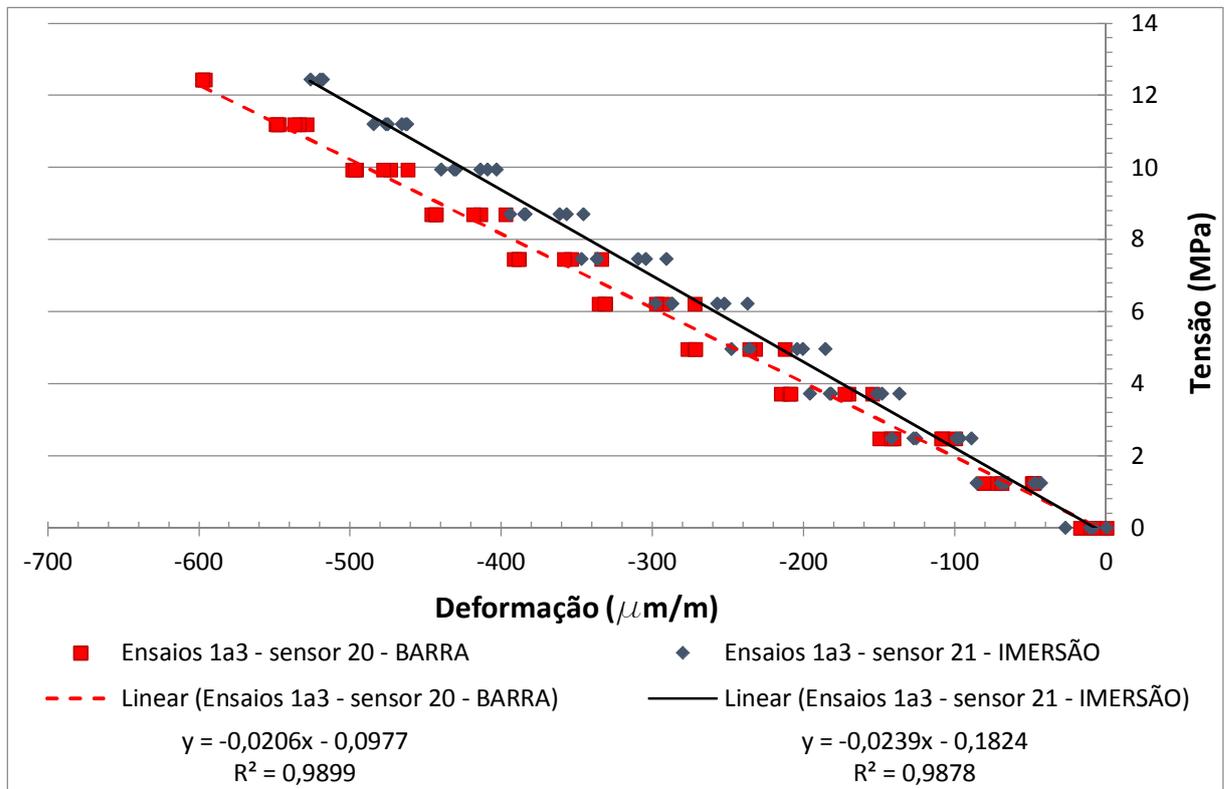


Figura 6.21 ó Testes de carga sobre pilarete 06: sensores de barra e imersão.

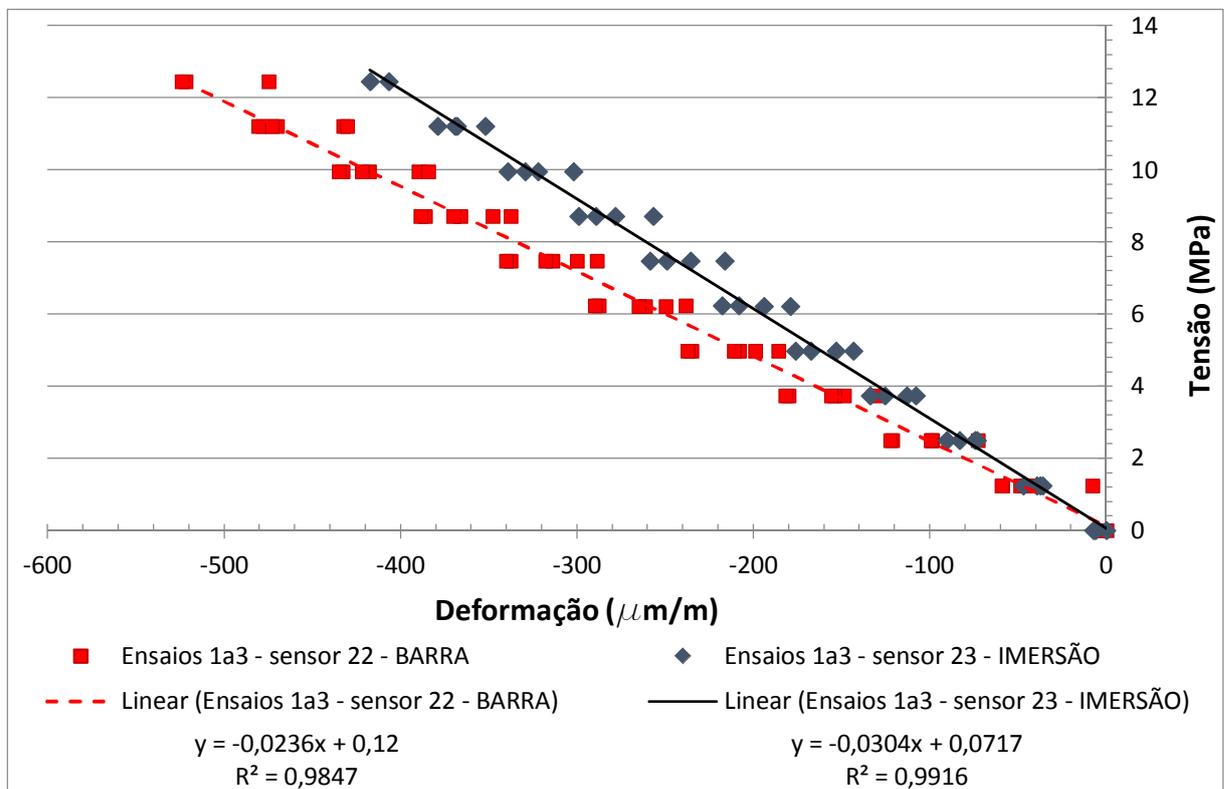


Figura 6.22 ó Testes de carga sobre pilarete 07 somente sensor de imersão.

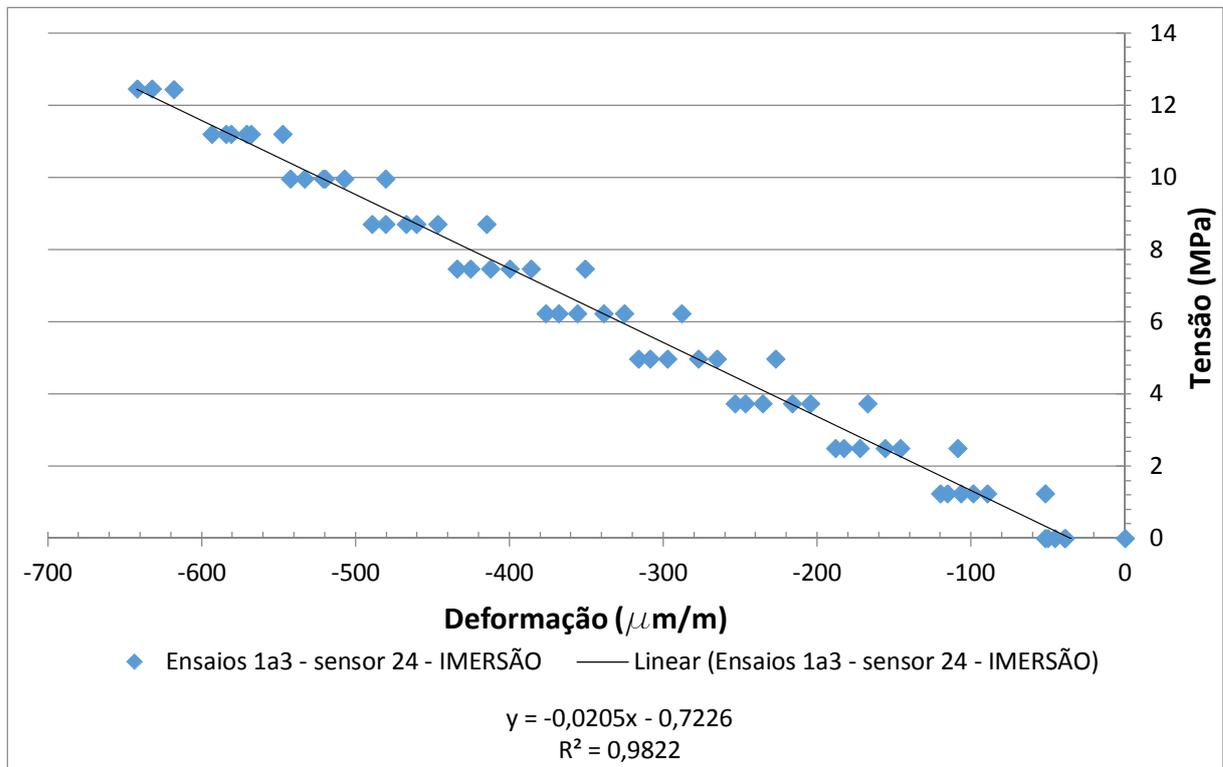
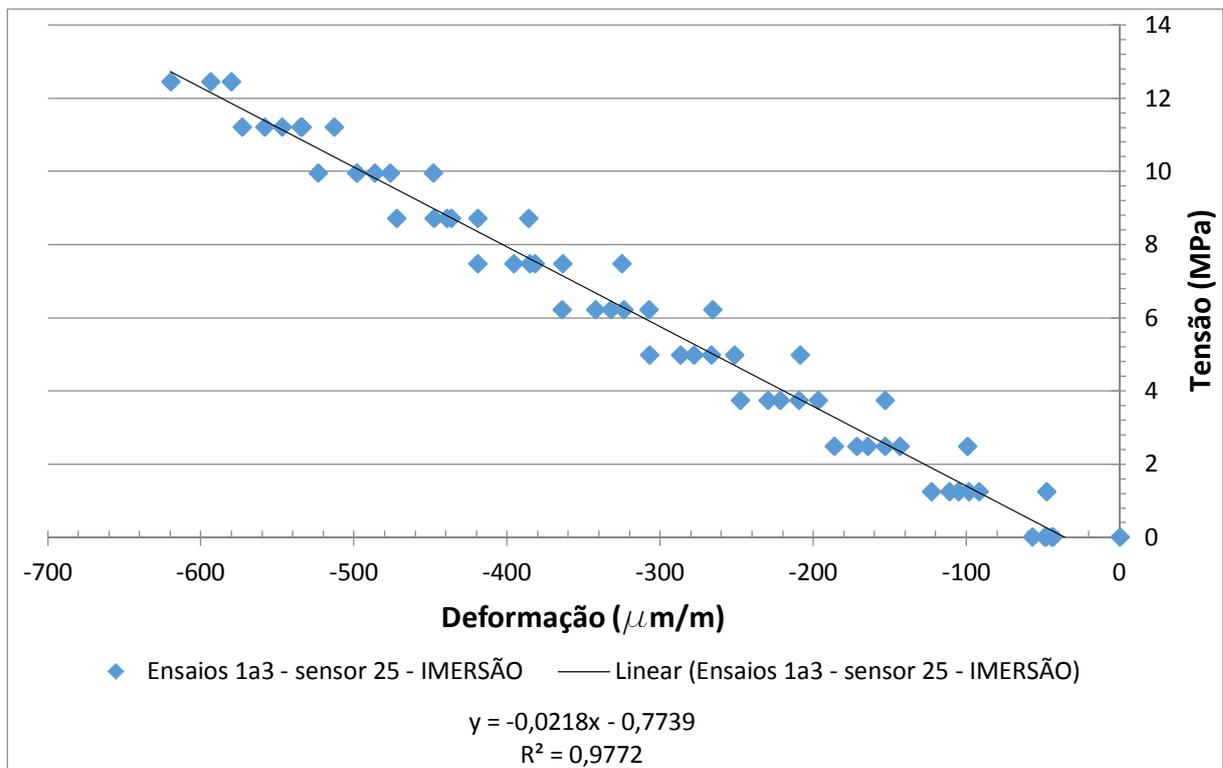


Figura 6.23 ó Testes de carga sobre pilarete 08 somente sensor de imersão.



Os valores de módulo de elasticidade do concreto foram obtidos via ensaio normatizado pela NBR 8522 (ABNT, 2003), sendo os resultados mostrados na Tabela 6.2. Cabe ressaltar que o valor do módulo de elasticidade do concreto apresenta experimentalmente grande variação que depende de muitos fatores, dentre eles: agregados (tipo, módulo, proporção, graduação, forma e textura), pasta (relação água cimento, resistência, quantidade), porosidade, composição, idade, método de ensaio. E, ao se propor o cálculo do módulo de elasticidade composto, tem-se que o valor que mais influência nos cálculos é o módulo do concreto, em função de ter proporcionalmente a maior área. Portanto, entende-se que a estimativa por fórmulas empíricas do módulo de elasticidade do concreto não é positiva, devendo sempre ser retirado corpos de prova para sua determinação.

A partir de testes de carga sobre os pilaretes da 1ª, 2ª, 3ª e 4ª campanha foram compilados, conforme mostrado na Tabela 6.6, os dados sobre: o comportamento dos módulos dos pilaretes encontrados pela instrumentação; os módulos encontrados para o concreto através de ensaios; e, os módulos compostos calculados conforme Equação (6.1). Os valores de módulo de elasticidade do concreto da 2ª, 3ª e 4ª campanhas foram obtidos a partir de ensaios de laboratório, enquanto que o da 1ª campanha foi estimado.

Na Tabela 6.6 são mostrados na coluna 1, 2 e 3, respectivamente, numeração do pilarete, número do sensor e tipo do sensor. Na coluna 4 são mostrados os valores de módulo obtido na calibração do sensor em laboratório, estes valores remetem a ordem de valor do módulo de elasticidade do material do sensor, no caso o alumínio, portanto, cerca de 70 GPa. Na coluna 5 são mostrados os valores de módulo de elasticidade do pilarete obtidos por testes de carga com os sensores no seu interior, podendo ser de barra ou de imersão. Na coluna 6 são mostrados os valores de módulo de elasticidade do concreto obtidos por ensaios de laboratório com medidas mecânicas do encurtamento. Na coluna 7 são calculados os valores do módulo de elasticidade composto, usando as áreas de cada elemento presente na secção transversal, o módulo de elasticidade do concreto da coluna 6, o módulo de elasticidade do material do sensor da coluna 4, e módulo de elasticidade do aço, adotando-se o valor de 210 GPa. Na coluna 8 são demonstradas a relação entre módulo de elasticidade do pilarete obtido pelas instrumentações e o módulo de elasticidade do concreto. E, na coluna 9 são calculados a relação entre módulo de elasticidade do pilarete obtido pelas instrumentações e o módulo de elasticidade composto calculado conforme Equação (6.1).

Tabela 6.6 ó Relação entre módulo do pilar instrumentado e módulos do concreto, e relação entre módulo do pilar instrumentado e módulo composto, para os pilaretes 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07 e 08.

Pilaretes	Sensor nº	Tipo de sensor	Calibração E Sensor (Gpa)	E Pilarete Instrumentado (Gpa)	Módulo Elasticidade do concreto (GPa)	Módulo Composto (Gpa)	E Pilaretes / E Mod. Concreto [(5)/(6)]	E Pilaretes / Mod. Composto [(5)/(7)]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
P1	2	Imersão	73,3	26,8	25*	27,8	1,072	0,964
	4	Barra	67,4	23,9			0,956	0,860
P2	6	Imersão	67,9	27,8			1,112	1,000
	7	Barra	68,2	23,4			0,936	0,842
P3	8	Imersão	67,8	24,9	26,7	29,1	0,932	0,856
	9	Barra	67,1	20,9			0,782	0,718
P4	10	Imersão	68,7	22,7			0,849	0,780
	11	Barra	71,0	24,8			0,928	0,852
P5	20	Barra	71,6	20,6	28,8	31,59	0,715	0,652
	21	Imersão	72,5	23,9			0,830	0,757
P6	22	Barra	75,2	23,6			0,819	0,747
	23	Imersão	76,6	30,4			1,056	0,962
P7	24	Imersão	71,6	20,5	23,1	23,35	0,889	0,878
P8	25	Imersão	75,4	21,8			0,945	0,934

* valor adotado, informado pelo fornecedor do concreto usado.

Ao se analisar num mesmo pilarete, os resultados mostrados na Tabela 6.6, da coluna 4 comparativamente com os da coluna 5, pode-se inferir que o módulo da elasticidade do pilarete se mostrou maior quando o módulo de elasticidade da calibração do sensor foi maior, sendo um comportamento de exceção observado no pilarete 2. Fato relevante, pois leva a concluir que seria possível a partir da variação do módulo de elasticidade da calibração do sensor aplicar um fator de correção nas deformações entre sensores inseridos em peças com o mesmo concreto, sobre mesmas condições de concretagem e mesma seção de aço.

Também ao se analisar num mesmo pilarete, os resultados da Tabela 6.6, da coluna 5, pode-se deduzir que o módulo do pilarete obtido por sensor de imersão tende a ser maior que o obtido pelo sensor de barra, em média superior a 14% em relação aos sensores de barra, e excluindo-se o pilarete número 04, esse valor médio chega a 19%, sendo os resultados obtidos para o pilarete 05 e 06 concordantes com aqueles dos pilaretes 01, 02 e 03.

Comparando os valores obtidos para o módulo de elasticidade do concreto da Tabela 6.6, da coluna 6, com os encontrados para o módulo de elasticidade do pilarete da coluna 5, para sensores de barra e imersão, observa-se que os resultados do módulo do pilarete instrumentado, em geral, foram menores que os referentes aos ensaios de módulo do concreto, em cerca de 2 a 6 GPa, com o comportamento de exceção dos sensores de imersão do pilarete 01, 02 e 06, lembrando que para a campanha 1 os valores do módulo de elasticidade do concreto foram estimados. Pode-se atribuir parte destas divergências à diferença de geometria entre o corpo de prova do ensaio e o pilarete, e a diferença do método de carregamento do ensaio de módulo da NBR 8522 (ABNT, 2003) com o método aplicado aos testes de carga nos pilaretes.

Relativamente foi observado comportamento coerente entre o módulo de elasticidade do concreto e os módulos dos pilaretes obtidos com os sensores de imersão, por exemplo, nos pilaretes 05 e 06 o módulo de elasticidade do concreto obtido pelo ensaio foi 28,8 GPa, o maior obtido por ensaios, e o módulo dos pilaretes encontrados com sensores de imersão foram em média 27,2 GPa, ao passo que para os pilaretes 07 e 08 o módulo de elasticidade do concreto foi 23,1 GPa, o menor dentre os ensaios, e o módulo dos pilaretes obtido pelos sensores de imersão foi em média 21,2 GPa, enquanto que nos pilaretes 03 e 04 o valor do módulo de elasticidade do concreto foi 26,7 GPa e o módulo dos pilaretes obtidos com sensores de imersão foi em média de 23,8 GPa. Comprovando a influência do módulo de elasticidade do concreto sobre o nível de deformações sofrido no sensor de imersão, existindo uma proporcionalidade.

A relação entre os módulos dos pilaretes obtidos com sensores (imersão e barra) e o módulo de elasticidade do concreto foi em média de 92%, para os pilaretes 01 a 08, e a relação entre os módulos dos pilaretes obtidos com sensores (imersão e barra) e o módulo composto calculado conforme Equação (6.1) foi em média de 84%, para os pilaretes 01 a 08. Se excluídos os dados dos pilaretes 01 e 02, em função do resultado do ensaio de módulo de elasticidade do concreto ser estimado, estas razões caem respectivamente para 87% e 81%. Ressaltando que para a taxa de armadura empregada o uso da média ponderada dos módulos dos materiais, em termos de área, para determinação do módulo de elasticidade composto não levou a melhor resultado quando comparado ao módulo de elasticidade do concreto, sendo o comportamento do concreto quem está governando as deformações.

6.2.6 Acompanhamento dos pilaretes pós carregamentos

Foram mostrados em itens anteriores que ocorrem variações nas deformações dos sensores devido a concretagem, pega e cura sem incidência de carregamentos, e também que os primeiros carregamentos atuantes nos pilaretes provocam acomodações de deformações alterando as deformações absolutas. Todavia, nos itens anteriores eram aplicadas deformações de origem, ditos zero de balanço, tornando os testes e leituras em valores relativos possibilitando uma melhor análise.

De todo modo, quando da confecção dos sensores, são percebidos valores de deformações absolutas diferentes de zero que decorrem da montagem do circuito da ponte, ou seja, os extensômetros apresentam deformações residuais advindas da colagem, montagem do circuito e proteção. Assim como relatado por HBM (2015), os fatores que podem incorrer em variações das deformações absolutas, são: não homogeneidade do material; variações de temperatura do meio ambiente; espessura do extensômetro, da cola e distância da superfície; desalinhamento de colagem; isolamento da proteção; e diferença de condutividade térmica entre o extensômetro e o material no qual ele está fixado, eliminando efeitos de auto compensação de temperatura, dentre outros.

A fim de verificar o comportamento das deformações absolutas, sem incidência de carregamento, após os ciclos e testes de carga realizados sobre os pilaretes 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07 e 08, foram monitoradas as deformações por um período de 23 dias, entre janeiro e fevereiro de 2016, sempre entre às 17:00 e 19:00 horas, evitando assim, a influência da variação da temperatura ao longo do dia. Sendo os resultados encontrados mostrados na Figura 6.24, onde nota-se a pequena variação dos valores de deformação absoluta em torno do valor médio ao longo dos 23 dias, sendo registradas variações médias em torno de 30 μm , que considerando um módulo de elasticidade médio dos sensores, por exemplo, de 25GPa corresponderia a atuação de uma tensão menor que 1MPa.

Para comparar as variações nas deformações absolutas dos sensores nos pilaretes, foi construída a Tabela 6.7, onde são mostradas as evoluções das deformações, com ênfase em três etapas distintas: deformação absoluta para carga nula obtida pelo sistema de aquisição quando da calibração do sensor em laboratório, mostrado na coluna 4; deformação absoluta para carga nula, medida pelo sistema de aquisição ao final do último teste de carregamento sobre os pilaretes, conforme coluna 5; e deformação absoluta calculada a partir da média das

deformações obtidas pelo sistema de aquisição, para os pilaretes sem incidência de carregamento, durante 23 dias, após vários ciclos de carga submetidos aos pilaretes. Ressaltando que entre os dados da coluna 5 e 6 da Tabela 6.7 decorreram de 2 a 14 meses. Na coluna 7 são mostradas a diferença, para carga nula, entre as deformações absolutas do último ciclo de carga do sensor no interior do pilarete e da calibração do sensor (coluna 5 ó coluna 4). E na coluna 8 são mostradas a diferença, também para carga nula, entre as deformações absolutas do sensor no interior do pilarete, na condição de repouso, pós carregamento e as deformações absolutas do último ciclo de carga do sensor no interior do pilarete (coluna 6 ó coluna 5).

Partindo destes dados se conclui que as deformações absolutas sofrem grandes diminuições, podendo chegar a -600 μm , quando comparados valores das deformações das calibrações dos sensores com aquelas obtidas após estes serem inseridos em pilaretes e submetidos a testes de carregamento. Outro fato, está no acréscimo médio de 60 μm , entre o último teste de carga e o monitoramento pós carregamento, onde se considerado um módulo médio para o pilarete de 25GPa corresponderia a atuação de uma tensão de cerca de 1,5MPa, mostrando que o pilarete em repouso tende a devolver lentamente as deformações sofridas.

Figura 6.24 ó Acompanhamento das deformações absolutas, sem carregamento, após testes de carga.

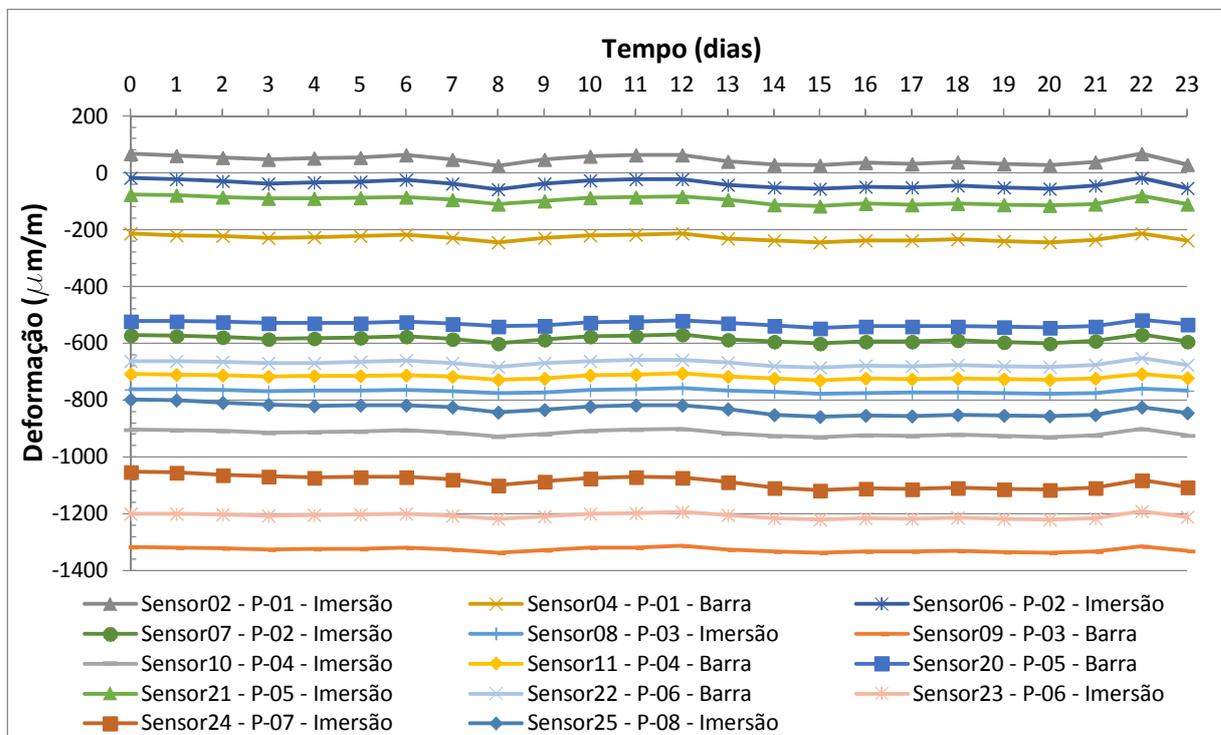


Tabela 6.7 ó Variações das deformações absolutas nos pilaretes 01 a 08.

Pilaretes	Sensor nº	Tipo de sensor	Def. absoluta na calibração do sensor (m/m)	Def. absoluta último teste de carga do pilarete (m/m)	Def. absoluta sem carregamento, acomp. pós carga (m/m)	Diferença de Def. testes de carga e calibração (m/m) [(5)-(4)]	Diferença de Def. testes de carga e repouso (m/m) [(6)-(5)]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
P1	2	Imersão	61,6	-47,9	45,1	-109,5	93,0
	4	Barra	-42,8	-306,7	-229,7	-263,9	77,0
P2	6	Imersão	85,2	-107,6	-39,1	-192,8	68,5
	7	Barra	-324,9	-662,9	-584,9	-338,0	78,0
P3	8	Imersão	-434,7	-809,0	-768,7	-374,3	40,3
	9	Barra	-697,0	-1352,0	-1326,3	-655,0	25,7
P4	10	Imersão	-306,7	-907,2	-916,5	-600,5	-9,3
	11	Barra	-381,8	-737,1	-718,3	-355,3	18,8
P5	20	Barra	-642,7	-729,7	-531,6	-87,0	198,1
	21	Imersão	-216,5	-230,4	-97,7	-13,9	132,7
P6	22	Barra	-526,8	-734,1	-670,8	-207,3	63,3
	23	Imersão	-609,5	-1216,0	-1207,6	-606,5	8,4
P7	24	Imersão	-776,1	-1094,0	-1087,2	-317,9	6,8
P8	25	Imersão	-555,9	-834,0	-832,2	-278,1	1,8

Os resultados evidenciados na Figura 6.10 mostram que as instrumentações desenvolvidas percebem as tensões internas ocorridas durante a cura do concreto, e poderiam ser utilizadas no monitoramento de estacas mondadas in loco, para ajudar a explicar as tensões internas geradas durante a cura do concreto e sua relação com a mobilização de atrito estaca solo. Todavia, a Tabela 6.7 mostra que podem ocorrer grandes diferenças de valores de deformações absolutas entre a calibração e a aplicação do sensor em peças estruturais, que podem decorrer de fases anteriores da cura do concreto como fixação e posicionamento dos sensores.

Para aplicação da instrumentação, eliminando as variações de deformações dos sensores devidas à instalação e cura, deve-se considerar leituras relativas de deformação, zeros relativos (de balanço), para cada acréscimo de carga. Assim sendo possível determinar as cargas na estrutura com grande precisão, uma vez conhecido o módulo do conjunto. E, estando o sensor instalado, fora da influência da cura, as deformações absolutas tendem a ser constantes conforme mostra a Figura 6.24.

CAPÍTULO 7

APLICAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO EM PCE

Este capítulo apresenta os resultados obtidos na execução da prova de carga instrumentada, sendo comparados com os métodos de previsão de capacidade de carga das estacas, e a determinação e interpretação da curva carga-recalque.

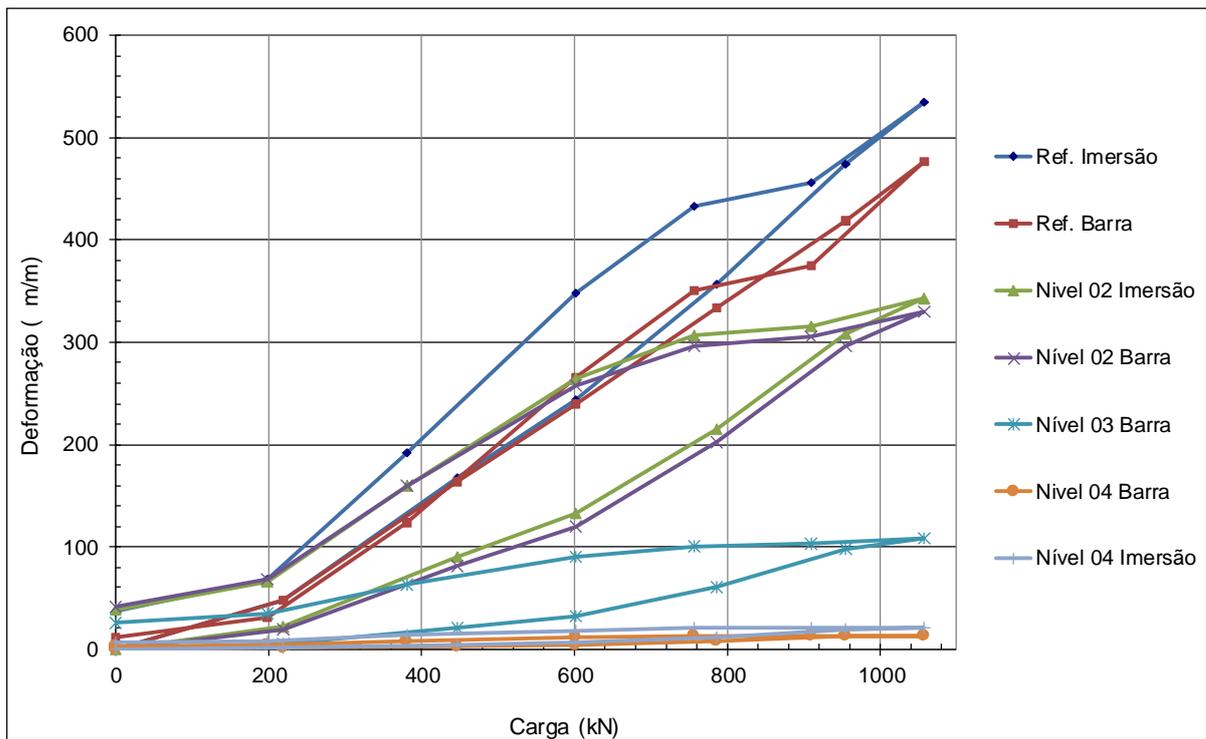
7.1 PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA

A prova de carga estática instrumentada teve sua preparação executada conforme descrito no Capítulo 5. A instrumentação foi instalada nos diferentes níveis, conforme apresentado no Apêndice C, sendo possível obter as curvas carga-deformação para cada sensor).

Observou-se que os sensores instalados em níveis superiores obtiveram valores maiores de deformação para um mesmo estágio de carga, o que demonstra que parte da carga atuante é absorvida ao longo da estaca por atrito lateral (Figura 7.1). Foram verificadas deformações maiores nos sensores de imersão em relação aos sensores de barra, para um mesmo nível, como apresentado na Figura 7.1. Tais diferenças foram mais representativas no nível 1 ó no topo da estaca ó tomado como nível de referência, onde também se nota diferenças de comportamento entre as curvas do sensor de imersão e de barra. Para os níveis 2 e 4 (6,0 m e 12,0 m, respectivamente) não foram observadas diferenças entre o comportamento das curvas dos sensores de barra e imersão.

Os módulos de elasticidade da estaca foram calculados a partir das instrumentações de referência, usando somente o trecho de carregamento ó eliminando pontos iniciais ó, conforme mostra a Figura 7.2. Os valores dos módulos de elasticidade obtidos pelos sensores de imersão e de barra foram 21,10 GPa e 25,41 GPa, respectivamente. Foi adotado o valor médio entre os dois sensores (de imersão e de barra) como representativo da estaca, com valor igual a 23,25 GPa.

Figura 7.1 - Curvas carga deformação para prova de carga instrumentada.



Assumindo que o módulo de elasticidade da estaca obtido é válido ao longo de toda a estaca, foram calculados os valores de força em cada nível instrumentado a partir da média das deformações medidas, para cada estágio de força aplicada no topo da estaca. A Figura 7.3 mostra o gráfico de transferência de carga obtido para a prova de carga instrumentada.

Os valores de carga na Figura 7.3 se mantem constante na profundidade inicial, entre 0,00 m e 0,50 m, uma vez que foi assumido que a dissipação de carga pode ser desprezada entre o ponto de aplicação na PCE e aquela obtida na instrumentação de referência. Esta diferença poderia, ainda, ser minimizada se antes de executar a PCE fosse escavada a lateral e o fundo do bloco.

Outro aspecto relevante que pode ser observado sobre os resultados mostrados pela Figura 7.3 consiste em constatar a mobilização da resistência por atrito lateral, o que é observado quando, entre dois níveis de sensores, as retas que representam os carregamentos se tornarem paralelas. Sendo assim, observou-se que entre os níveis 1 e 2 (0,5 m a 6,0 m) foi possível mobilizar toda a resistência por atrito lateral entre os estágios de carga de 769,5kN e 935,2kN.

Figura 7.2 - Obtenção do módulo de elasticidade da estaca a partir dos sensores de referência.

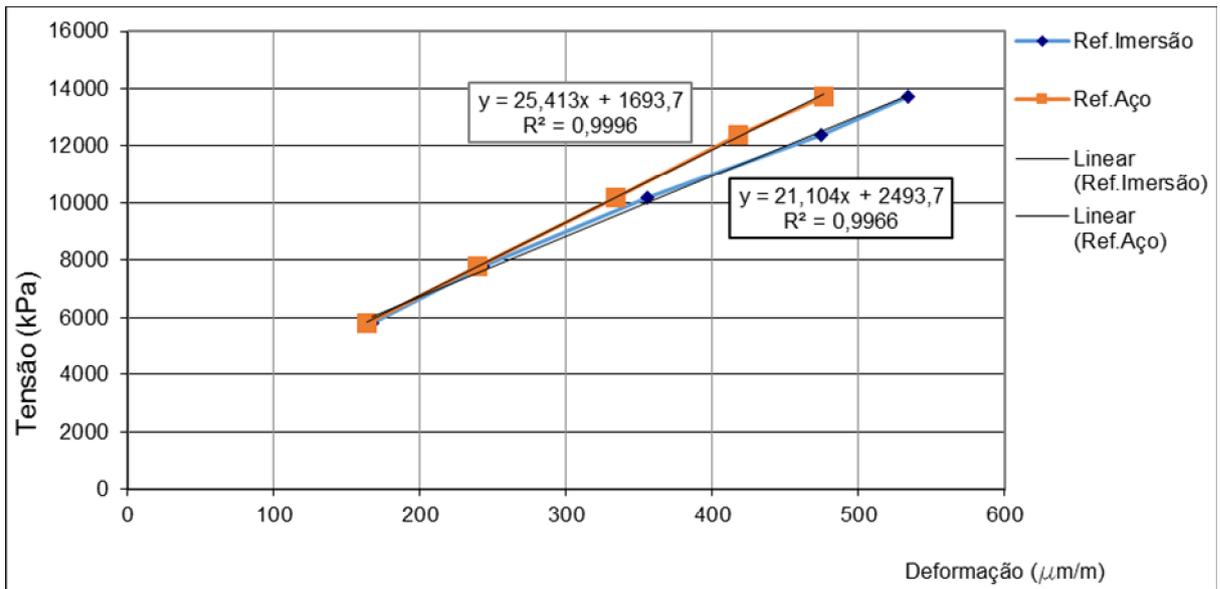
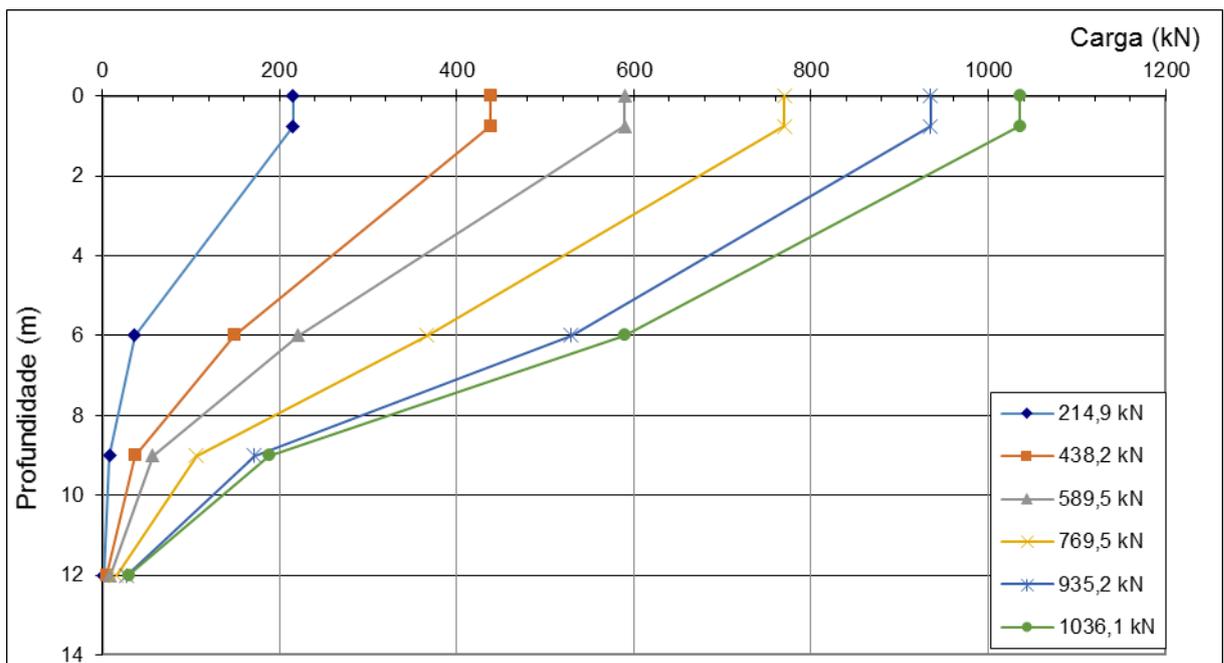
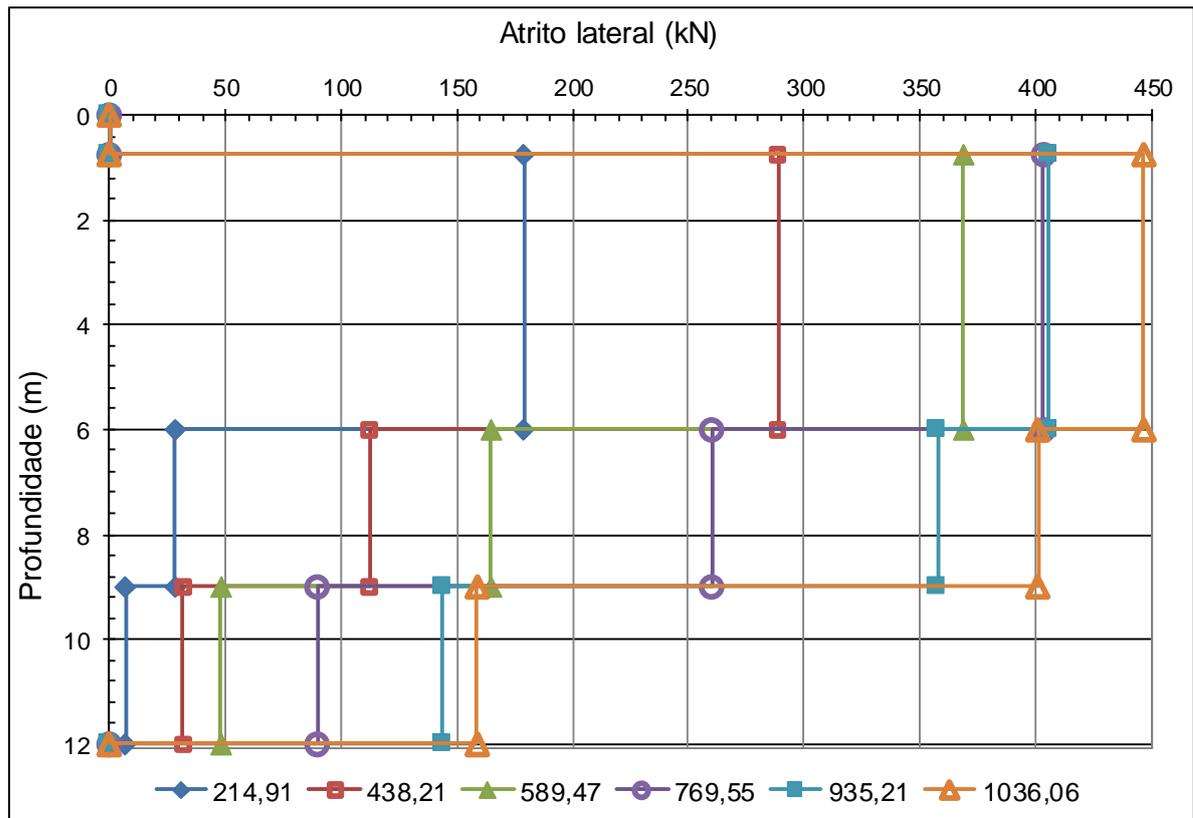


Figura 7.3 - Transferência de carga ao longo da estaca instrumentada.



A partir das curvas de transferência de carga foi possível determinar o diagrama de distribuição da carga por atrito de lateral ao longo da estaca instrumentada, para os 6 estágios de carga aplicadas, conforme mostra a Figura 7.4.

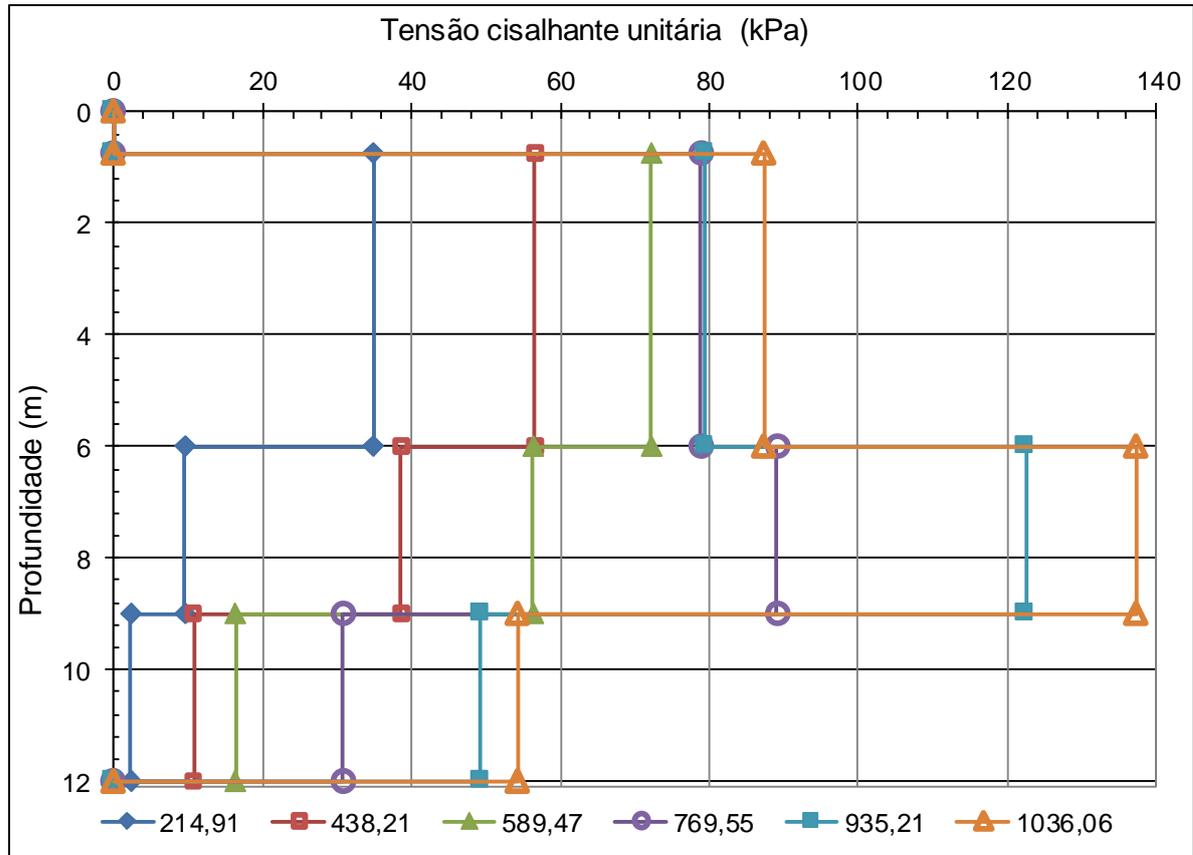
Figura 7.4 Absorção da carga aplicada no topo por atrito lateral ao longo da estaca instrumentada.



A Figura 7.4 evidencia que entre os estágios 4 e 5 (769,5 kN e 935,2 kN) o valor da carga de atrito na camada superficial de argila arenosa (0,5 m a 6,0 m), entre os níveis de instrumentação 1 e 2, foram muito próximos, apoiando a conclusão que para estes carregamentos o atrito lateral disponível da referida camada já estaria totalmente mobilizado. No entanto, o estágio 6 de carregamento (1036,1 kN) consegue transmitir um valor de carga de atrito lateral ainda maior para a camada de argila arenosa para o trecho entre 0,5 m e 6,0 m.

Todavia, as camadas de solos consideradas têm comprimentos diferentes e, portanto, a fim de elucidar a mobilização do atrito lateral, deve-se analisar a distribuição da tensão cisalhante unitária ao longo da estaca instrumentada. Os valores de carga obtidos (Figura 7.4), entre cada nível de instrumentação, foram divididos pela respectiva área lateral da estaca entre os níveis, assim foi obtida a Figura 7.5, para a distribuição da tensão cisalhante unitária.

Figura 7.5 ó Diagrama de distribuição da tensão cisalhante unitária ao longo da estaca instrumentada.



A partir da análise do comportamento das tensões cisalhantes da camada superficial (0,5 m a 6,0 m) foi possível inferir uma tensão cisalhante unitária média de 79,4 kPa, utilizando as tensões obtidas nos estágios 3, 4, 5, e 6 (72,1; 78,9; 79,4; 87,3 kPa, respectivamente) com o coeficiente de variação de 7,85%. Outro aspecto que apoia a conclusão sobre a tensão cisalhante unitária média da camada superficial foi o comportamento observado a partir estágio 4, na camada intermediária, que passou a apresentar tensões cisalhantes unitárias maiores que aquelas observadas na camada superficial.

Na camada intermediária entre 6,0 m e 9,0 m, foi observado o comportamento das tensões cisalhantes unitárias sempre crescentes para cada incremento de carga sobre a estaca, levando a conclusão que ainda não foi possível mobilizar todo o atrito lateral desta camada. Nesta camada foram observadas as maiores tensões cisalhantes unitárias, com valores de 137,3 kPa.

A camada entre os níveis de instrumentação 3 e 4, respectivamente 9,0 m e 12,0 m, também apresentou comportamentos crescentes de tensão cisalhante unitária para cada incremento de carga aplicada. No entanto, este crescimento foi proporcionalmente menor que os obtidos pela

camada intermediária, levando a concluir que o atrito lateral foi pouco mobilizado, sendo que os valores tensão cisalhantes unitárias se tornariam maiores somente quando se esgotasse o atrito lateral da camada intermediária. Ressalta-se que o valor esperado de tensão cisalhante unitária máxima para a camada entre 9,0 m e 12,0 m seria até superior que o obtido para camada intermediária (6,0 m a 9,0 m), devido a esta camada apresentar valores maiores de N_{SPT} , como mostra a sondagem constante no Anexo A.

Pode-se concluir que os carregamentos aplicados na PCE não chegaram a alcançar a carga máxima, pois nenhuma carga foi mobilizada na ponta da estaca, conforme mostra a Figura 7.3. Para o carregamento de 1036,1 kN, somente 29,8 kN chegam a ponta da estaca, ou seja, somente 2,9% da carga máxima aplicada foi suportada pelo solo sob a ponta da estaca.

7.2 COMPARAÇÃO ENTRE PCE E RESULTADOS PREVISTOS

Foram calculados os valores de capacidade de carga para a estaca instrumentada da PCE por meio dos métodos semi-empíricos. Também foram aplicados métodos de interpretação da curva carga recalque para determinação da carga de ruptura. Nos cálculos, foram considerados a sondagem constante no Anexo A, os dados simplificados mostrados na Tabela 5.5, e estaca tipo raiz com 310 mm de diâmetro e 12 m de comprimento, sem pressão de injeção.

7.2.1 Comparações com métodos de capacidade de carga

Os métodos semi-empíricos utilizados foram: Aoki e Velloso (1975); Décourt e Quaresma (1978); Lizzi (1982); Milititsky e Alves (1985); David Cabral (1986); BRASFOND (1991); Teixeira (1996). Os cálculos foram executados conforme descrito no Capítulo 3, seguindo equações de cada método. Na Tabela 7.1 são mostrados os resultados encontrados, sendo: Q_p a resistência última de ponta ou base; Q_L a resistência última lateral; e Q_T a capacidade de carga última da estaca.

De modo geral, os métodos mostraram uma convergência para um valor médio de capacidade carga última de 1250 kN, apresentando grande dispersão de resultados, excluindo-se os métodos de Milititsky e Alves (1985) que obteve um valor 50% inferior, e o Teixeira (1996) que obteve um valor 200 kN superior ao valor médio relatado.

O valor médio encontrado para resistência última de ponta foi de 350 kN, sendo verificadas anormalidades para os métodos de: Milititsky e Alves (1985) que obteve um valor 50% inferior; Lizzi (1982) que não considera o cálculo da parcela devido a ponta; e Aoki e Velloso (1975) com valor mais de 50% superior ao média encontrado.

Para a parcela de resistência última lateral foi obtido o valor médio entre os métodos de 850 kN, estando divergentes à média os métodos de Milititsky e Alves (1985) Aoki e Velloso (1975) que obtiveram valores mais que 50% inferiores; e Lizzi (1982) que apresentou valor mais que 450 kN superior em relação ao valor médio.

Tabela 7.1 ó Resultados dos métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga.

	Q_P (kN)	Q_L (kN)	Q_T (kN)
Aoki e Velloso (1975)	830,24	418,53	1248,78
Décourt e Quaresma (1978)	259,94	939,81	1199,75
Lizzi (1982)	-	1.333,26	1333,26
Milititsky e Alves (1985)	185,67	408,66	594, 34
David Cabral (1986)	408,30	807,38	1215,68
BRASFOND (1991)	362,29	988,00	1350,28
Teixeira (1996)	495,13	1.000,81	1495,94

O método de Aoki e Velloso (1975) foi o método que mais se aproximou do valor médio de 1250 kN. No entanto, as parcelas de resistência última de ponta e resistência última lateral divergiram dos valores encontrados nos outros métodos. Este foi o único método que mostrou parcela de resistência última devido à ponta superior à parcela resistência última lateral.

A fim de realizar uma comparação com os resultados da PCE instrumentada, foram calculados pelos métodos semi-empíricos a tensão cisalhante unitária para a camada entre 0,0 e 6,0 m. A Tabela 7.2 mostra os resultados encontrados, onde q_L é a tensão cisalhante unitária, obtida em cada método dividindo a resistência última lateral pela área lateral da estaca ambas correspondendo a 0,0 e 6,0 m; e q_{LPCE} é a tensão cisalhante unitária média para os últimos estágios de carga obtida pela PCE instrumentada no valor de 79,4 kPa, para camada entre 0,0 e 6,0 m.

Os métodos que levaram a valores de tensão cisalhante unitária calculadas mais próximas às obtidas pela PCE instrumentada foram os métodos de BRASFOND (1991) e de Teixeira (1996), com valores superiores em cerca de 7%. Os demais métodos revelaram, de forma geral, tensões cisalhantes unitárias menores que 50% às encontradas pela instrumentação (Tabela 7.2).

Tabela 7.2 ó Tensões cisalhantes unitárias obtidas pelos métodos semi-empíricos para camada entre 0,0 e 6,0m.

	q_L (kPa)	q_L / q_{LPCE} (kPa)
Aoki e Velloso (1975)	44,56	0,56
Décourt e Quaresma (1978)	41,93	0,53
Lizzi (1982)	37,99	0,48
Milititsky e Alves (1985)	34,97	0,44
David Cabral (1986)	27,95	0,35
BRASFOND (1991)	84,54	1,06
Teixeira (1996)	85,64	1,08

7.2.2 Comparações com interpretação da curva carga-recalque

Os resultados encontrados para a PCE demonstrados através da Figura 5.30, quando comparados com os métodos de interpretação da curva carga ó recalque que definem uma ruptura convencional, dentre estes Terzaghi (1943), Davisson (1972), e NBR 6122 (ANBT, 2010), mostram que a prova de carga estática executada não alcançou a ruptura, conforme indicada pela Figura 7.6. Importante ressaltar que os recalques máximos alcançados na PCE não chegam a ultrapassar os valores de partida dos métodos de ruptura convencional.

O valor do módulo de elasticidade do concreto utilizado no cálculo do encurtamento elástico, dos métodos de Davisson (1972) e da NBR 6122 (ANBT, 2010), foi de 20,17 GPa, obtido por ensaio de módulo de elasticidade em conformidade com NBR 8522 (ABNT, 2008).

Como a ruptura não foi atingida na PCE, os métodos de extrapolação para interpretação da curva carga recalque foram fundamentais para se inferir a carga de ruptura. O ajuste conseguido pelo método de Van der Veen (1953) levou a uma carga de ruptura de 1255 kN, conforme mostrado na Figura 7.7; o ajuste alcançado pelo método de Chin-Kondner (1971) revelou uma carga de ruptura de 1587 kN (Figura 7.8).

Figura 7.6 ó Comparação entre resultados da PCE e métodos de interpretação da curva carga recalque que definem ruptura convencional.

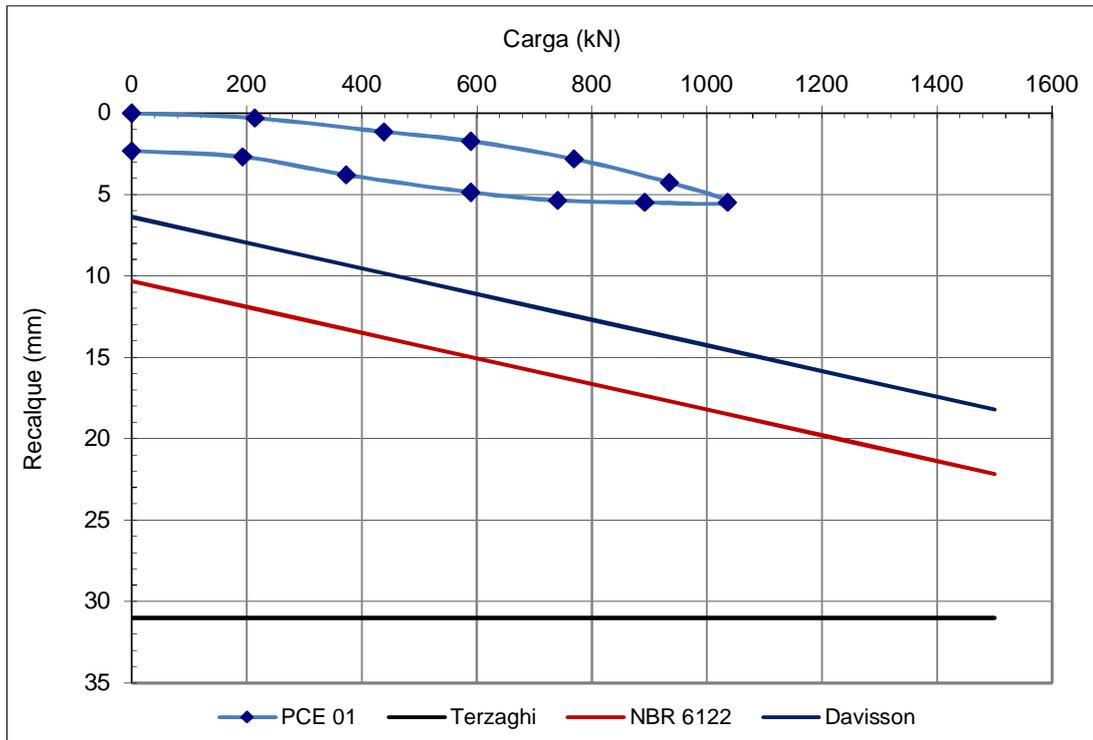


Figura 7.7 ó Ajuste dos dados da PCE para o método de extrapolação de Van der Veen.

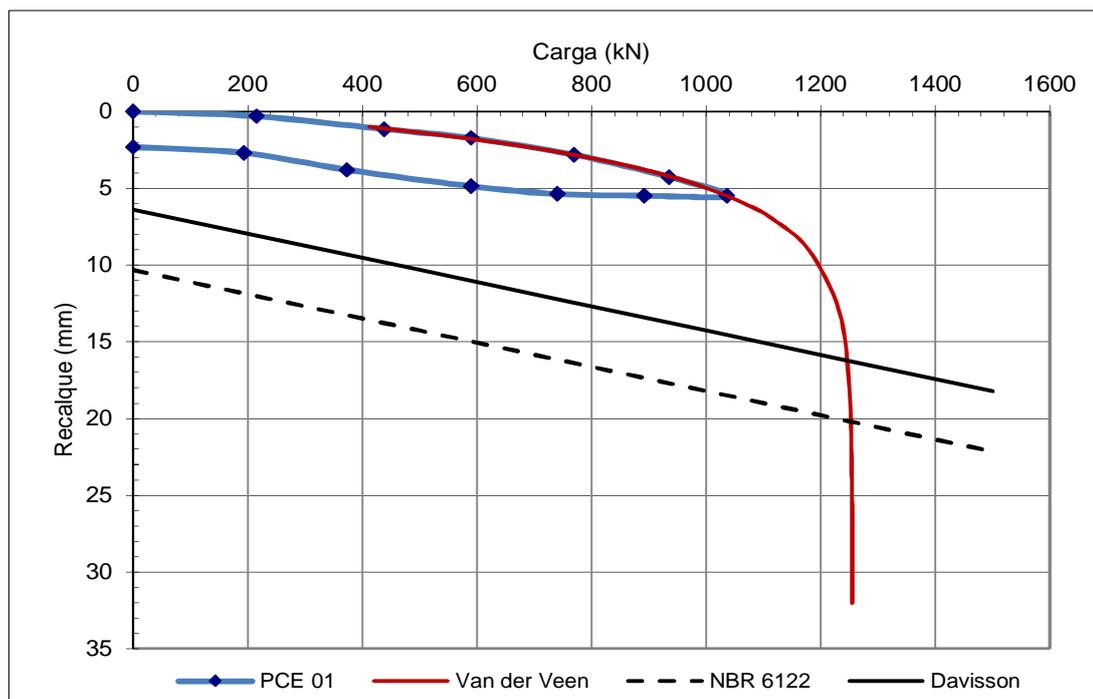
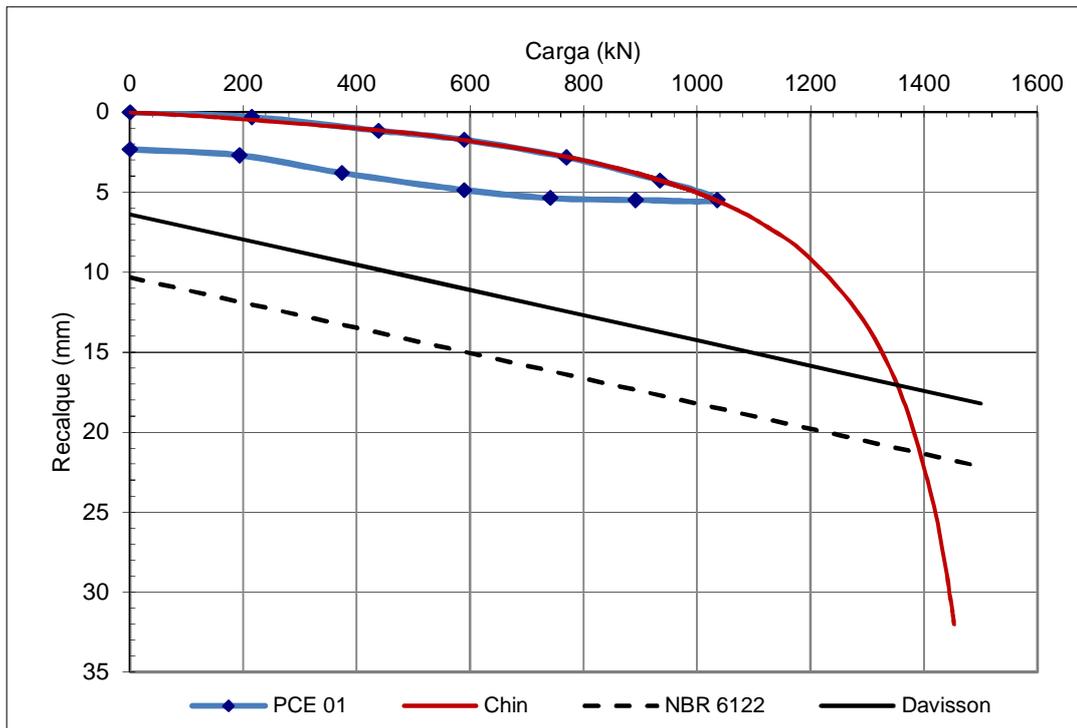


Figura 7.8 ó Ajuste dos dados da PCE para o método de extrapolação de Chin-Kondner.



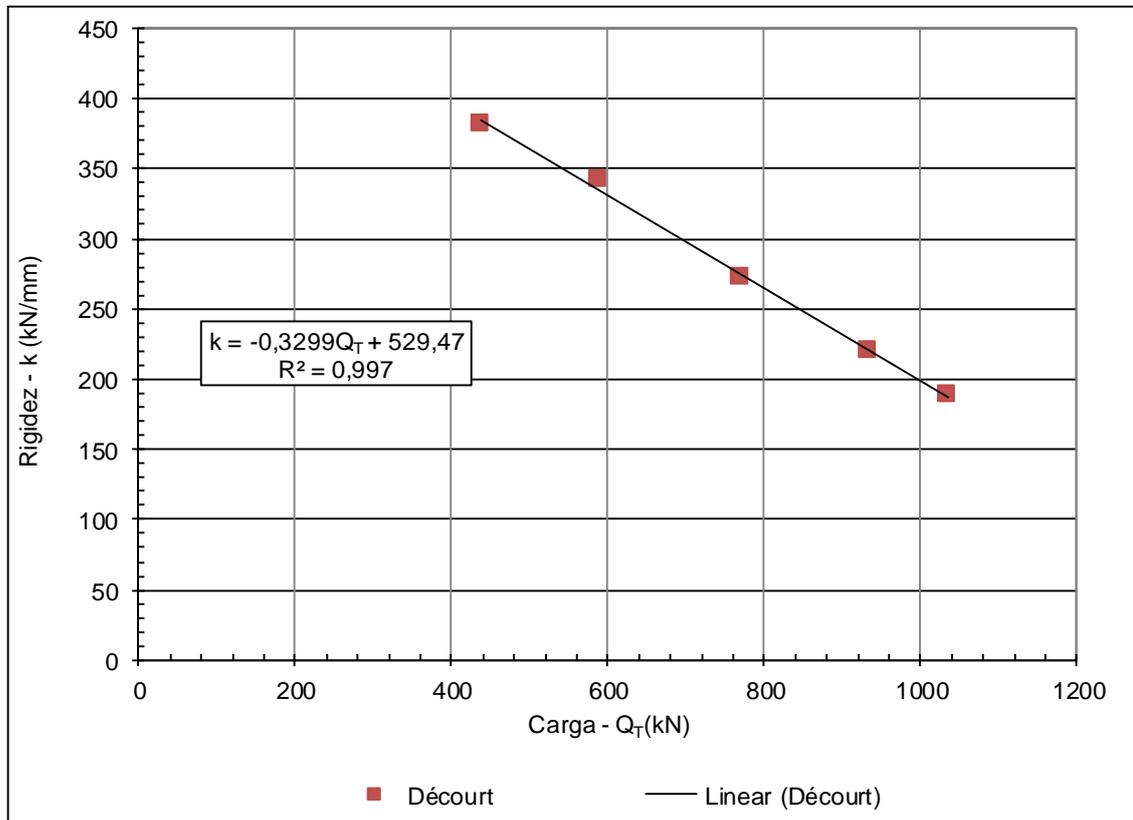
Também calculou-se a carga de ruptura através do método de extrapolação proposto por Décourt (1998). Neste método não se obtém um ajuste da curva carga-recalque, mas sim uma relação entre carga e rigidez, conforme descrito no Capítulo 3. O valor de carga de ruptura obtido foi de 1605 kN (Figura 7.9).

A partir dos resultados mostrados na Tabela 7.1, em combinação com os resultados dos métodos de extrapolação de carga de ruptura, pode-se concluir que a carga de ruptura obtida pelo método de extrapolação de Van der Veen (1953) confirmaram as previsões de capacidade de carga estabelecidos pelos métodos de Aoki e Velloso (1975); Décourt e Quaresma (1978); Lizzi (1982); David Cabral (1986); e BRASFOND (1991). O valor de previsão de capacidade de carga do método de Teixeira (1996) foi o que mais se aproximou da carga de ruptura obtida com os métodos de extrapolação de Chin-Kondner (1971) e Décourt (1998).

Deve-se ressaltar que os métodos de previsão de capacidade de carga de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), e Lizzi (1982) consideram valores de N_{SPT} por camada, enquanto que os demais consideram um valor de N_{SPT} médio ao longo da estaca, o que levaria

a valores de tensão cisalhante unitária por camada influenciados por valores de N_{SPT} de camadas adjacentes.

Figura 7.9 ó Resultados obtidos pelo método de extrapolação de Décourt para os dados da PCE.



Utilizando os resultados da instrumentação da PCE, assumindo que a camada entre 0,0 e 6,0m teve seu atrito todo mobilizado no valor da tensão cisalhante unitária de 79,4 kPa, e combinando os resultados das Tabela 7.2 e Tabela 7.1, conclui-se que os métodos de previsão de capacidade de carga que melhor representaram o comportamento da estaca foram os da BRASFOND (1991) e TEIXEIRA (1996), conforme resumido na Tabela 7.3.

Na Tabela 7.3 são mostradas as relações entre a capacidade de carga prevista pelo método semi-empírico (Q_T) e carga de ruptura prevista pelo método de extrapolação de Chin-Kondner (Q_{CK}) e Décourt (Q_{Dec}). Como observado através da instrumentação, que revelou a não mobilização de todo o atrito lateral do solo ó entre 6,0 a 12,0m óe também da ponta, pode-se inferir que as previsões dos métodos semi-empíricos e também pelos métodos de extrapolação matemáticos tendem a conduzir a valores conservadores.

Tabela 7.3 ó Resumo dos resultados para os métodos de previsão de capacidade de carga da BRASFOND (1991) e Teixeira (1996).

	Q_P (kN)	Q_L (kN)	Q_T (kN)	q_L (kPa)	q_L / q_{LPCE}	Q_T / Q_{CK}	Q_T / Q_{Dec}
BRASFOND (1991)	362,29	988,00	1350,28	84,54	1,06	0,85	0,84
Teixeira (1996)	495,13	1.000,81	1495,94	85,64	1,08	0,94	0,93

Todavia, ressalta-se que uma comparação mais eficiente dos métodos de previsão somente poderia ser feita com uma série de provas de carga instrumentadas, que tivessem mobilizado toda a capacidade de carga da estaca, ou seja, toda a resistência por atrito lateral e toda resistência de ponta.

Também cabe ressaltar, que os métodos de extrapolação apenas fazem uma previsão da parte futura de uma curva matemática baseada nos trechos anteriores desta curva. Estes métodos não conseguem incorporar o percentual de carga já mobilizada em cada camada. Desta forma, a validação de métodos empíricos ou a proposição de novos só deveriam ser feitos com base em provas de carga instrumentadas e que foram levadas até a carga limite.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho apresentou o desenvolvimento de instrumentações na forma de sensores miniaturizados, com suas aplicações em modelos reduzidos e em provas de carga estática, buscando relacionar os resultados encontrados com os previstos para as fundações estaqueadas. As instrumentações e simulações foram elaboradas integralmente no período desta pesquisa resultando nesta dissertação, que deve contribuir com comunidade técnica e científica, disponibilizando a metodologia de instrumentação para desenvolvimento de outras pesquisas e avaliação do desempenho de fundações estaqueadas.

A metodologia para instrumentação de fundações estaqueadas teve como principal objetivo a miniaturização de sensores, e a confecção fora da obra, de forma que sua instalação não resultasse em alterações representativas de cronograma, e fosse garantido funcionamento e a qualidade dos instrumentos, possibilitando o monitoramento de estacas e pilares.

Para a produção dos 94 sensores foram considerados aspectos relevantes de como construir o sensor, podendo ressaltar: que os procedimentos de preparação e colagem podem interferir nos valores de deformação absolutas do sensor, e também na sua durabilidade, por exemplo, se mal executados podem causar descolamento do extensômetro; que a configuração da ponte, tanto na posição dos extensômetros como na ordem de ligação do circuito pode influenciar nos valores de deformações medidas, alterando o valor do fator de ponte.

Destaca-se a proteção dos sensores, pois é um dos fatores que defini a vida útil dos sensores, e mais influencia sua durabilidade, sendo considerado procedimento de proteção desta pesquisa como excelente, pois nenhum dos sensores confeccionados parou de funcionar sem um motivo externo. Os sensores chegaram a ser submersos por mais de 220 horas seguidas em recipiente com água, também inseridos em pilaretes submersos por mais de 28 dias seguidos, e ainda, inseridos em trechos de prova de carga abaixo do lençol por mais de 20 meses, e ainda assim, não mostraram curto circuito, sendo possível a leitura dos sinais.

Durante acompanhamento das deformações continuamente, por períodos maiores que 24 horas, seja para sensores submersos ou para pilaretes, foram notadas a influência da temperatura do ambiente nas leituras de deformações, assim como efeitos ressonantes de sinais. Para eliminar essas influências devem ser feitas leituras intermitentes sempre nos mesmos horários, todavia a temperatura varia ao longo do mês e do ano, de forma que para se conhecer o comportamento da variação da deformação em função da temperatura foram feitos testes que resultaram no gradiente de temperatura de $1,3 \text{ m/m/}^\circ\text{C}$. E, sobre os sinais ressonantes se concluiu que os usos de leituras intermitentes podem minimizar o problema o que resultou, para esta pesquisa, em variações típicas da ordem de 30 m .

A calibração de todos os sensores em laboratório foi fundamental, pois foi verificado o seu funcionamento, a repetibilidade do módulo de elasticidade advindos dos ensaios, e obtido um coeficiente de correção para cada sensor em relação ao comportamento médio dos sensores, que variou entre 0,93 e 1,08. Foi realizada na maioria dos sensores a calibração por compressão, que apesar de fornecer resultados com histerese entre carga e descarga, representa melhor o comportamento do sensor na estrutura e não o danifica durante a calibração. Para resolver o problema da histerese foi utilizado somente o trecho de carga dos ensaios.

Os modelos reduzidos na forma de pilaretes de concreto foram importantes para verificar comportamentos dos sensores em condições confinadas, inseridos em peças estruturais. O acompanhamento das deformações durante a cura dos pilaretes na condição de repouso, ou seja, sem carga, mostrou tanto na condição não submersa quanto submersa, e tanto para leituras com sinais contínuos quanto para leituras com sinais intermitentes, uma tendência crescente nos primeiros 7 dias, seguida de decrescente até 28 dias, seguida de estabilização após 28 dias. Sendo a grandeza destas variações de deformações da ordem de 30 a 60 m durante os 7 primeiros dias, seguidos de decréscimos da ordem de 100 a 140 m entre 7 a 28 dias, e depois de 28 dias se tornam pouco representativas, entre 10 a 20 m . Em todos os casos de pilaretes na condição de repouso os sensores de imersão mostraram variações de deformação maiores que os de barra.

Os pilaretes quando submetidos a ciclos de carregamento mostraram convergência com relação aos valores de módulo de elasticidade obtidos pelos sensores, tendendo a cada ciclo de carregamento o valor se tornar menor. Foram observados efeitos de acomodação de deformações devido aos primeiros carregamentos. Após vários ciclos de carga os valores de

módulo elasticidade obtidos para cada sensor apresentaram de 3 a 12% de coeficiente de variação, sendo observados módulos de elasticidade de sensores de imersão maiores que os obtidos para barra.

Para os pilaretes instrumentados externamente e com sensores de imersão e barra em seu interior, pode-se concluir na maioria dos casos que o comportamento dos extensômetros colados externamente foram mais próximos aos sensores de imersão, ou seja, os sensores de imersão representaram melhor o pilarete, e ainda, na maioria dos casos os módulos de elasticidade dos pilaretes foram maiores para extensômetros externos, seguidos por imersão e depois barra.

Considerando todas as campanhas de pilaretes quanto a viabilidade do uso módulo composto, conclui-se que a relação entre os módulos dos pilaretes obtidos com sensores de imersão e barra, e o módulo de elasticidade do concreto foi respectivamente de 87% e 81%. Os valores dos resultados de ensaios de módulo de elasticidade do concreto foram cerca de 2 a 6 GPa superior que os valores obtidos com os sensores de imersão em cada campanha.

De modo geral, a partir das simulações nos pilaretes, pode-se ressaltar sobre os comportamentos dos sensores de barra e imersão: primeiro, os sensores de imersão são mais simples, não necessitam de anteparos, parafusos, e soldagem para fixação, por isso podem ser considerados de melhor viabilidade econômica, no entanto, a fixação com arames e presilhas pode não garantir a verticalidade, e as forças medidas podem não ser as maiores possíveis. Segundo, os valores de módulo de elasticidade dos sensores de imersão tendem a ser maiores que os barra, sendo mais próximos a extensômetros colados externamente, ao módulo de elasticidade do concreto, e ao módulo de elasticidade composto. Em contraposição, os sensores de barra são menos suscetíveis a efeitos de cura do concreto, e mostram menor oscilação de sinais.

Na prova de carga instrumentada os sensores de imersão mostraram maiores deformação que os de barra para todos os níveis. A partir da instrumentação do topo da estaca, no nível de referência, foi obtido módulo de elasticidade da estaca no valor de 23,25 GPa. Sendo possível determinar as tensões cisalhantes unitárias para cada camada de solo e para cada estágio de carregamento. Foi verificado que na camada entre 0,0 e 6,0m foi mobilizado praticamente todo o atrito lateral disponível alcançando um valor médio de 79,4 kPa para tensão cisalhante unitária. Constatou-se que para o maior estágio de carga aplicada, somente 2,9% desta carga

atuante foi percebida na ponta da estaca. O conjunto dos resultados obtidos mostraram que a instrumentação aplicada consiste em uma ferramenta viável para obter as cargas ao longo da estaca.

Os métodos semi-empíricos aplicados para a previsão da capacidade de carga convergiram para um valor médio de cerca de 1250 kN, no entanto, ao utilizar métodos de extrapolação da curva carga recalque para determinação da carga de ruptura combinados com valor de tensão cisalhante unitária limite entre 0,0 a 6,0m, obtida pela instrumentação, os melhores resultados para previsão foram da BRASFOND (1991) e Teixeira (1996).

Como as tensões cisalhantes unitárias das camadas entre 6,0 a 12,0m, ainda não foram totalmente mobilizadas, pode-se inferir métodos matemáticos de extrapolação da curva carga-recalque. No entanto, ressalta-se para a correta comparação e ajustes de novos métodos de capacidade de carga, muitas provas de carga instrumentadas deveriam ser empregadas, já que a forma de mobilização de atrito é extremamente variável e de difícil extrapolação.

A presente pesquisa possibilitou o desenvolvimento de uma instrumentação miniaturizada, sendo realizadas simulações diversas, relacionando-as com o desempenho de fundações estacadas. Ao final desta pesquisa foram desenvolvidos 94 sensores, todos protegidos e devidamente calibrados, destes foram aplicados em simulações com pilares e provas de carga estática somente 25 instrumentos, restando 69 sensores, que serão aplicadas em instrumentações de novas provas de carga e de uma obra como um todo, em vários pilares e estacas, constituindo a continuação e complementação desta pesquisa. Sendo assim, sugere-se como tópicos para trabalhos futuros no mesmo tema:

- Executar um maior número de provas de carga estáticas instrumentadas com mobilização de todo atrito lateral, da parcela de resistência última da ponta;
- Buscar instrumentar várias obras, em pilares e estacas, preferencialmente pilares que chegam num bloco sobre estacas, ou pilares que chegam num radier estaqueado, e monitorar durante sua construção, relacionando as cargas previstas no projeto estrutural com as cargas medidas;
- Executar simulações numéricas dos pilares e estacas instrumentadas relacionando os resultados obtidos pelos métodos numéricos com os resultados da instrumentação instalada.

REFERÊNCIAS

- ABNT ó Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5739**: Concreto ó Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007, 9p.
- ABNT_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010, 91p.
- ABNT_____. **NBR 6484**: Solo ó sondagem de simples reconhecimento com SPT ó método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001, 17p.
- ABNT_____. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984, 2p.
- ABNT_____. **NBR 6892**: Materiais metálicos ó Ensaio de tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013, 70p.
- ABNT_____. **NBR 8044**: Projeto geotécnico - Procedimento. Rio de Janeiro, 1983, 58p.
- ABNT_____. **NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008, 16p.
- ABNT_____. **NBR 12131**: Estacas ó Prova de carga estática ó Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2006, 8p.
- ABNT_____. **NBR 13208**: Estacas ó Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007, 12p.
- ADOLFATO, R. P.; CAMACHO, J.S.; BRITO, G. A. **Extensometria Básica**. Apostila, Universidade Estadual Paulista Julio de Mesquita Filho. Ilha Solteira. 2004. 45 p.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. de. **Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de campinas**. 1996. 225f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) ó Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1996.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**. 2001. 263f. Tese (Doutorado em Engenharia) ó Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; MASSAD, F.; FONSECA, A. V.; CARVALHO, D.; SANTOS, J.; ESTEVES, E. C. Effects of the Construction Method on Pile Performance: Evaluation by Instrumentation. Part 1: Experimental Site at the State University of Campinas. **Soil and Rocks**, v. 34, n. 1, p 35-50, 2011a.
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; MASSAD, F.; FONSECA, A. V.; CARVALHO, D.; SANTOS, J.; ESTEVES, E. C. Effects of the Construction Method on Pile Performance: Evaluation by Instrumentation. Part 2: Experimental Site at the Faculty of Engineering of the University of Porto. **Soil and Rocks**, v. 34, n. 1, p 51-65, 2011b.
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; MELO, E. O. Emprego de Extensômetros Elétricos de Resistência para Instrumentação de Estacas Metálicas. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 17º, 2014, Goiânia-GO, **Anais...** Goiânia: ABMS, 2014. Documento eletrônico em CR-ROM.

- ALMEIDA, M. P. B. **Prova de carga rápida com recalque estabilizado**. 2009. 79f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.
- ALMEIDA, P. A. O.; RODRIGUES, J. F. S. **Introdução a Análise Experimental de Estruturas**. Apostila, Laboratório de Sistemas Estruturais Ltda. Fortaleza. 2002. 24 p.
- ALONSO, U. R. Projeto e desempenho das fundações (Retrospectiva da experiência Brasileira). *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTÉCNIA IV, SEFE*, 2004 São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 2004. v.2 p.1-34.
- AMANN, K. A. P. **Metodologia semi-empírica unificada para estimativa de capacidade de carga de estacas**. 2010. 430 f. Tese (Doutorado em Engenharia) ó Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- AMARAL, C. S.; ROCHA FILHO, P. Características e desempenho de uma célula de carga para a determinação do mecanismo de transferência de carga em estacas escavadas. *In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS*, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1985. v.2, p.161-172.
- ANDREO, C. S.; GONÇALVES, C.; BERNARDES, G. P. Avaliação da carga mobilizada em estacas tipo hélice contínua com base no ensaio de carregamento dinâmico. *In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002. 5p.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas. *In: 5th PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 1975, Buenos Aires. **Proceedings**, Buenos Aires. 1975. v.1, p. 367-376.
- AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity. *In: 5th PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 1975, Buenos Aires, **Proceedings...**, Buenos Aires, 1975. v.1, p.377-386.
- AOKI, N. A new dynamic load test concept. *In: 15th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro, 1989. v.1, p.1-4.
- AOKI, N. Carga admissível de estacas através de ensaios dinâmicos. *In: I SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*, 1994, Porto Alegre. **Anais...**, Porto Alegre: ABEF, 1994. p. 73-98.
- ARAÚJO, S. S.; GUIMARÃES, G. N.; GEYER, A. L. B. Influência do tipo de medição na determinação do módulo estático de elasticidade do concreto. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 5, 10 p, 2012.
- BALBINOT, A.; BRUSAMARELO, V. J. **Instrumentação e Fundamentos de medidas, volume 1**. 2ª Edição. Rio de Janeiro: LTC. 2013a. 385 p.
- BALBINOT, A.; BRUSAMARELO, V. J. **Instrumentação e Fundamentos de medidas, volume 2**. 2ª Edição. Rio de Janeiro: LTC. 2013b. 492 p.
- BARRETO JUNIOR, E. **O Extensômetro Elétrico de Resistência**. Ebook, livro eletrônico. Editora ieditora, Edições inteligentes comércio eletrônico. 2005. 79 p.

- BASTOS, P. S. S. **Pilares de Concreto Armado**. Apostila, Estruturas de Concreto II. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia. Universidade Estadual Paulista. 2005. 20 p.
- BITTENCOURT, D. M. A. **Construção de uma ferramenta numérica para análise de radiers estaqueados**. 2012. 222f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) ó Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2012.
- BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5. ed. United States: The McGraw-Hill Companies, 1996. p.213-270.
- BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; DE MELLO, V. F. B. Behaviour of foundations and structures. *In: 9th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1977, Tokyo, Japan. Proceedings...* Tokyo, Japan, 1977. v. 2, p. 495-546.
- CABRAL, D. A. O uso de estacas raiz como fundação de obras normais. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8º, 1986, Porto Alegre/RS. Anais...* Porto Alegre, 1986. v.6, p.71-82.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; MEDEIROS, C.; DE AQUINO, F. R.; ANDRADE, L.; BEZERRA, N. M.; ROCHA, P. J. Análises dos Resultados de Provas de Carga Estáticas sobre Fundações Profunda *In: XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2010, Gramado, Brasil. Anais...* Gramado: ABMS, 2010. CD-ROM.
- CAMPOS, G.C.; SOBRINHO, R.R. Comportamento de fundação mista em provas de carga instrumentada. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS ó SEFE III, 3º, 1996, São Paulo. Anais...* São Paulo: ABMS, 1996. v.1, p.193- 204.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo NBR 6118:2003. 2ª Edição. São Carlos:EdUFSCar. 2005. 374 p.
- CINTRA, J. C. A; AOKI, N. **Carga admissível em fundações profundas**. 1.ed. São Carlos: Projeto Reenge EESC-USP, 1999, v.1, p 33-34.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 96 p.
- CINTRA, J. C. A.; TOSHIKI, T. **Instrumentação de modelos de estacas com ãstraingagesö. Publicação 49/88**. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de geotecnia. 1988. 19 p.
- CHAMECKI, S. Novo conceito de ãrecalque diferencial admissívelö. *In: 2º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 1958, Recife. Anais...* São Paulo: ABMS, 1958. v. 1, p. 3-6.
- CHIN, F.K. Discussion of pile test. Arkansas River Project. **Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering**, ASCE, vol.97, SM 6, p. 930-932, 1971.
- COSTA BRANCO, J. M. **Melhoria da contribuição da resistência de ponta em estacas escavadas com Trado Mecânico**. 2006. 277f. Tese (Doutorado em Geotécnica) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.
- CUNHA, R. P.; SALES, M. M. Field load tests of piled footings founded on a tropical porous clay. *In: 3rd. INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP*

FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 1998, **Proceedings...**, Universiteit Ghent. Proc. of 3rd, 1998. p. 433-438.

DAS, B. M. **Principios de Ingeniería de Cimentaciones**. 5ª edición. California State: Thomson, Canada. 2006. p. 471-574.

DAVISSON, M. T. High capacity piles. In: INNOVATIONS IN FOUNDATION CONSTRUCTION, 1972, Chicago. **Proceedings** U.S.A: ASCE, p.81-112.

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

DÉCOURT, L. Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. v. 1, p.215-224.

DÉCOURT, L. Ruptura de fundações e coeficientes de segurança a luz do conceito de rigidez. In: 11º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998a. v. 3, p. 1599-1606.

DÉCOURT, L. **Análise e projeto de fundações profundas, Estacas**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Editores). **Fundações: teoria e prática**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998b. p 265-301.

DE MELLO, V. F. B. Deformações como base fundamental da escolha de fundação. **Geotecnica**, Portugal v. 5, n. 12, p. 55-75, 1975.

DE MELLO, V. F. B. Abismo entre teoria e prática de fundações profundas: escolha de parâmetros geotécnicos de projeto. In: 1º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS NR-SP, 1986. v. 4, p. 13-58.

DIAS, C.R.R.; SOARES, M.M. Instrumentação de uma estaca metálica teste instalada em argila mole. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO ó SINGEO 90, 1990, Rio de Janeiro-RJ. **Anais** Rio de Janeiro, 1990, p.71-84.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. 1ª ed. Nova York:JohnWiley& Sons, Inc. 1988. 577p.

EHRlich, M.; SOUZA, H.G. Transdutores elétricos de força para uso em geotecnica. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro-RJ. **Anais** Rio de Janeiro, 1988, v.2, p.377-391.

FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H.; LOBO, A. S.; CARVALHO, D. Correlações entre atrito lateral medido em provas de carga, em estacas apiloadas, instrumentadas e resultados de ensaios SPT-T e CPT. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.1, n.1, p.3-18, 1998.

FIALHO, A. B. **Instrumentação Industrial: Conceitos, Aplicações e Análises**. 7ª edição. São Paulo: Érica, 2010. p 147-151.

FLEMING, W. G. K.; WELTMANN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. **Piling engineering**. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. 1992.

FRANÇA, D. C. **Provas de carga instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (Estacões)**. 2011. 162f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) -

Departamento de Estruturas e Geotecnia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2011.

FREITAS NETO, O. **Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil**. 2013. 253f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

GALLINA, R. **Os extensômetros elétricos resistivos: evolução, aplicações e tendências**. 2003. 84 f. monografia de especialização - Universidade São Judas Tadeu. 2003.

GARCIA, J. R. **Estudo do comportamento carga vs recalque de estacas raiz carregadas à compressão**. 2006. 186 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

GARCIA, J. R. **Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP**. 2015. 340 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2015.

GUIMARÃES, R. C. **Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas**. 2002. 182 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2002.

HANNA, T. H. **Foundation instrumentation**. 1ª edição. Sheffield: Trans Tech Publications, 1973. 338p.

HBM ó Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH. **The Route to Measurement Transducers ó A Guide to the Use of the HBM k Series Foil Strain Gages e Accessories**. Manual. Darmstadt. 2008.

HBM ó HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GMBH. **QuantumX**. Manual. Darmstadt. 2011. 181p.

HBM ó HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GMBH. **How to Form Strain-gage Bridges**. Manual. Darmstadt. 2015. 47p.

HIBBELER, R. C. **Resistencia dos materiais**. 7. Ed. São Paulo: Editora Pearson Prentice Hall, 2010.

HOFFMANN, K. **An Introduction to Measurements using Strain Gages**. Darmstadt. Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH. 257p. 2012.

JAKY, J. The coefficient of earth pressure at rest. **Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers**, v. 78, n. 22, p. 355-358, 1944.

KONDNER, R.L. Hyperbolic stress- strain response. Cohesive Soils. **Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering**, ASCE, v.89, SM 1, p.117-131, 1963.

LAIBLE, M. **Electrical Measurement of Mechanical Quantities**. Darmstadt. Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH. 225 p. 2000.

LINDQUIST, L.N.; YASSUDA, A.J.; SILVEIRA, J.F.; SILVA, R.F.; NIYAMA, S. Técnicas modernas de instrumentação de campo. *In*: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro-RJ. **Anais...** Rio de Janeiro, 1988. v.2, p.589-610.

- LIZZI, F. The pali radice (root piles) - a state-of-the-art report. *In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES*, Bangkok, 1982. **Proceedings** Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. p.417-450.
- MANDOLINI, A. Design of piled raft foundations: practice and development, *In: 4th INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES*, 2003, Ghent. **Proceedings** Rotterdam: Millpress, 2003. v. 1, p. 59-80.
- MANDOLINI, A.; RUSSO, G.; VIGGIANI, C. Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. *In: 16th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 2005, Osaka, Japan. **Proceedings...** Rotterdam: Millpress, 2005. p. 177-213.
- MASSAD, E., Provas de carga e acompanhamento de recalques *In: 1º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS ó SEFE I*, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo, A.B.M.S., 1985. v.2, p.9-72.
- MCCLELLAND, B. Design of deep penetration piles for ocean structures. **J. Geotech. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng.**, United States, v. 100, 1974.
- MENEZES, S.M. **Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo**. 1997. 377f. Tese (Doutorado em Engenharia) ó Departamento de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1997.
- MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Géotechnique**, London, v. 2, n. 4, p. 301-332, 1951.
- MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. The Eleventh Terzaghi Lecture. **Journal of the Geotechnical Engineering**, Division, v. 102, n. GT3, p.195-228, 1976.
- MILITITSKY, J.; ALVES, I. Discussions ó Section 3.3: Building foundations. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS, IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS*, 1985, Brasília. **Proceedings** São Paulo: ABMS, 1985. v.4, p. 45-48.
- MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Journal of Applied Physics**, v. 7, n. 5, p. 195-202, 1936.
- MUCHETI, A. S. **Estaca hélice segmentada: execução, verificação de integridade e estudo de comportamento**. 2008. 123 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.
- MURRAY, W.M.; MILLER, W. R. **The bonded electrical resistance strain gage an introduction**. New York: Oxford University Press, Inc., 1992. 409p.
- NÁPOLES NETO, A. D. F. **História das fundações. Uma breve história das fundações**. *In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S.* (Editores). *Fundações: teoria e prática*. 2^a ed. São Paulo: PINI, 1998. p 17-33.
- NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. **Verificação de desempenho**. *In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S.* (Editores). *Fundações: teoria e prática*. 2^a ed. São Paulo: PINI, 1998. p 723-749.

- NIYAMA, S.; MASSAD, F.; ROCHA, R.; XAVIER FILHO, M. S. Análises de provas de carga em micro-estacas injetadas num solo de alteração *In: SIMPÓSIO BRASILEIROS DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA*, 1981, Rio de Janeiro, **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981. p.683-705.
- NIYAMA, S.; AZEVEDO JUNIOR, N. Considerações sobre instrumentação de estacas cravadas de ponta aberta. *In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO ó SINGEO 90*, 1990, Rio de Janeiro-RJ. **Anais...**, Rio de Janeiro, 1990, p.27-36.
- NIYAMA, S.; MORAES, J. T. L.; SOBRINHO, R. R.; ALVIM, F. M.; TACHIBANA, L. S. Desenvolvimento de um transdutor de deformação específica para provas de carga em estacas. *In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*, 1994, Foz do Iguaçu-PR. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v.1, p.152-158.
- NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. 2004. 246 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.
- PACHECO, R. T. **Análise da interação entre estacas escavadas em solo residual**. 2004. 221f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) ó Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2004.
- PASCHOALIN FILHO, J. A. **Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas executadas em solo de diabásio da região de Campinas / SP**. 2008. 426 f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) - Faculdade de Engenharia Agrícola. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.
- PAZOS, F. **Automação de Sistemas & Robótica**. Rio de Janeiro: Editora Axel Books, 2002. 346 p.
- PÉREZ, N. B. M. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014. 171f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2014.
- POULOS, H.G., DAVIS, E.H. The settlement behavior of single axially loaded incompressible piles and piers. **Geotechnique**, London, v.18, n.3, p.351-371, 1968.
- POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Pile Foundations Analysis and Design**. John Wiley and Sons, New York, 1980.397p.
- POULOS, H. G. Alternative design strategies for piled raft foundations. *In: 3rd INT. CONF. DEEP FOUNDATIONS*, 1994, Singapore. **Proceedings** Singapore, 1994. p. 239-244.
- POULOS, H. G. Piled raft foundations: design and applications. **Geotechnique**, London, v. 51, n. 2, p. 95-113, 2001.
- POULOS, H. G.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C. Foundations and retaining structures ó research and practice. *In: 15th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 2001, Istanbul. **Proceedings...** Istanbul, 2001. v. 4, p. 2527-2606.
- POULOS, H. G. Use of stiffness inserts in pile groups and piled rafts. **Geotechnical Engineering**. v. 159, n. 3, p. 153-159, 2005.

- PRESA, E. P.; POUSADA, M. C. **Retrospectiva e técnicas modernas de fundações em estacas**. Salvador: ABMS ó Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Núcleo Regional da Bahia, 2001. 75 p.
- RANDOLPH, M. F.; MURPHY, B. S. Shaft capacity of driven piles in clay. *In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE*. 1985, Houston, Texas. **Proceedings...** Houston: OTC. 1985. P. 8.
- REUL, O.; RANDOLPH, M. F. Piled rafts in overconsolidated clay comparison of in situ measurements and numerical analyses. **Geotechnique**, London, v. 53, n. 3, p. 301-315, 2003.
- REUL, O. Numerical Study of the Bearing Behavior of Piled Rafts. **International journal for numerical and analytical methods in geomechanics**. Malden, v. 4, n. 2, p. 59-68, 2004.
- ROCHA, R.; YASSUDA, A.J.; MASSAD, E. Provas de carga em estaca raiz instrumentada. *In: I SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS*, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS. 1985. v.1, p.179-193.
- ROCHA, R.; DANTAS, F.A.S. Análise do comportamento da argamassa de preenchimento e das provas de carga instrumentadas em estaca do tipo raiz. *In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*, 1986, Porto Alegre/RS. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986. v.6, p.181-192.
- ROTTMANN, E. **Previsões teóricas e resultados de instrumentação como elementos de projeto de estacas: um caso real**. 1985. 208f. 2v. Dissertação (Mestrado em Engenharia) ó Escola Politécnica. Universidade de São Paulo 1985.
- SALES, M. M.; CUNHA, R. P.; JARDIM, N.A. Analysis of piled footing tests on a tropical porous clay. *In: XI PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 1999, Foz do Iguaçu, **Proceedings...**, Foz do Iguaçu: ICMSEF, 1999. v.3, p.1395-1402.
- SALES, M. M. **Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas**. 2000. 229 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília, Brasília, 2000.
- SALES, M. M.; CUNHA, R. P.; FARIAS, M. M. Método alternativo para a simulação numérica do comportamento de estacas totalmente mobilizadas em fundações mistas. *In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE INFORMÁTICA EM ENGENHARIA*, 2001, Curitiba, **Anais: INFOGEO 2001**, Curitiba, Setembro 2001, CDRom, 10p.
- SALES, M. M.; CUNHA, R.P.; CARVALHO, J.C.; SILVA, C.M. Previsões de comportamento de um radier estaqueado no Distrito Federal. *In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 2002, São Paulo. **Anais...**, São Paulo: ABMS, 2002. v.3, p.1459-1469.
- SALES, M. M.; CUNHA, R. P.; POULOS, H. G.; SMALL, J. C. Simplified approach for load-settlement curve estimation of piled rafts. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v 28, n.1, p. 73-83. 2005.
- SALES, M. M.; SMALL, J. C.; POULOS, H. G. Compensated piles rafts in clayey soils: behaviour, measurements, and predictions. **Canadian Geotechnical Journal Engineering**, Canada, v 47, p. 327-345. 2010.
- SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 1ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos. 2000. 189 p.

- SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 2013. 136f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.
- SILVA, T. I.; CARVALHO, A. A.; LEISTER, D. D.; SILVA, A. C. R. Desenvolvimento de um sensor a corda vibrante para aplicação em engenharia de reabilitação. *In: II CONGRESSO LATINOAMERICANO DE INGENIERÍA BIOMÉDICA*, 2001, Habana. **Anais...**, Habana, 2001.
- SILVA, C. M. **Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua**. 2011. 311 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília, Brasília, 2011.
- SLADEN, J. A. The adhesion factor: applications and limitations. **Canadian Geotechnical Journal Engineering**, Canada, v 29, p. 322-326. 1992.
- SOUZA, A. **Estaca piloto instrumentada: uma ferramenta para o estudo de capacidade de carga de estacas quando submetidas a esforços axiais de compressão**. 2001. 322 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.
- TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA*, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF, 1996. v.1, p. 33-50.
- TEIXEIRA, C.Z.; ALBIERO, J.H.; CARVALHO, D. Transferência de carga de tubulões curtos de base alargada em solos residuais de gnaisses. *In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 1998, Brasília-DF, **Anais...** Brasília: ABMS, 1998. v.3, p.1561-1566.
- TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. Nova Iorque: John Wiley and Sons, 1943.
- TOMLINSON, M. J.; WOODWARD, J. **Pile Design and Construction Practice**. 5th ed. Londres: Taylor & Francis, 2008. p. 141-143.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. *In: III INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 1953, Zurich. **Proceedings** Zurich: ICOSOMEF, 1953. v.2, p.84-90.
- VARGAS, M. **História das fundações. História da engenharia de fundações no Brasil**. *In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Editores). Fundações: teoria e prática*. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998. p 34-50.
- VELLOSO, D. A.; AOKI, N.; LOPES, F. R.; SALOMON, J. A. Instrumentação simples para provas de carga em tubulões e estacas escavadas. *In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO EM ENGENHARIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES*, 1975, Rio de Janeiro-RJ. **Anais...** Rio de Janeiro: COOPE-UFRJ, 1975. v.1, p.269-280.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Fundações profundas. Nova edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 569 p.
- VÉSIC, A. S. Experiments with instrumented pile groups in sand. **Performace of Deep Foundation**. ASTM -- SPEC Techn. Publ., nº 444, p.171-222. 1969.
- VÉSIC, A. S. Load transfer in pile-soil systems. *In: CONFERENCE ON DESIGN AND INSTALLATION OF PILE FOUNDATIONS AND CELLULAR STRUCTURES*, 1970, Bethlehem. **Proceedings...** Lehigh Univ., Bethlehem, 1970. v. 01, p. 47-73.

VÉSIC, A. S., 1975. **Bearing capacity of shallow foundations**. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (Editores). *Foundation engineering Handbook*. New York: VanNostrand Reinhold, 1975. p. 121-147.

VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G. **Pile and Pile Foundations**. 1 edição: Londres: Spon Press, 2012. 278 p.

VIJAYVERGIYA, V. N.; FOCHT, J. A. A new way to predict the capacity of piles in clay. In: **FOURTH ANNUAL OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, 1972, Houston. Proceedings** Houston, 1972. p. 865-874.

APÊNDICE A

DEDUÇÃO MATEMÁTICA DO FATOR DE SENSIBILIDADE (*GAGE FACTOR*)

Neste Apêndice apresenta-se a sequência matemática e didática para dedução do fator de sensibilidade (*gage factor*).

Na Figura A.1, a linha contínua mostra parte de um fio metálico, como usado nos extensômetros, onde L_c é o comprimento original antes da deformação, e este apresenta uma resistência elétrica, R_c . A linha tracejada apresenta o fio metálico alongado, tendo um novo comprimento igual a $L_c + \Delta L_c$ e resistência igual a $R_c + \Delta R_c$. A resistência elétrica R_c é dada pela Equação (A.1).

$$R_c = \rho_c \cdot \frac{L_c}{A_c} \quad (\text{A.1})$$

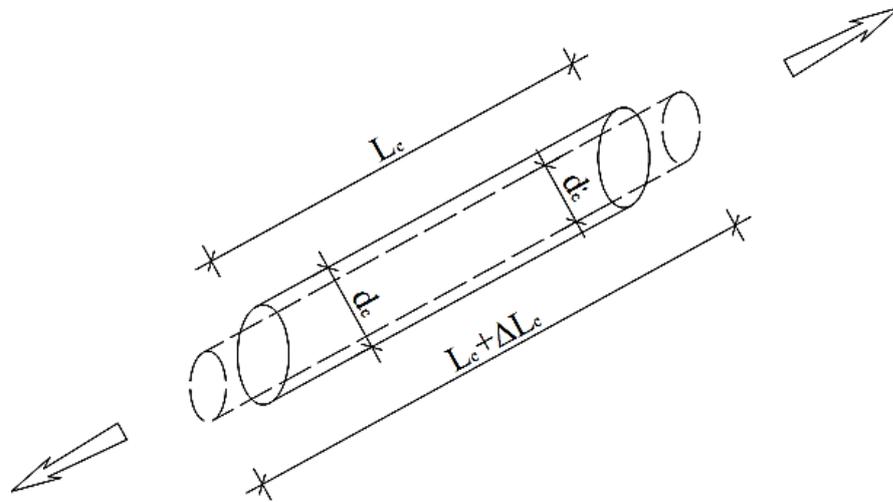
em que: A_c é a área da seção transversal do condutor; ρ_c é a resistividade do condutor.

Aplicando o logaritmo na Equação (A.1) e derivando todos os componentes da equação é possível obter a mudança relativa de resistência dada pela Equação (A.2).

$$\frac{\Delta R_c}{R_c} = \frac{\Delta \rho_c}{\rho_c} + \frac{\Delta L_c}{L_c} - \frac{\Delta A_c}{A_c} \quad (\text{A.2})$$

De acordo com a Figura A.1, o condutor quando submetido a uma tensão de tração sofre um alongamento e conseqüentemente uma variação do diâmetro (d_c) do fio, dado pelo efeito de Poisson (ν). Considerando um strain gage de fio pode-se reescrever a Equação (A.2) já que a seção transversal é de um círculo.

Figura A.1 ó Diagrama esquemático de um condutor submetido à tração (modificado de MURRAY; MILLER, 1992).



$$\frac{\Delta A_c}{A_c} = 2 \cdot \frac{\Delta d_c}{d_c} = 2 \cdot \frac{d_c - d'_c}{d_c} \quad (\text{A.3})$$

Pelo efeito de Poisson () pode-se reescrever a Equação (A.3)

$$\frac{\Delta A_c}{A_c} = -2 \cdot \nu \cdot \frac{\Delta L_c}{L_c} \quad (\text{A.4})$$

Substituindo a Equação (A.4) na Equação (A.2), tem-se a Equação (A.5)

$$\frac{\Delta R_c}{R_c} = \frac{\Delta \rho_c}{\rho_c} + \frac{\Delta L_c}{L_c} + 2 \cdot \nu \cdot \frac{\Delta L_c}{L_c} \quad (\text{A.5})$$

Pela lei de Hooke a deformação axial pode ser expressa pela Equação (A.6)

$$\varepsilon = \frac{\Delta L_c}{L_c} \quad (\text{A.6})$$

Substituindo a Equação (A.6) na Equação (A.5), tem-se a Equação (A.7)

$$\frac{\Delta R_c}{R_c} = \frac{\Delta \rho_c}{\rho_c} + \varepsilon + 2 \cdot \nu \cdot \varepsilon \quad (\text{A.7})$$

A mudança na resistividade elétrica, , dá-se proporcionalmente com a mudança volumétrica do material, conforme mostra a Equação (A.7).

$$\frac{\Delta V_c}{V_c} = j \frac{\Delta \rho_c}{\rho_c} \quad (\text{A.8})$$

Em que: V_c , é o volume do condutor; ΔV_c é a variação do volume do condutor; j é uma constante de proporcionalidade. Segundo Adolfato, Camacho e Brito (2004), j é determinada experimentalmente. E, para as ligas usadas na fabricação dos strain gages, geralmente de níquel e cobre, apresentam j aproximadamente igual a uma unidade.

Considerando que a deformação volumétrica pode ser dada pela soma das deformações ao longo das três dimensões, mostrada na Equação (A.9).

$$\frac{\Delta V_c}{V_c} = \frac{\Delta L_c}{L_c} + \frac{\Delta A_c}{A_c} \quad (\text{A.9})$$

Reescrevendo a Equação (A.9), tem-se:

$$\frac{\Delta V_c}{V_c} = (1 - 2\nu) \cdot \varepsilon \quad (\text{A.10})$$

Substituindo a Equações (A.8) e (A.10) na Equação (A.7) tem-se:

$$\frac{\Delta R_c}{R_c} = k \cdot \varepsilon \quad \text{ou} \quad k = \left(\frac{\Delta R_c}{R_c} / \varepsilon \right) \quad (\text{A.11})$$

APÊNDICE B

RESULTADOS DAS REGRESSÕES LINEARES DAS CALIBRAÇÕES DOS SENSORES

Neste Apêndice apresenta-se os resultados obtidos para obtenção da reta de calibração dos sensores em laboratório. Cada sensor foi submetido a 03 ensaios de calibração, chamados ensaio 1, ensaio 2 e ensaio 3 (conforme Tabela A.1), realizados em níveis de tensão constante, sendo 10 patamares de carga, e 10 patamares de descarga, cada um equivalente a 10 MPa, as tensões foram mantidas por 30 segundos. As deformações foram medidas por meio dos sensores fabricados com extensômetros colados nas barras de alumínio, na forma de ponte completa, sendo as leituras realizada por sistema de aquisição.

Cada ensaio de calibração corresponde a um conjunto de par de dados tensão e deformação, sendo os patamares de tensão, obtidos pela prensa, e deformação medidos pelo sistema de aquisição, sendo estes pares combinados em computador, com ajuda de planilhas eletrônicas.

Para a obtenção da reta de calibração, foram combinados os trechos de carga dos ensaios 1, 2 e 3, afim de que fosse eliminado a influência da histerese observada em ensaios de calibração com aparato de compressão, e também porque os sensores para condição de aplicação em obras trabalhariam somente sobre regime de carga.

Tabela B.1 ó Resultados das calibrações de todos os sensores executados.

N° SENSOR	Aplicação	Ensaio 1			Ensaio 2			Ensaio 3			Ensaio 1 a 3 - somente carga		
		Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)
1	Ruptura	-0,06890	-0,32460	0,99800	-0,06790	0,25460	0,99800	-0,06910	0,56900	0,99820	-0,06893	0,16540	0,99930
2	Pilarete 01	-0,07250	-0,03920	1,00000	-0,07400	0,35000	0,99970	-0,07350	0,30790	0,99990	-0,07330	0,22140	0,99920
3	Ruptura	-0,06761	-0,12430	0,99830	-0,06686	0,35670	0,99820	-0,06820	0,54600	0,99810	-0,06932	0,35700	0,99950
4	Pilarete 01	-0,06740	0,01780	1,00000	-0,06750	-0,02990	1,00000	-0,06760	0,14780	1,00000	-0,06740	0,01910	0,99990
5	Ruptura	-0,06750	-1,21860	1,00000	-0,06720	-0,88590	1,00000	-0,06720	-1,03180	0,99990	-0,06730	-1,03190	0,99990
6	Pilarete 02	-0,06700	0,65200	0,99950	-0,06770	0,73420	0,99970	-0,06700	0,60860	0,99980	-0,06790	0,66800	0,99970
7	Pilarete 02	-0,06830	0,42320	0,99980	-0,06790	0,66610	0,99970	-0,06840	0,72660	0,99960	-0,06820	0,60770	0,99960
8	Pilarete 03	-0,06878	1,37660	0,99960	-0,06790	1,95400	0,99940	-0,06770	2,50870	0,99880	-0,06780	2,23430	0,99900
9	Pilarete 03	-0,06710	0,13210	1,00000	-0,06710	0,67650	0,99990	-0,06720	0,85080	0,99990	-0,06713	0,12210	0,99980
10	Pilarete 04	-0,06840	0,28750	1,00000	-0,06870	0,31350	1,00000	-0,06900	0,65880	0,99990	-0,06870	0,16460	0,99980
11	Pilarete 04	-0,07140	1,07250	0,99980	-0,07060	1,42450	0,99970	-0,07080	1,62540	0,99960	-0,07097	0,05220	0,99960
12	PCE 01	-0,06990	-0,19990	0,99810	-0,07050	0,97380	0,99810	-0,06990	0,08740	0,99800	-0,07100	0,75030	0,99940
13	PCE 01	-0,07090	-0,12950	0,99870	-0,07180	0,71460	0,99790	-0,07210	0,86600	0,99810	-0,07270	0,75580	0,99900
14	PCE 01	-0,07140	0,35290	0,99840	-0,07180	0,88280	0,99830	-0,07180	0,88160	0,99830	-0,07260	1,09190	0,99970
15	PCE 01	-0,07120	-0,31780	0,99790	-0,07120	-0,02610	0,99820	-0,07130	-0,15750	0,99810	-0,07220	0,31570	0,99990
16	PCE 01	-0,07140	-0,45310	0,99790	-0,07240	-0,04260	0,99740	-0,07240	-0,28520	0,99710	-0,07320	0,25560	0,99970
17	PCE 01	-0,07210	-0,04750	0,99880	-0,07200	-0,03670	0,99870	-0,07200	-0,07300	0,99870	-0,07290	0,29810	1,00000
18	PCE 01	-0,07100	-0,42920	0,99700	-0,07080	-0,40780	0,99830	-0,07080	-0,37300	0,99810	-0,07180	0,13190	0,99990
19	PCE 01	-0,07250	-0,36610	0,99800	-0,07260	-0,35300	0,99860	-0,07270	-0,39590	0,99830	-0,07330	-0,00610	0,99990
20	Pilarete 05	-0,07061	-0,22501	0,99699	-0,07079	-0,22048	0,99679	-0,07079	-0,22865	0,99601	-0,07156	0,79138	0,99990
21	Pilarete 05	-0,07147	-0,01304	0,99677	-0,07146	-0,03310	0,99583	-0,07145	-0,06213	0,99486	-0,07252	1,05453	0,99976
22	Pilarete 06	-0,07391	-0,48346	0,99437	-0,07402	-0,28463	0,99401	-0,07395	-0,20331	0,99231	-0,07515	1,08992	0,99973

Tabela B.1 ó Resultados das calibrações de todos os sensores executados (continuação).

N° SENSOR	Aplicação	Ensaio 1			Ensaio 2			Ensaio 3			Ensaio 1 a 3 - somente carga		
		Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)
23	Pilarete 06	-0,07506	-0,90694	0,99416	-0,07498	-0,36662	0,99200	-0,07492	-0,28642	0,99021	-0,07664	0,81149	0,99945
24	Pilarete 07	-0,06994	-0,83187	0,99282	-0,07021	-0,46519	0,99160	-0,07018	-0,38421	0,98938	-0,07162	0,93734	0,99961
25	Pilarete 08	-0,07351	-0,63092	0,99137	-0,07349	-0,21068	0,98820	-0,07348	-0,08753	0,98567	-0,07542	1,35722	0,99935
26	Obra	-0,07208	-0,79462	0,99033	-0,07228	-0,22688	0,98995	-0,07231	-0,15667	0,98812	-0,07399	1,24018	0,99952
27	Obra	-0,07060	-0,43678	0,99263	-0,07050	-0,18223	0,98891	-0,07050	-0,03741	0,98666	-0,07259	1,14309	0,99953
28	Obra	-0,06908	-0,75153	0,99009	-0,06796	0,52377	0,98494	-0,06768	0,72102	0,98157	-0,07121	0,86154	0,99976
29	Obra	-0,07481	-0,12883	0,99125	-0,07483	0,07409	0,98874	-0,07483	0,15539	0,98620	-0,07683	1,64892	0,99937
30	Obra	-0,07343	-0,54811	0,98309	-0,07366	-0,08969	0,97569	-0,07366	-0,08969	0,97569	-0,07675	1,86902	0,99876
31	Obra	-0,07381	-0,70178	0,98422	-0,07432	-0,22078	0,98529	-0,07427	-0,15048	0,98298	-0,07661	1,47009	0,99942
32	Obra	-0,07411	-0,63010	0,98393	-0,07412	-0,30994	0,98017	-0,07407	-0,22518	0,97706	-0,07734	1,26190	0,99937
33	Obra	-0,07061	-0,31905	0,99150	-0,07049	-0,21220	0,98882	-0,07052	-0,16996	0,98692	-0,07271	1,08055	0,99966
34	Obra	-0,07105	-0,44658	0,99170	-0,07103	-0,25039	0,98935	-0,07103	-0,22060	0,98750	-0,07320	0,97798	0,99966
35	Obra	-0,07520	-0,75454	0,98697	-0,07564	-0,24093	0,98646	-0,07563	-0,05197	0,98420	-0,07774	1,46973	0,99931
36	Obra	-0,07368	-0,15888	0,99025	-0,07355	-0,17763	0,98992	-0,07338	-0,06699	0,98689	-0,07584	1,21728	0,99948
37	Obra	-0,07033	-0,31820	0,99170	-0,07034	-0,16193	0,98866	-0,07034	-0,06999	0,98625	-0,07241	1,24870	0,99952
38	Obra	-0,07081	-0,00271	0,99337	-0,07071	-0,06591	0,99153	-0,07072	-0,03692	0,98986	-0,07268	1,10789	0,99974
39	Obra	-0,07058	-0,13829	0,99056	-0,07067	-0,02362	0,98889	-0,07067	0,05449	0,98710	-0,07260	1,50962	0,99951
40	Obra	-0,07106	-0,42569	0,98989	-0,07114	-0,22515	0,98834	-0,07117	-0,22085	0,98686	-0,07321	1,22561	0,99965
41	Obra	-0,07122	-0,09691	0,99349	-0,07122	-0,18900	0,99514	-0,07108	-0,08488	0,99426	-0,07278	0,80579	0,99985
42	Obra	-0,07282	-0,50843	0,99309	-0,07299	-0,05661	0,99032	-0,07307	0,05070	0,98728	-0,07474	1,33239	0,99931
43	Obra	-0,07417	-0,50799	0,98253	-0,07439	-0,32031	0,98089	-0,07443	-0,25626	0,97679	-0,07709	1,69542	0,99918
44	Obra	-0,07017	-0,13426	0,98507	-0,07010	0,16465	0,98212	-0,07008	0,20739	0,97857	-0,07284	1,86575	0,99924

Tabela B.1 ó Resultados das calibrações de todos os sensores executados (continuação).

N° SENSOR	Aplicação	Ensaio 1			Ensaio 2			Ensaio 3			Ensaio 1 a 3 - somente carga		
		Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)
45	Obra	-0,07052	-0,28487	0,98329	-0,07036	0,00669	0,98045	-0,07024	0,11042	0,97704	-0,07306	1,94377	0,99917
46	Obra	-0,07397	-0,06313	0,98692	-0,07409	0,21056	0,98603	-0,07413	0,31552	0,98373	-0,07632	1,99244	0,99920
47	Obra	-0,07141	-0,41750	0,98765	-0,07137	-0,14403	0,98599	-0,07140	-0,14745	0,98361	-0,07371	1,44429	0,99938
48	Obra	-0,06999	-0,15953	0,99022	-0,06993	-0,23875	0,98817	-0,07050	2,11643	0,99626	-0,07215	1,24514	0,99966
49	Obra	-0,07405	-0,03163	0,98846	-0,07402	0,05722	0,98708	-0,07388	0,16957	0,98597	-0,07649	1,49833	0,99961
50	Obra	-0,07012	-0,07961	0,99905	-0,07016	-0,24039	0,99861	-0,06977	0,11524	0,99750	-0,07101	0,20860	0,99995
51	Obra	-0,07422	-0,74385	0,99762	-0,07431	-0,45983	0,99750	-0,07437	-0,45697	0,99717	-0,07525	0,16865	0,99993
52	Obra	-0,07064	-0,38798	0,99674	-0,07086	-0,59257	0,99549	-0,07086	-0,55041	0,99485	-0,07217	0,26010	0,99993
53	Obra	-0,06932	0,64497	0,99445	-0,06943	0,61282	0,99375	-0,06940	0,67772	0,99291	-0,07082	1,79764	0,99951
54	Obra	-0,06991	-0,51111	0,99346	-0,06999	-0,22091	0,99492	-0,06998	-0,17112	0,99415	-0,07163	0,57010	0,99991
55	Obra	-0,07115	-0,47092	0,99550	-0,07107	-0,39114	0,99473	-0,07107	-0,33463	0,99398	-0,07270	0,42915	0,99985
56	Obra	-0,07388	-0,38350	0,99186	-0,07398	-0,07466	0,99212	-0,07398	-0,09599	0,99154	-0,07581	1,04349	0,99973
57	Obra	-0,07364	0,66901	0,99750	-0,07354	0,78837	0,99723	-0,07357	0,87718	0,99698	-0,07464	1,45162	0,99968
58	Obra	-0,06946	-0,42672	0,99451	-0,06942	-0,32124	0,99245	-0,06939	-0,23989	0,99097	-0,07096	0,91575	0,99975
59	Obra	-0,07158	-0,04168	0,99838	-0,07153	-0,13265	0,99769	-0,07152	-0,09926	0,99712	-0,07260	0,42838	0,99994
60	Obra	-0,06976	-0,21063	0,99008	-0,06967	-0,08630	0,98803	-0,06971	-0,04525	0,98621	-0,07171	1,48119	0,99949
61	Obra	-0,07430	-0,21333	0,98763	-0,07430	0,11872	0,98452	-0,07429	-0,00701	0,98241	-0,07684	1,66432	0,99924
62	Obra	-0,07007	-0,04592	0,99294	-0,07012	0,13549	0,99156	-0,07011	0,19241	0,98976	-0,07194	1,33745	0,99958
63	Obra	-0,07053	-0,24625	0,99369	-0,07045	-0,15081	0,99007	-0,07047	-0,07127	0,98821	-0,07228	1,22675	0,99953
64	Obra	-0,06984	-0,44141	0,99070	-0,06986	-0,41879	0,98634	-0,06995	-0,29339	0,98381	-0,07197	1,27022	0,99934
65	Obra	-0,07014	-0,20630	0,99217	-0,07028	-0,07253	0,99135	-0,07022	-0,08023	0,99042	-0,07208	1,13309	0,99970
66	Obra	-0,07004	-0,20088	0,99233	-0,06997	-0,09186	0,99029	-0,07000	-0,04425	0,98921	-0,07188	1,22477	0,99969

Tabela B.1 ó Resultados das calibrações de todos os sensores executados (continuação).

N° SENSOR	Aplicação	Ensaio 1			Ensaio 2			Ensaio 3			Ensaio 1 a 3 - somente carga		
		Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)
67	Obra	-0,06999	-0,45591	0,99671	-0,07001	-0,52472	0,99552	-0,06998	-0,50100	0,99440	-0,07119	0,46053	0,99986
68	Obra	-0,07028	-0,20174	0,99555	-0,07022	-0,20997	0,99419	-0,07018	0,08979	0,99311	-0,07173	0,88947	0,99979
69	Obra	-0,07064	-0,19855	0,99425	-0,07048	0,10036	0,99186	-0,07050	0,13239	0,99007	-0,07235	1,16875	0,99960
70	Obra	-0,06971	-0,14261	0,99285	-0,06958	-0,02483	0,99093	-0,06969	-0,33133	0,99454	-0,07137	0,93073	0,99970
71	Obra	-0,07045	0,22895	0,99559	-0,07040	0,17075	0,99485	-0,07040	0,16292	0,99422	-0,07172	1,22739	0,99966
72	Obra	-0,07009	-0,31615	0,99600	-0,07008	-0,35074	0,99511	-0,07011	-0,32388	0,99406	-0,07167	0,43151	0,99990
73	Obra	-0,06982	-0,32393	0,99536	-0,06989	-0,44501	0,99540	-0,06991	-0,41209	0,99517	-0,07145	0,31959	0,99995
74	Obra	-0,07055	-0,20750	0,99337	-0,07069	-0,14748	0,99166	-0,07057	0,05295	0,99025	-0,07247	1,05896	0,99965
75	Obra	-0,06925	-0,42540	0,99626	-0,06928	-0,39504	0,99535	-0,06937	-0,34644	0,99480	-0,07088	0,25688	0,99994
76	Obra	-0,07123	-0,13467	0,99745	-0,07122	-0,07010	0,99697	-0,07124	-0,04459	0,99659	-0,07258	0,41517	0,99995
77	Obra	-0,07177	-0,52959	0,99760	-0,07175	-0,31496	0,99676	-0,07178	-0,27735	0,99613	-0,07317	0,12868	0,99990
78	Obra	-0,07171	-0,64228	0,99657	-0,07173	-0,67557	0,99625	-0,07170	-0,62005	0,99565	-0,07301	0,11987	0,99997
79	Obra	-0,07202	-0,40821	0,99624	-0,07196	-0,22862	0,99565	-0,07201	-0,10131	0,99502	-0,07346	0,51872	0,99990
80	Obra	-0,07149	0,03911	0,99651	-0,07151	-0,00279	0,99569	-0,07152	-0,03280	0,99526	-0,07296	0,73653	0,99993
81	Obra	-0,07128	-0,41258	0,99732	-0,07130	-0,34232	0,99638	-0,07119	-0,21678	0,99628	-0,07255	0,32052	0,99995
82	Obra	-0,07095	-0,18394	0,99742	-0,07089	-0,06418	0,99709	-0,07087	-0,02272	0,99663	-0,07195	0,64859	0,99992
83	Obra	-0,07278	-0,19231	0,99699	-0,07280	-0,22447	0,99719	-0,07291	-0,33813	0,99709	-0,07401	0,38779	0,99997
84	Obra	-0,07097	-0,34103	0,99747	-0,07115	-0,09099	0,99748	-0,07113	-0,11669	0,99697	-0,07218	0,44200	0,99992
85	Obra	-0,07130	-0,18967	0,99662	-0,07138	-0,22355	0,99596	-0,07129	-0,17085	0,99552	-0,07253	0,67950	0,99988
86	Obra	-0,07099	-0,10349	0,99755	-0,07101	-0,09734	0,99674	-0,07115	-0,14959	0,99620	-0,07212	0,66113	0,99988
87	Obra	-0,07113	0,32585	0,99463	-0,07099	0,36069	0,99466	-0,07093	0,35355	0,99430	-0,07267	1,20343	0,99977
88	Obra	-0,07130	-0,31779	0,99673	-0,07122	-0,27961	0,99593	-0,07132	-0,11787	0,99639	-0,07251	0,53380	0,99992

Tabela B.1 ó Resultados das calibrações de todos os sensores executados (continuação).

N° SENSOR	Aplicação	Ensaio 1			Ensaio 2			Ensaio 3			Ensaio 1 a 3 - somente carga		
		Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)
89	Obra	-0,07118	-0,12858	0,99845	-0,07121	-0,19790	0,99820	-0,07114	-0,14476	0,99797	-0,07209	0,32396	0,99998
90	Obra	-0,07154	-0,28065	0,99720	-0,07168	-0,31905	0,99817	-0,07165	-0,23167	0,99806	-0,07255	0,32529	0,99997
91	Obra	-0,07099	-0,64055	0,99619	-0,07099	-0,47799	0,99578	-0,07093	-0,41941	0,99529	-0,07232	0,28827	0,99996
92	Obra	-0,07167	-0,06916	0,99763	-0,07166	0,00518	0,99750	-0,07171	0,07742	0,99778	-0,07285	0,46753	0,99997
93	Obra	-0,07082	-0,13931	0,99616	-0,07095	-0,23328	0,99709	-0,07095	-0,21247	0,99690	-0,07220	0,43046	0,99995
94	Obra	-0,07169	-0,25974	0,99726	-0,07170	-0,22502	0,99706	-0,07170	-0,17972	0,99665	-0,07281	0,48073	0,99995

Tabela B.2 - Resumo dos resultados obtidos para calibração dos 94 sensores.

	Ensaio 1			Ensaio 2			Ensaio 3			Ensaio 1 a 3 - somente carga		
	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)	Coef. Angular	Coef. Linear	(R ²)
Média	-0,07112	-0,29065	0,99327	-0,07115	-0,14675	0,99198	-0,07117	-0,05875	0,99086	-0,07262	0,95552	0,99968
Desvio Padrão	0,00179	0,28893	0,00415	0,00190	0,24910	0,00508	0,00186	0,36252	0,00591	0,00224	0,50054	0,00026
Coef. Variação	-2,52%	-99,41%	0,42%	-2,67%	-169,74%	0,51%	-2,61%	-617,07%	0,60%	-3,08%	52,38%	0,03%
Máximo	-0,067	0,66901	0,99905	-0,06686	0,78837	0,99861	-0,067	2,11643	0,99806	-0,06713	1,99244	0,99998
Mínimo	-0,07520	-0,90694	0,98253	-0,07564	-0,67557	0,97569	-0,07563	-0,62005	0,97569	-0,07774	0,11987	0,99876
Amplitude	0,00820	1,57595	0,01652	0,00878	1,46394	0,02292	0,00863	2,73648	0,02237	0,01061	1,87257	0,00122

APÊNDICE C

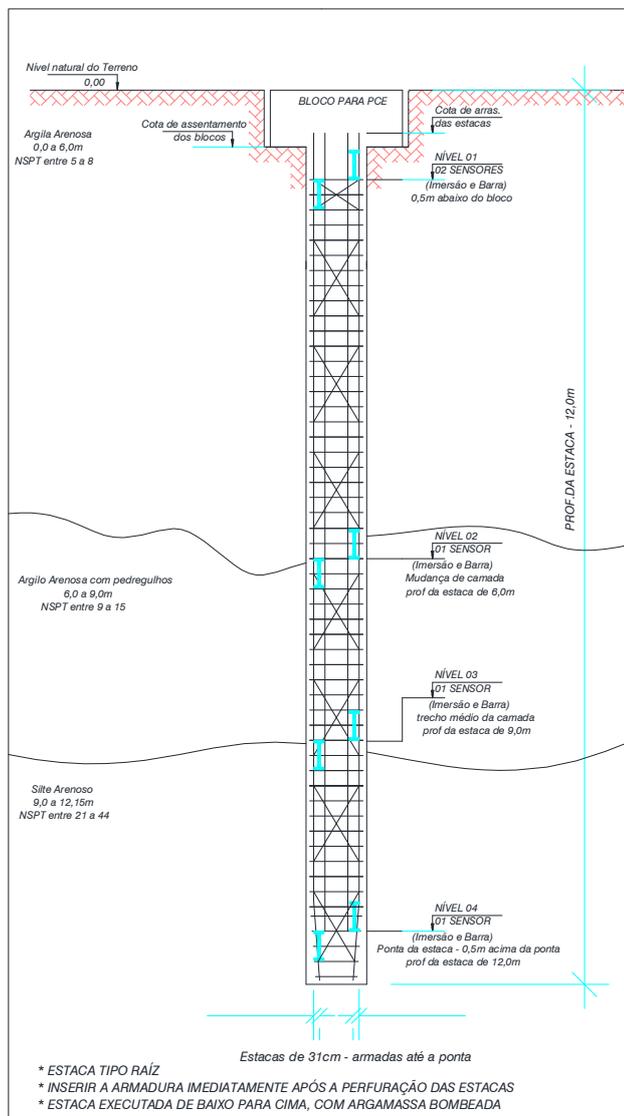
POSIÇÃO DAS INSTRUMENTAÇÕES NA PCE

Neste Apêndice apresenta-se o posicionamento dos sensores instalados para a prova de carga estática instrumentada. Também são mostradas informações como o comprimento da estaca, diâmetro, tipo da estaca, o perfil do solo com seus valores de NSPT, e aspectos executivos gerais.

Figura C.1 ó Posição dos instrumentos na prova de carga estática.

ASPECTOS EXECUTIVOS GERAIS

- 1) A ESTACA DEVE SER ARMADA EM TODA SUA EXTENSÃO AFIM DE PERMITIR A FIXAÇÃO DOS SENSORES SEJA POR SOLDAGEM (TIPO BARRA), OU POR AMARRAÇÃO (TIPO IMERSÃO).
- 2) FORAM DEFINIDOS 04 NIVEIS DE INSTRUMENTAÇÃO:
 - a) 1º NIVEL: Logo após o bloco de coroamento da PCE, indica-se 0,5m abaixo do bloco. Recomendado que os cabos dos sensores saiam perpendicularmente ao bloco, para não atrapalhar a chapa de transmissão de carga entre bloco e macaco, a instrumentação não é recuperável e pode-se efetuar monitoramento a qualquer momento desde que garantida a integridade dos cabos e conectores.
 - b) 2º NIVEL: na profundidade de 6,0m de estaca, na transição entre as camadas de argila arenosa vermelha e argila arenosa com pedregulhos.
 - c) 3º NIVEL: na profundidade de 9,0m, na transição entre as camadas de argila arenosa com pedregulhos e silte arenoso, nesta região ocorre a alteração de NSPT da ordem de 15 para 21 golpes.
 - d) 4º NIVEL: na ponta da estaca, cerca de 0,5m acima do limite afim de garantir integridade da instrumentação.



3) Deve-se ter cuidado especial ao se movimentar a armação com os sensores fixados porque deflexões exageradas na armação podem provocar ruptura de cabos.

4) Após a concretagem da estaca ao arrasa-la para execução do bloco deve-se atentar à integridade dos cabos.

5) Uma vez executada a prova de carga as instrumentações podem ser mantidas caso as estacas façam parte das fundações e se desejem monitorar ao longo da obra, devendo-se nesse caso adicionar comprimentos de cabos com respectivas proteções.

RESULTADOS ESPERADOS

- 1) Obter para cada incremento de carga, a distribuição desta ao longo da estaca.
- 2) Entender para qual nível de carga a ponta da estaca passa ser efetivamente solicitada.
- 3) obter os diagramas de resistência máxima de atrito lateral por camada de solo.

RT: Aleones José da Cruz Junior - CREA 15296/D-GO

Conteúdo: Instrumentação - Posição

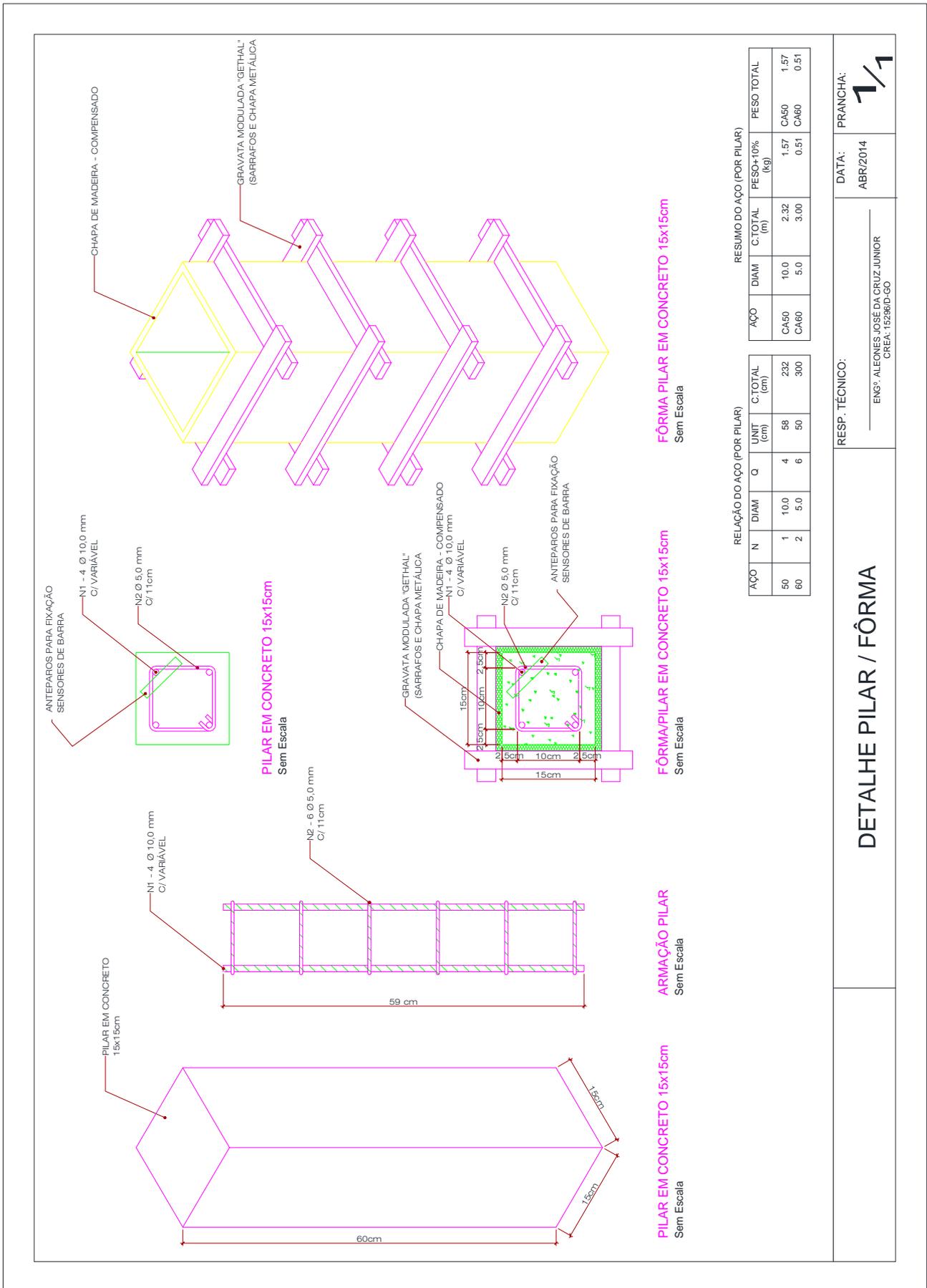
Data: 05-11-2014

APÊNDICE D

PROJETO BÁSICO DOS PILARETES

Neste Apêndice apresenta-se o projeto básico para a confecção dos pilaretes de concreto, sendo detalhadas as dimensões do pilarete, das formas, e das armaduras. Foram feitos os cálculos das quantidades de aço, e mostrado o detalhe dos anteparos para a fixação dos sensores de barra.

Figura D.1 6 Projeto básico dos pilaretes.



ANEXO A
SONDAGEM DO TERRENO

RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT					Furo SP 01		
Metodo	Profun.	N A	S.P.T.		G R Á F I C O	DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS	
			1°+2°	2°+3°			
TC	-1,00		Avanço			Argila arenosa vermelha com pedregulhos.	
TH	-1,45		5	5		Idem vermelha, consistência mole.	
TH	-2,45		4	5		Idem vermelha, consistência mole.	
TH	-3,45		6	6		Idem vermelha, consistência média.	
TH	-4,45		6	7		Idem vermelha, consistência média.	
CA	-5,45		7	8		Idem vermelha, consistência média.	
CA	-6,45		8	9		Argila arenosa vermelha com pedregulhos quartzosos, média.	
CA	-7,45		5	6		Idem vermelha, com pedregulhos quartzosos, consistência média.	
CA	-8,45		17	15		Idem vermelha, com pedregulhos quartzosos, consistência rija.	
CA	-9,45		16	21		Silte arenoso var(rosa), micáceo, compacto	
CA	-10,45		28	33		Idem var(cinza), micáceo, muito compacto	
CA	-11,45		40	42		Idem var(cinza), micáceo, muito compacto	
CA	12,00					Idem var(cinza), micáceo, muito compacto	
			18				

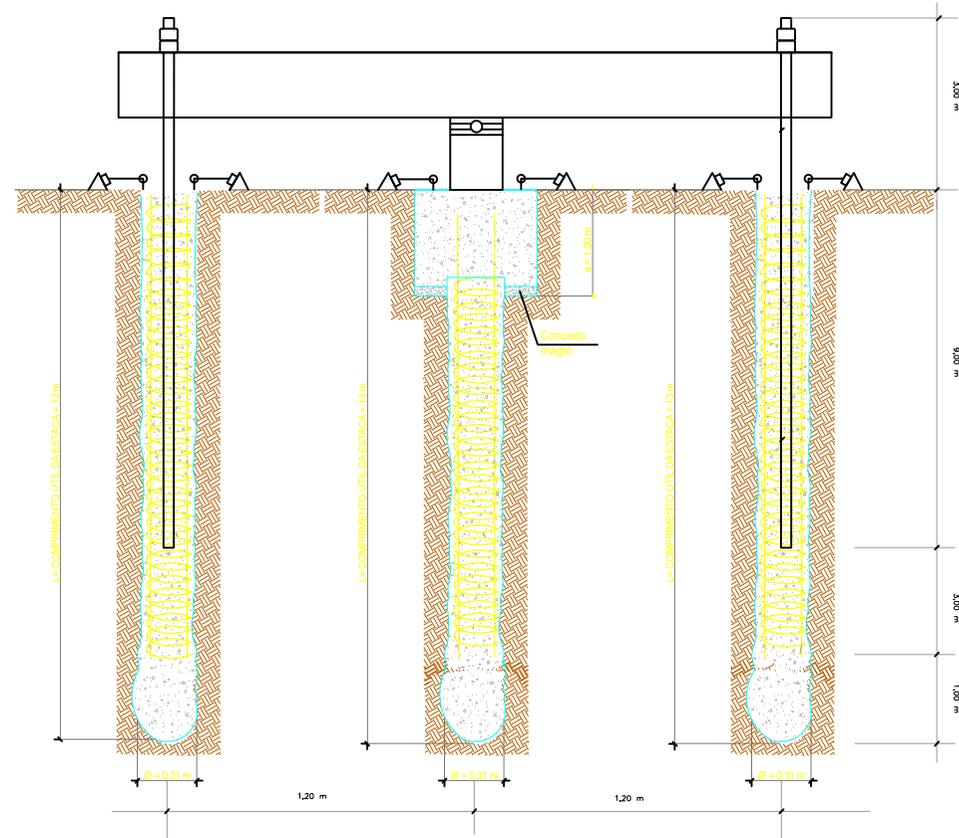
Cliente: NOVAGEO		Início e término do furo: 18 a 20/10/2014			Furo número: SP 01	
Obra: GALPÃO - OFICINA		Sondador: José			Limite de sondagem: 12,00 m	
Local: AVENIDA A, JD SANTO ANTÔNIO		Data NA: Início: 19/10	Horário: 16:00h	Profundidade: 8,00 m	Cota: xxx	
Cidade: GOIÂNIA - GO		Nº OS: XXX	Nº Relatório: XXX		Início lavagem: 7,45 m	
Análise: Pedro João		Responsável Técnico: Pedro João Barbosa Junqueira. CREA 15162-D GO		Digitação: Pedro	Verificação/aprovação: Pedro	Final revestimento: 7,00 m

ANEXO B

PROJETO PROVA DE CARGA ESTÁTICA E MEMORIAL DE

CÁLCULO DAS REAÇÕES

DETALHE GÊNÉRICO DA PROVA DE CARGA



a... Cota de arrasamento
L... Profundidade da estaca
Ø... Diâmetro da estaca

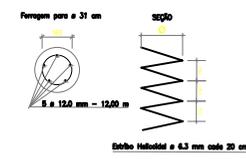


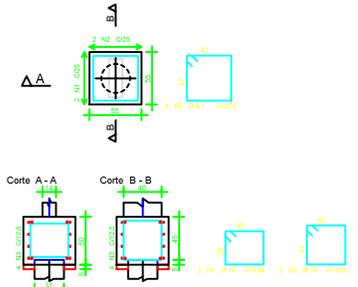
TABELA DE FERRAGEM DAS ESTACAS - WELLINGTON VEÍCULOS

Quant. (un)	Ferragem	Total Ferro (m)	Total Ferro (Kg)	Estribo	Total Ferro (m)	Total Ferro (Kg)
15	5 Ø 12,0 mm	180	180	Ø 6,3 mm	108	30
TOTAL + 10%						231

TABELA DE ESTACAS - PROVA DE ARG

Nº do Estaco	# do Estaco (mm)	Profund. (m)	Volume (m ³)	Quant. (un)	Profund. Total (m)	Volume Total (m ³)
E 01	310	13	0,98	05	39	2,94
TOTAL						

DETALHE DO BLOCO DE UMA ESTACA (X1)



RÉSUMO UNITÁRIO DE AÇO (22x)

Nº	Ø (mm)	QTD	Comprimento Unitário (cm)	Comprimento Total (m)	Peso (kg)	Peso + 10% (kg)
N1	16	44	189	82,72	54,80	60,28
N2	10	44	192	84,48	55,76	61,34
N3	6,3	88	202	177,76	48,00	52,80
TOTAL					174,20	

- Obs.:
- A resistência característica para o concreto das estacas deverá ser: $F_{ck} = 20 \text{ Mpa}$ e $Slump > 15 \text{ cm}$
 - A resistência característica para os aços das estacas deverá ser: $F_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
 - Toda e qualquer locação dos elementos isolados de fundação deverá ser feita pelo CONSTRUTOR através da PLANTA DE LOCAÇÃO E CARGAS dos pilares.
 - O controle tecnológico do concreto das estacas deverá ser feito em princípio diânamente ou a critério do contratante CONSTRUTOR.
 - Caso haja algum pilar deslocado do eixo, comunicar ao calculista.
 - As cotas de arrasamento de cada estaca deverá ser definida pelo construtor através do Projeto Estrutural e Arquitetônico.
 - A responsabilidade da medida de arranque dos pilares fica a cargo do projetista estrutural.
 - A responsabilidade do dimensionamento das vigas de equilíbrio fica a cargo do projetista estrutural.

PROJETO	DATA REVISÃO	Nº DA REVISÃO	DESCRIÇÃO DA REVISÃO	VISTO
PCI	21/10/14	00	REVISÃO INCLM.	

NOVAGEO
DO BRASIL LTDA

Rua 1.131.N, 188 St. Mariato
Goiania - GO
Fone/Fax: (62) 3281-0555
E-mail: luiz@novageo.com.br

Projeto de Fundações

CLIENTE: PEDRO JOÃO B. JUNQUEIRA
OBJ: PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA
LOCAL: OFICINA NOVAGEO - GOIÂNIA - GOIÁS

ASSUNTO: DETALHE DA PROVA DE CARGA

AUTOR DO PROJETO: PEDRO JOÃO BARBOSA JUNQUEIRA
Eng. Civil - CREA 15162 / D - Go.

01/01

Rev.:SEM Desc.: PEDRO Data: SET/14 Descriç.: Modificac em

PROVA DE CARGA PARA 150 TONELADAS:

NOVAGEO DO BRASIL LTDA

RUA 1131 - Nº 188 - SETOR MARISTA GOIÂNIA - GO CEP 74180-100

tel.(62) 3281-0555 e-mail: novageo@novageo.com.br

Obra : PCI
Local : OFICINA NOVAGEO
Cliente : PEDRO JOÃO

Metodo: David Cabral
Resp.: PEDRO JOÃO
Sond: SP01 NOVAGEO
Data : 21/10/14

Prof (m)	N	Solo	β_0	β_1 (%)	β_2	PI (tf)		Pp (tf)	Pr (tf)	Padm
						PI	PI			
1	5	3	0,69	5	1	1,68	1,68	2,60	4,28	2,14
2	5	3	0,69	5	1	1,68	3,36	2,60	5,96	2,98
3	6	3	0,69	5	1	2,02	5,38	3,12	8,50	4,25
4	7	3	0,69	5	1	2,35	7,73	3,65	11,37	5,69
5	8	3	0,69	5	1	2,69	10,42	4,17	14,58	7,29
6	9	3	0,69	5	1	3,02	13,44	4,69	18,13	9,06
7	6	3	0,69	5	1	2,02	15,46	3,12	18,58	9,29
8	15	3	0,69	5	1	5,04	20,50	7,81	28,31	14,15
9	21	2	0,69	5	1,8	7,06	27,55	19,69	47,24	23,62
10	33	2	0,69	5	1,8	11,09	38,64	30,93	69,57	34,79
11	42	21	0,62	6	2	15,22	53,86	59,06	112,92	56,46
12	42	21	0,62	6	2	15,22	69,07	59,06	128,14	64,07
13	42	21	0,62	6	2	15,22	84,29	59,06	143,35	71,68

1) DEZ ESTÁGIOS DE 15 TONELADAS;

2) TRAÇÃO = $0,7 * 158,59 = 111,013$ TONS

3) SISTEMA DE REAÇÃO: 4 BARRAS DE 6 m DE TIRANTE INCO 60 D COM 2 LUVAS E QUATRO PORCAS;

4) VIGA REAÇÃO MAIS MACACO HIDRÁULICO MAIS CÉLULA DE CARGA MAIS RELÓGIO COMPARADOR PARA 200 TONS FORNECIDOS PELO LTEC

5) VIGAS DE REFERÊNCIA E CAVALETES DE SUSTENTAÇÃO DA VIGA DE REAÇÃO TAMBÉM FORNECIDOS PELO LTEC;

6) INSTRUMENTAÇÃO E SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS FORNECIDOS PELO ALEONES E UFG;

7) NECESSIDADE DE MAIS RELÓGIOS COMPARADORES NO TOPO DAS ESTACAS DE REAÇÃO, VER COM ALEONES E UFG;

8) CRONOGRAMA APROXIMADO E SUPERFICIAL:

DATA	29/10/14	01/11/14	03/11/14	04/11/14	05/11/14	06/11/14
ATIVIDADE	MATERIAIS	ESTACAS	INSTRUMENTAR	BLOCO E REAÇÃO	MONTAGEM	ENSAIO