

TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA  
MONITORADA EM MACIÇO SEDIMENTAR DURANTE A  
CONSTRUÇÃO DE UM EDIFÍCIO

**LUCAS VENANCIO WAKED**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

SETEMBRO – 2017



TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA  
MONITORADA EM MACIÇO SEDIMENTAR DURANTE A  
CONSTRUÇÃO DE UM EDIFÍCIO

**LUCAS VENANCIO WAKED**

Dissertação apresentada ao Centro de  
Ciência e Tecnologia da Universidade  
Estadual do Norte Fluminense Darcy  
Ribeiro, como parte das exigências para a  
obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

SETEMBRO – 2017

## FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do **CCT / UENF**

**66/2017**

Waked, Lucas Venancio

Transferência de carga de estacas hélice contínua monitorada em maciço sedimentar durante a construção de um edifício / Lucas Venancio Waked. – Campos dos Goytacazes, 2017.

ix, 98 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -- Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes, 2017.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia.

Área de concentração: Geotecnia.

Bibliografia: f. 95-98.

1. ESTACA HÉLICE CONTÍNUA 2. *TELLTALE* 3. DEFORMAÇÃO DE ESTACAS 4. RECALQUE DE ESTACAS 5. ENSAIO DINÂMICO I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil II. Título

CDD 624.154

TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA  
MONITORADA EM MACIÇO SEDIMENTAR DURANTE A  
CONSTRUÇÃO DE UM EDIFÍCIO

**LUCAS VENANCIO WAKED**

Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovado em 27 de setembro 2017.

Comissão Examinadora:

---

Profº. Alexandre Duarte Gusmão (D.Sc. Geotecnia) – UPE

---

Profº. Sergio Luis González Garcia (D.Sc. Estruturas) – UENF

---

Profº. Gustavo de Castro Xavier (D.Sc. Geotecnia) – UENF

---

Profº. Paulo César de Almeida Maia (D.Sc. Geotecnia) – UENF (Orientador)

# ÍNDICE

ÍNDICE .....	i
LISTA DE TABELAS .....	iii
LISTA DE FIGURAS .....	iv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	vii
RESUMO.....	viii
ABSTRACT .....	ix
Introdução .....	1
1.1. Aspectos Gerais.....	1
1.2. Objetivo .....	1
1.3. Organização do Trabalho.....	2
Revisão Bibliográfica.....	3
2.1. Estaca Hélice Contínua Monitorada .....	3
2.1.1. Histórico.....	5
2.1.2. Processo executivo.....	7
2.2. Mecanismo de transferência de carga em sistema estaca-solo.....	8
2.2.1. Métodos baseados na teoria da elasticidade.....	9
2.2.2. Métodos por estimativa do Estado Limite Último (ELU).....	13
2.2.3. Métodos numéricos .....	16
2.2.4. Métodos experimentais.....	19
2.3. Metodologias para instrumentação e monitoramento de fundações.....	20
2.3.1. Instrumentações de estacas em superfície .....	21
2.3.2. Instrumentações de estaca em profundidade.....	24
2.4. Considerações finais.....	27
Metodologia e Caso de Obra.....	29
3.1. Estudo de caso .....	29
3.1.1. Descrição da obra.....	29
3.1.2. Maciço de fundação.....	29
3.1.3. Fundações.....	31
3.1.4. Controle tecnológico dos materiais.....	31

3.1.5. Verificação de desempenho das fundações - PIT e PDA .....	32
3.2. Programa experimental .....	32
3.2.1. Metodologia de montagem e instalação da instrumentação .....	34
3.2.2. Monitoramento dos recalques .....	42
3.2.3. Parâmetros característicos do concreto das estacas .....	44
3.3. Considerações finais .....	45
Resultados Obtidos .....	46
4.1. Monitoramento de recalque.....	46
4.2. Ensaio dinâmico (PDA) .....	47
4.3. Controle tecnológico e parâmetros de deformabilidade do concreto .....	52
4.3.1. De campo .....	52
4.3.2. De laboratório .....	53
4.4. Deslocamento ao longo da estaca .....	54
4.5. Deformação ao longo da estaca .....	60
4.6. Considerações finais .....	62
Análise dos resultados .....	64
5.1. Estimativa do carregamento das estacas durante o monitoramento.....	65
5.2. Análise dos deslocamentos ao longo da estaca .....	66
5.2.1. Considerações iniciais .....	66
5.2.2. Estaca E33B .....	67
5.2.3. Estaca E121B.....	68
5.2.4. Estaca E12F .....	69
5.2.5. Estaca E1B.....	70
5.3. Análise das deformações ao longo da estaca.....	71
5.4. Comparação de mobilização de carga de ponta e fuste .....	72
5.5. Tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ ) .....	80
5.6. Comparação com a teoria da elasticidade .....	80
5.7. Comparação com o teste de carga e com metodologia empírica de ELU....	86
5.8. Considerações finais .....	89
Conclusões.....	92
Referências Bibliográficas .....	95

# LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Cálculo das três parcelas de recalque pelo método de Vésic (1969, 1975a, adaptado por Albuquerque, 2001).....	13
Tabela 2 – Cálculo do recalque pelo método de Aoki (1984).....	14
Tabela 3 – Considerações básicas das metodologias de fundamentação teórica e os principais trabalhos. ....	15
Tabela 4 – Objetivos da aplicação do monitoramento de recalque em diferentes estágios da construção. ....	22
Tabela 5 - Instrumentos de nivelamento topográfico para medidas de recalque. ....	23
Tabela 6 – Sistemas Hidráulicos de monitoramento de recalque.....	24
Tabela 7 - Resistências mobilizadas nos ensaios PDA (Modulus Engenharia, Relatório 354/2015).....	49
Tabela 8 - Parâmetros determinados a partir das curvas tensão vs. deformação.....	53
Tabela 9 - Resultados do ensaio de absorção .....	54
Tabela 10 - Valores dos módulos de elasticidade secante segundo diferentes formulações sugeridas por diferentes normas.....	54
Tabela 11 – Etapas de construção e monitoramento da obra.....	64
Tabela 12 – Cargas permanentes nas estacas monitoradas. ....	65
Tabela 13 – Relações $E/N_{SPT,60}$ (em MPa) (Clayton, 1986) .....	82



# LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Monitoramento de execução de uma estaca hélice contínua monitorada (estaca E1B – Edifício Ipanema – Estudo de caso da presente pesquisa). ....	4
Figura 2 - Fases de execução das estacas hélice contínua monitorada (Geofix Fundações, 2012). ....	8
Figura 3 - Transferência de carga vs. profundidade de uma estaca hélice contínua instrumentada com strain-gages (Alledi, 2013). ....	9
Figura 4 – Análise de transferência de carga (Coyle e Reese, 1966) .....	10
Figura 5 – Gráficos dos fatores de influência para recalques de estacas incompressíveis para diferentes coeficientes de Poisson do solo. (Poulos e Davis, 1968) .....	11
Figura 6 – Separação das camadas de solo pelo método de Randolph e Wroth (Velloso e Lopes, 2002). ....	12
Figura 7 – Comparação da discretização geométrica pelo Método das Diferenças Finitas (a) e pelo Método dos Elementos Finitos (b) (Huebner, 1976). ....	17
Figura 8 – Figura que representa o princípio do nivelamento topográfico.....	23
Figura 9 – Sistema hidráulico com vasos comunicantes e medição indireta por fotogrametria (Prellwitz, 2015).....	24
Figura 10 – Sistema hidráulico por meio de dutos saturados sob pressão. ....	25
Figura 11 – Caso de obra.....	30
Figura 12 – Projeto de locação dos furos de sondagem. ....	30
Figura 13 – Perfil estratigráfico e variação do SPT na área da obra. ....	31
Figura 14 - Projeto de estaqueamento do edifício e estacas instrumentadas. ....	33
Figura 15 - Introdução do dispositivo instante após a execução da estaca. ....	34
Figura 16 – Projeto de montagem do telltale.....	36
Figura 17 – Projeto de detalhes do telltale. ....	37
Figura 18 – Vista em corte da estaca instrumentada com telltale e medidor de deformação .....	38
Figura 19 - Extensômetros instalados nas quatro estacas instrumentadas. ....	38
Figura 20 – Medidor de deformação. ....	39
Figura 21 – Fotografia do medidor de deformação instalado a 18 m de profundidade após isolamento com espuma, fita de auto fusão, e fita isolante. ....	39
Figura 22 – Sistema de aquisição de dados (LYNX) conectado ao computador e aos strain-gages.....	39
Figura 23 – Projeto de montagem do medidor de deformação. ....	40
Figura 24 – Projeto de detalhes do medidor de deformação.....	41
Figura 25 - Calibração da célula de carga.....	41
Figura 26 - Calibração do medidor de deformação. ....	42

Figura 27 – Sistema de monitoramento de recalque baseado no princípio de vasos comunicantes. ....	43
Figura 28 – Detalhamento do sistema de monitoramento de recalques. ....	43
Figura 29 – Amostra e corpos de prova extraídos das estacas da obra .....	44
Figura 30 - Recalque vs. tempo de quatro pilares.....	47
Figura 31 - Atrito lateral unitário vs. profundidade.....	48
Figura 32 – Curvas carga vs. energia aplicada e carga vs. deslocamento (DMX) para estacas com diâmetro de 40 e 50 cm.....	50
Figura 33 - Distribuição de frequência dos resultados de resistência a compressão nos corpos de prova moldados na obra do concreto das estacas e da estrutura.....	52
Figura 34 - Variações da tensão $\sigma_1$ e deformação radial $\epsilon_3$ com a deformação axial $\epsilon_1$ .....	53
Figura 35 - Deslocamentos dos telltales da estaca E33B. ....	56
Figura 36 - Deslocamentos dos telltales da estaca E121B. ....	57
Figura 37 - Deslocamentos dos telltales da estaca E12F. ....	58
Figura 38 - Deslocamentos dos telltales da estaca E1B. ....	59
Figura 39 – Variação da temperatura ambiente próxima aos extensômetros. ....	60
Figura 40 – Variação de voltagem dos strain-gages da estaca E121B .....	61
Figura 41 - Variação de voltagem do strain-gage da estaca E12F.....	62
Figura 42 – Evolução do carregamento das estacas durante o tempo de monitoramento. ....	66
Figura 43 – determinação da deformação específica média da estaca .....	72
Figura 44 – Variação dos deslocamentos dos telltales e das deformações axiais com a profundidade da estaca E33B durante o período de monitoramento. ....	73
Figura 45 – Variação dos deslocamentos dos telltales e das deformações axiais com a profundidade da estaca E121B durante o período de monitoramento. ....	73
Figura 46 – Variação dos deslocamentos dos telltales e das deformações axiais com a profundidade da estaca E12F durante o período de monitoramento. ....	74
Figura 47 – Variação dos deslocamentos dos telltales e das deformações axiais com a profundidade da estaca E1B durante o período de monitoramento. ....	74
Figura 48 – Variação de $w/w_{ult}$ vs. $z/L$ da estaca E33B durante o período de monitoramento. ....	75
Figura 49 – Variação de $w/w_{ult}$ vs. $z/L$ da estaca E121B durante o período de monitoramento. ....	75
Figura 50 – Variação de $w/w_{ult}$ vs. $z/L$ da estaca E12F durante o período de monitoramento. ....	76
Figura 51 – Variação de $w/w_{ult}$ vs. $z/L$ da estaca E1B durante o período de monitoramento. ....	76
Figura 52 – Variação da carga $Q$ vs. $z/L$ da estaca E33B durante o período de monitoramento. ....	78
Figura 53 – Variação da carga $Q$ vs. $z/L$ da estaca E121B durante o período de monitoramento. ....	78
Figura 54 – Variação da carga $Q$ vs. $z/L$ da estaca E12F durante o período de monitoramento. ....	79

Figura 55 – Variação da carga $Q$ vs. $z/L$ da estaca E1B durante o período de monitoramento. ....	79
Figura 56 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ ) vs. $z/L$ da estaca E33B durante o período de monitoramento.....	80
Figura 57 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ ) vs. $z/L$ da estaca E121B durante o período de monitoramento.....	81
Figura 58 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ ) vs. $z/L$ da estaca E12F durante o período de monitoramento.....	81
Figura 59 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ ) vs. $z/L$ da estaca E1B durante o período de monitoramento. ....	82
Figura 60 – Distribuição de carga ao longo da estaca assentada em solo mais rígido (Poulos e Davis, 1980).....	83
Figura 61 – Comparação da carga mobilizada ao longo da estaca ( $Q/Q_{ult}$ ) vs. profundidade ( $z/L$ ) com a teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1980) para a estaca E33B.....	84
Figura 62 – Comparação da carga mobilizada ao longo da estaca ( $Q/Q_{ult}$ ) vs. profundidade ( $z/L$ ) com a teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1980) para a estaca E121B.....	85
Figura 63 – Comparação da carga mobilizada ao longo da estaca ( $Q/Q_{ult}$ ) vs. profundidade ( $z/L$ ) com a teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1980) para a estaca E12F.....	85
Figura 64 – Comparação da carga mobilizada ao longo da estaca ( $Q/Q_{ult}$ ) vs. profundidade ( $z/L$ ) com a teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1980) para a estaca E1B.....	86
Figura 65 – Comparação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau/\tau_{m,ult}$ ) vs. $z/L$ com os resultados do PDA e com o método de Aoki e Velloso (1975) da estaca E33B. ...	88
Figura 66 – Comparação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau/\tau_{m,ult}$ ) vs. $z/L$ com os resultados do PDA e com o método de Aoki e Velloso (1975) da estaca E121B. ...	89
Figura 67 – Comparação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau/\tau_{m,ult}$ ) vs. $z/L$ com os resultados do PDA e com o método de Aoki e Velloso (1975) da estaca E12F. ...	90
Figura 68 – Comparação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau/\tau_{m,ult}$ ) vs. $z/L$ com os resultados do PDA e com o método de Aoki e Velloso (1975) da estaca E1B. ....	91

# LISTA DE SÍMBOLOS

$w$	Recalque
$\tau$	Tensão mobilizada por atrito lateral
$Q$	Carga
$L$	Comprimento total da estaca
$z$	Profundidade do trecho da estaca
$\varepsilon$	Deformação específica
$\Delta l$	Variação de comprimento
$l_0$	Comprimento inicial
$desl_i$	Deslocamento do ponto $i$
$desl_{i+1}$	Deslocamento do ponto abaixo do ponto $i$
HCM	Hélice contínua monitorada
SPT	Standard penetration test
$N_{SPT}$	Número de golpes do ensaio SPT
PDA	Pile driving analyzer
PIT	Pile integrity test
ELU	Estado limite último
ELS	Estado limite de serviço
PUC	Pavimento de uso comum

# RESUMO

A Estaca Hélice Contínua - EHC é atualmente um dos tipos de fundação profunda mais executadas no Brasil, devido, sobretudo, à produtividade, ao baixo impacto na vizinhança e ao custo-benefício. No entanto, o entendimento dos mecanismos de transferência de carga desse tipo de fundação ainda é limitado. Normalmente, o comportamento das EHC é determinado a partir da observação de resultados de provas de carga estáticas, testes de carga dinâmicos e, muito eventualmente, monitoramento de recalques. Destaca-se que tais bases de dados são sujeitas a interpretações que normalmente envolvem simplificações ou estão limitadas às condições de contorno e de carregamento de cada procedimento, que são, fundamentalmente, diferentes das condições reais de campo. Nesse sentido, o presente trabalho tem com o objetivo estudar os mecanismos de transferência de carga de EHC em um caso real de obra, durante o processo de construção. Para isso, faz-se o monitoramento de quatro estacas de uma obra de 19 pavimentos localizada em Campos-RJ, assentadas em depósito sedimentar arenoso com intercalações de solo argiloso compressível. A instrumentação é feita em diferentes profundidades através de hastes de deslocamento (*telltales*) e extensômetros elétricos (*strain-gages*). São apresentados o processo de montagem e instalação dos instrumentos bem como os procedimentos para aquisição e tratamento dos dados durante 451 dias de construção. Um programa de ensaios para caracterização das propriedades do concreto das estacas e o monitoramento de recalques complementam a interpretação dos dados. É apresentada a distribuição das deformações do elemento estrutural ao longo das estacas, a mobilização de carga de ponta e fuste e a mobilizada por atrito lateral. Os resultados obtidos são comparados com previsões a partir da teoria da elasticidade e resultados de ensaios dinâmicos - PDA. Das análises realizadas foi possível observar como se desenvolvem os mecanismos de transferência de carga durante a construção da obra. Verificou-se que a presença de camada de solo mole interferiu significativamente na interação solo-estaca e que a posição relativa da estaca na obra é um dos principais condicionantes de comportamento. Conclui-se principalmente, que os mecanismos de interação solo-estaca são complexos e dependem de fatores de difícil controle, sendo necessários outros casos de obra monitoradas para melhor compreensão de tais mecanismos.

# ABSTRACT

Continuous Flight Auger Piles (CFA) is currently one of the most executed deep foundation types in Brazil, due mainly to its productivity, low impact in neighborhood and cost-effectiveness. However, the understanding of the load transfer mechanisms of this type of foundation is still restricted. Normally, the behavior of the CFA piles is determined by observing results of static load tests, dynamic load tests, and, eventually, settlement observation. It should be stressed that such databases are subject to interpretations which normally involve simplifications or that are limited to the boundary and loading conditions of each procedure, which are fundamentally different from actual field conditions. Therefore, this study has the objective of studying the load transfer mechanisms of CFA piles in a real construction site during the building process. For this purpose, four piles of a 19-storey building located in Campos-RJ (Brazil), laying on sandy sedimentary deposit with intercalations of compressible clay soil, are monitored. The instrumentation is done at different depths through telltales and strain gages. The assembly and installation process of instruments are presented as well as procedures for acquisition and processing of data during 451 days of construction. A testing program to characterize the properties of the pile's concrete and settlement observations is used to complement the data interpretation. It is presented the distribution of the deformations of the structural element along the piles, the shaft and toe load mobilizations. The obtained results are compared with load capacity predictions from the theory of elasticity and results of dynamic load tests - PDA. Based on the analyzes performed, it was possible to observe the development of the load transfer mechanism during the construction. It was verified that the presence of soft soil layer interfered significantly in the soil-pile interaction and that the relative position of the pile in the site is one of the main determinants of behavior. It is mainly concluded that the soil-pile interaction mechanisms are complex and depend on factors of difficult control, requiring other cases of monitored constructions to better understanding of such mechanisms.

# INTRODUÇÃO

## 1.1. Aspectos Gerais

A escolha da estaca hélice contínua monitorada como tipo de fundação profunda vem sendo cada vez maior devido às suas vantagens como a alta produtividade, baixo impacto de vizinhança e ótima capacidade de carga devido ao grande atrito lateral. O emprego desse tipo de estaca tem aumentado expressivamente, principalmente na Região Sudeste do Brasil. Esse crescimento exponencial tem promovido a busca por métodos mais precisos de previsão de capacidade de carga.

Nesse sentido, o aprimoramento dos métodos demanda um melhor entendimento do processo de interação estaca-solo, buscando melhor previsibilidade da relação carga vs. recalque. De fato, é somente através da observação da evolução dos recalques das fundações, ao longo da construção e vida útil da obra, que é possível se estabelecer o estado limite de serviço (ELS), ou seja, o valor de recalque que a estrutura pode suportar sem sofrer danos.

Devido às dificuldades na determinação das propriedades mecânicas do solo, sobretudo pela complexidade dos maciços de fundação, definir os parâmetros de interação estaca-solo sempre foi e ainda é um desafio para a engenharia geotécnica. Logo, aumenta-se a necessidade de entender melhor os mecanismos de transferência de carga para o solo, indo além dos estudos de capacidade de carga e recalque considerados para execução dos projetos.

## 1.2. Objetivo

O presente trabalho tem por objetivo estudar os mecanismos de transferência de carga de estacas tipo hélice contínua monitorada para o maciço de fundação durante a construção de uma edificação. No trabalho, faz-se o monitoramento dos deslocamentos totais e das deformações em quatro estacas instrumentadas no campo. A instrumentação foi feita em diferentes trechos e profundidades de cada estaca, através de hastes de deslocamento (*telltals*), para monitorar os deslocamentos, e extensômetros elétricos (*strain-gages*), para monitorar as

deformações. Para efeito de análise, fez-se necessário o conhecimento dos recalques totais das estacas instrumentadas, utilizando resultados de pesquisa de doutorado em desenvolvimento no LECIV.

Além disso, é feita a comparação dos resultados observados nos ensaios dinâmicos executados na obra com os resultados da instrumentação, especialmente no que se refere à transferência de carga durante os ensaios e durante a construção da obra. Faz-se também a comparação dos resultados com metodologia empírica de estado limite último (ELU).

### **1.3. Organização do Trabalho**

O presente trabalho é organizado da seguinte forma:

O capítulo 1 introduz o assunto e apresenta os objetivos desse estudo. No capítulo 2, é feita uma revisão bibliográfica a respeito do tema para alicerçar as escolhas dos tipos de instrumentação e de ensaio executados, assim como para obter resultados adequados para uma análise conclusiva. O capítulo 3 demonstra a metodologia da instrumentação das estacas e dos ensaios em concreto, assim como a descrição do caso de obra em análise. O capítulo 4 contém os resultados encontrados a partir do programa experimental de campo e de laboratório. O capítulo 5 discute e analisa os resultados encontrados. Por fim, o capítulo 6, conclui a dissertação, incluindo sugestões para futuro aprofundamento do tema. Destaca-se que, o final dos capítulos 2, 3 e 4 apresenta considerações referentes aos principais aspectos abordados.



## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre fundação do tipo estaca hélice contínua monitorada fazendo-se, inicialmente, o histórico de utilização e processo executivo. São descritas as principais metodologias de avaliação dos mecanismos de transferência de carga entre a estaca e o solo. São, finalmente, discutidos os procedimentos de instrumentação de estacas em profundidade.

### 2.1. Estaca Hélice Contínua Monitorada

A estaca hélice contínua monitorada (HCM) é definida pela norma brasileira NBR6122 (ABNT, 2010) como uma estaca moldada *in loco*, executada mediante a introdução de um trado helicoidal contínuo no terreno por rotação. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada e a inserção da armadura é sempre feita após a concretagem total da estaca.

O equipamento utilizado para execução, conhecido como perfuratriz, além de precisar atender às condições mínimas de torque previstas em projeto, deve monitorar eletronicamente o processo com sensores de nivelamento, prumo, torque, pressão de concreto, velocidade vertical e de rotação do trado, cota de ponta e sobre consumo de concreto. A Figura 1 mostra o monitoramento de uma estaca executada pela empresa Nacional Fundações no caso de obra objeto de estudo da presente pesquisa. Os resultados do monitoramento vêm sendo utilizados mais recentemente para previsão da capacidade de carga da fundação (Araújo, 2008).

Além das vantagens citadas relacionadas à produtividade e ao impacto na vizinhança, a estaca hélice contínua também pode ser executada na maior parte dos maciços de solo e também abaixo do nível d'água. Por esses motivos, a estaca hélice contínua monitorada é hoje o tipo de estaca mais utilizado na engenharia de fundações nacional.

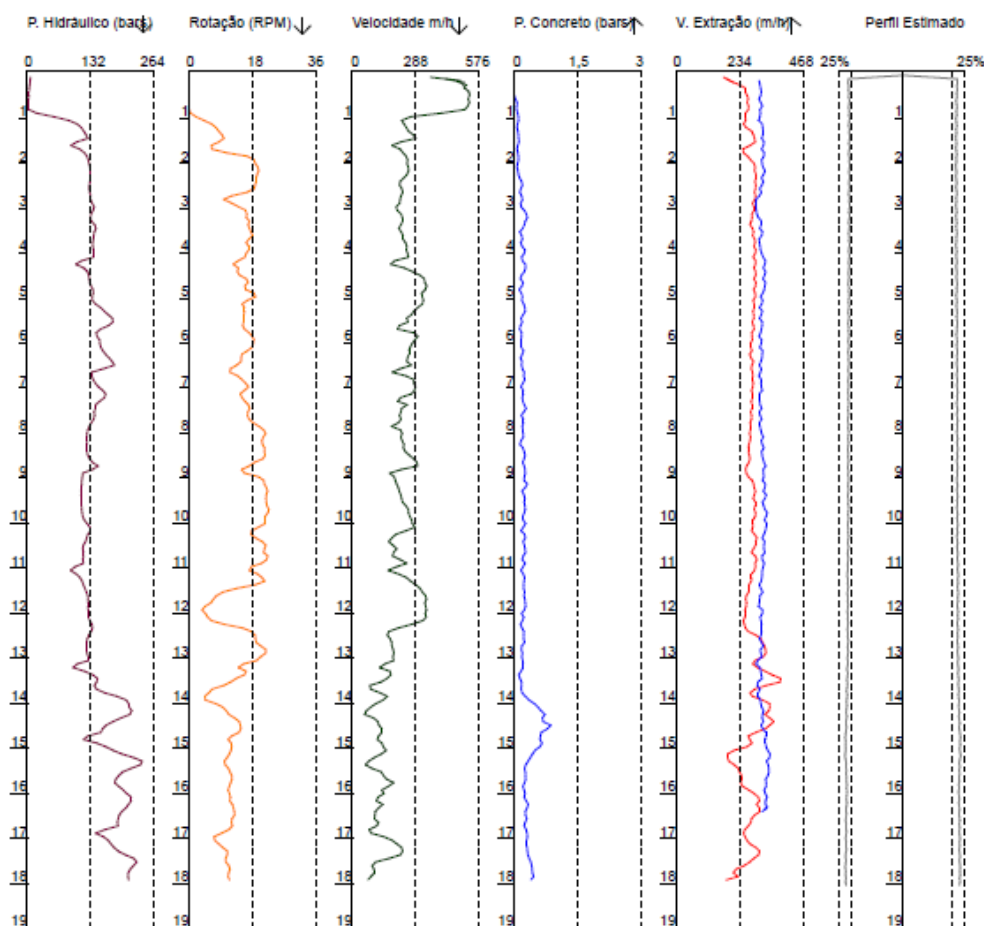


Figura 1 - Monitoramento de execução de uma estaca hélice contínua monitorada (estaca E1B – Edifício Ipanema – Estudo de caso da presente pesquisa).

Particularmente na Cidade de Campos dos Goytacazes, RJ, esse tipo de fundação vem sendo usado sistematicamente nas obras de grande porte. Além das vantagens citadas, isso se justifica pelos seguintes fatos:

- i. Maciço constituído predominantemente por intercalações de solos arenosos e argilo-siltosos, com presença eventual de camadas de argilas compressíveis dificultam a execução de estacas escavadas;
- ii. Nível d'água freático próximo da superfície do terreno, o que impossibilita a execução de estaca a céu aberto;
- iii. Características das construções vizinhas, que são normalmente constituídas de casas antigas que sofrem grandes danos com a execução de estacas cravadas.
- iv. As cargas das fundações ainda estão em magnitude compatível com a resistência geotécnica ou estrutural características deste tipo de fundação para esse maciço, permitindo projetos em níveis de custo competitivo com outras soluções.

### 2.1.1. Histórico

Na década de 50, nos Estados Unidos, teve-se início a utilização de estacas com trado em hélice contínua. Os trados eram montados em guindaste e os equipamentos tinham baixa potência/torque, executando estacas com diâmetros de até 40cm. Esse tipo de estaca foi inserido na Alemanha na década de 70, se espalhando por toda a Europa e Japão (Penna *et al.*, 1999). De acordo com Brons e Kool (1988), foi na década de 80 que a estaca hélice contínua tornou-se muito popular na Europa devido às vantagens executivas e ao seu baixo custo.

Com o desenvolvimento de equipamentos específicos para a execução de estacas hélice contínua, elas foram sofrendo alterações em seu método executivo. As mudanças mais importantes foram a substituição da argamassa pelo concreto, a criação do instrumento de monitoração automática do processo executivo e o aumento de potência da perfuratriz permitindo tanto o uso de maiores diâmetros e profundidades, quanto a execução em uma variedade maior de tipos de solo (Caputo *et al.*, 1997).

A introdução no Brasil das estacas tipo hélice contínua ocorreu por volta de 1987, mas somente a partir de 1993 elas tiveram uma maior divulgação (Caputo *et al.*, 1997). Segundo Antunes e Tarozzo (1998), usavam-se guindastes adaptados com mesa giratória e torre acoplada com lança treliçada e esteiras, com torque da ordem de 35 kN.m, diâmetro até 425 mm e profundidade máxima igual a 15 m. A partir da metade da década de 90, houve um aumento na importação de máquinas europeias criadas para execução de estacas hélice contínua. As máquinas atingiam torques de 200 kN.m, chegando a profundidades da ordem de 24 m com diâmetro de 1 m (Almeida Neto, 2002). Atualmente, é possível executar estacas com diâmetro igual a 1,2 m e profundidades da ordem de 30 m.

Particularmente no município de Campos dos Goytacazes, RJ, a primeira edificação a utilizar a estaca hélice contínua monitorada foi provavelmente o edifício Spazio Trianon em 2003 (Barros, 2005). Uma peculiaridade desta fundação foi a execução das estacas HCM para sustentação do corpo do prédio e fundação direta (sapatas) para sustentação dos pilares de divisa. Destaca-se que houve monitoramento de recalque com instrumento com princípio de funcionamento baseado

no nível d'água adaptado do Nível Terzaghi. Através dos resultados do monitoramento, foi constatado o efeito dos mecanismos de interação solo estrutura, especialmente condicionados pela presença de tipos diferentes de fundação. Nesse caso, os pilares de periferia, que sustentavam menor número de lajes que os pilares centrais do corpo de edifício, apresentaram recalque contínuo durante a construção de toda a edificação, chegando a velocidade de recalque próximo da média dos pilares centrais. Este estudo de caso foi discutido por Barros (2005) e a interação solo-estrutura é avaliada sob o ponto de vista exclusivamente geotécnico.

Um segundo caso de instrumentação citado na bibliografia de edificações com fundação em estaca HCM foi o Edifício Classic, em 2005 (Savaris, 2008). A instrumentação também foi direcionada apenas para o monitoramento de recalque e feita com nível d'água baseado no princípio dos vasos comunicantes com aquisição por fotogrametria. Este estudo de caso é apresentado por Savaris (2008) e nele se faz a análise do efeito da interação solo-estrutura sob ponto de vista exclusivamente estrutural.

Prellwitz (2015) relata três casos de obra em fundação HCM na região de Campos dos Goytacazes em que é feita a instrumentação para o monitoramento dos recalques. A autora propõe um novo sistema de monitoramento também baseado no princípio dos vasos comunicantes e aquisição de dados por fotogrametria.

Há relatos, ainda, de outros casos de obra na Região com monitoramento de recalques, em fundações do tipo estaca HCM, porém sem registro na bibliografia técnica. Nesses casos, o objetivo do monitoramento é o acompanhamento dos recalques durante a construção, justificado por dúvidas ou problemas executivos das fundações. Segundo informações de técnicos da Região, notam-se dificuldades recorrentes nos procedimentos para instalação, aquisição de dados e manutenção da instrumentação para o monitoramento das obras, impossibilitando informações precisas sobre a magnitude da ordem de grandeza dos recalques.

Importante destacar que o controle de desempenho de fundações tipo HCM na Região é normalmente feito através de ensaios dinâmicos. Isso se justifica, sobretudo, pelos custos associados das provas de carga estáticas, tempo de execução e pelo fato da NBR6122 (ABNT, 2010) permitir a sua substituição total por ensaios dinâmicos, em casos de até 200 estacas. Conseqüentemente, poucos são os casos

de obra na Região com relatos de ensaio de prova de carga estático, sendo nenhum relatado na bibliografia. De fato, assim como alguns casos de obras com monitoramento de recalques, a execução de provas de carga estática na Região está relacionada, normalmente, a dúvidas ou problemas executivos das fundações.

### 2.1.2. Processo executivo

A execução das estacas hélice contínua monitorada pode ser dividida em algumas etapas: lubrificação do tubo central do trado, posicionamento do equipamento, perfuração, concretagem simultânea a extração da hélice do solo, e colocação da armadura.

O primeiro passo é o bombeamento de concreto por toda a tubulação para que haja uma lubrificação do tubo. Quando é executada a primeira estaca do dia, em geral, antes do concreto, é bombeada uma argamassa de cimento e areia. Esse processo é muito importante para que não haja o entupimento da tubulação. Após esse bombeamento, o tubo é vedado com uma tampa, e o trado é posicionado no marcador de eixo da estaca.

Em seguida, inicia-se a perfuração, com o trado rodando sempre no sentido horário até a cota de ponta da estaca. Atingindo a cota, inicia-se o processo de bombeamento simultâneo à retirada do trado. Durante a retirada, é importante que o trado nunca gire no sentido anti-horário (sentido de extração) para que não haja interrupção ou contaminação da estaca com solo. O trado pode ser extraído sem rotação alguma ou girando no sentido horário (sentido da perfuração). A logística do fornecimento de concreto é crucial, visto que uma interrupção longa no bombeamento pode inutilizar a estaca. Geralmente, durante a extração, dois funcionários fazem a retirada da terra geralmente presa ao trado com o uso da enxada.

Após a extração do trado, a perfuratriz faz o içamento da armação da estaca, enquanto uma escavadeira faz a limpeza da terra ao redor do furo. A execução é finalizada com a introdução da armadura. A Figura 2 ilustra o processo executivo da estaca HCM, resumindo-o em três fases de execução: posicionamento/perfuração, injeção do concreto/extração do trado e instalação da armadura.

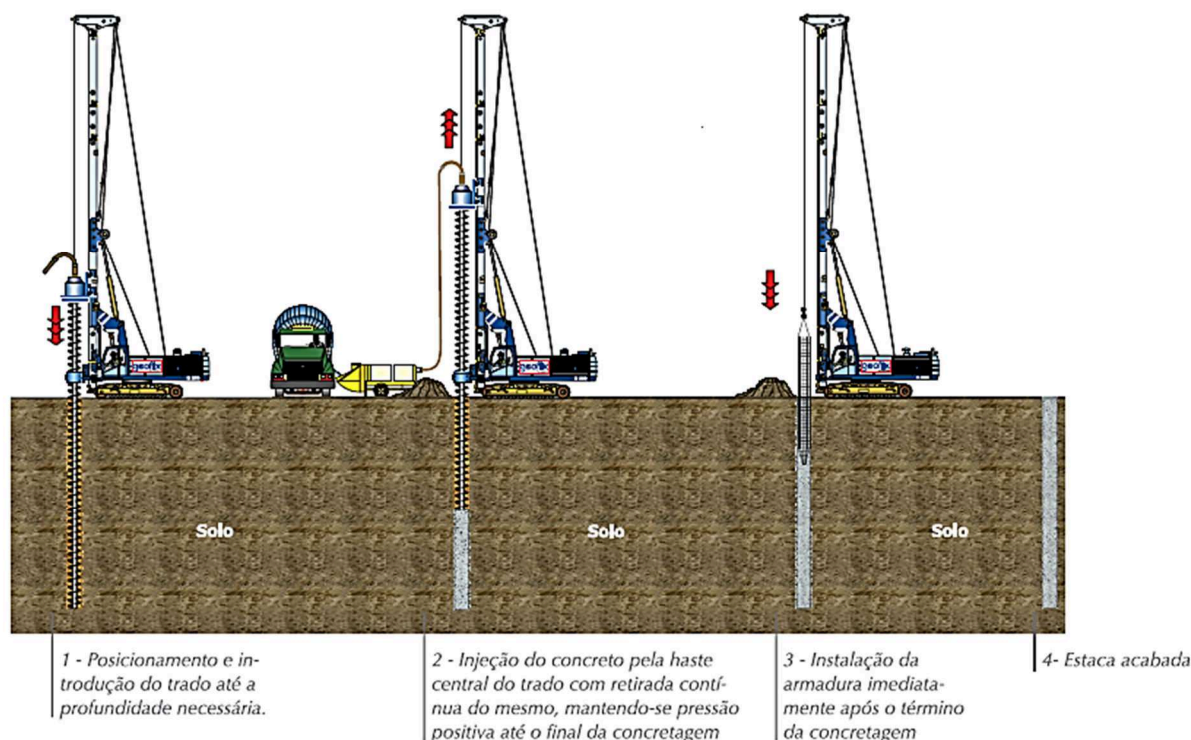


Figura 2 - Fases de execução das estacas hélice contínua monitorada (Geofix Fundações, 2012).

## 2.2. Mecanismo de transferência de carga em sistema estaca-solo

Uma estaca pode estar sujeita a diferentes tipos de carregamento, podendo ser do tipo axial, lateral, de torção ou qualquer combinação dos anteriores. A presente pesquisa dá ênfase nos carregamentos de compressão axial vertical, que são os esforços mais comuns em edificações de médio porte, como é o estudo de caso.

Em um sistema estaca-solo, ao se aplicar um carregamento axial vertical no topo da estaca, a transferência de carga ocorre pela soma do atrito lateral mobilizado ao longo do fuste e da resistência à compressão mobilizada na ponta da estaca. A Figura 3 mostra a transferência de carga ao longo da profundidade de uma estaca HCM instrumentada com *strain-gages* elétricos (Alledi, 2013).

Há diferentes metodologias para análise do mecanismo de transferência de carga no sistema estaca-solo. Essas metodologias podem ser classificadas em função da natureza teórica empregada e podem ser divididas em: métodos baseados na teoria da elasticidade, métodos por estimativa do estado limite último (ELU), métodos numéricos e métodos experimentais.

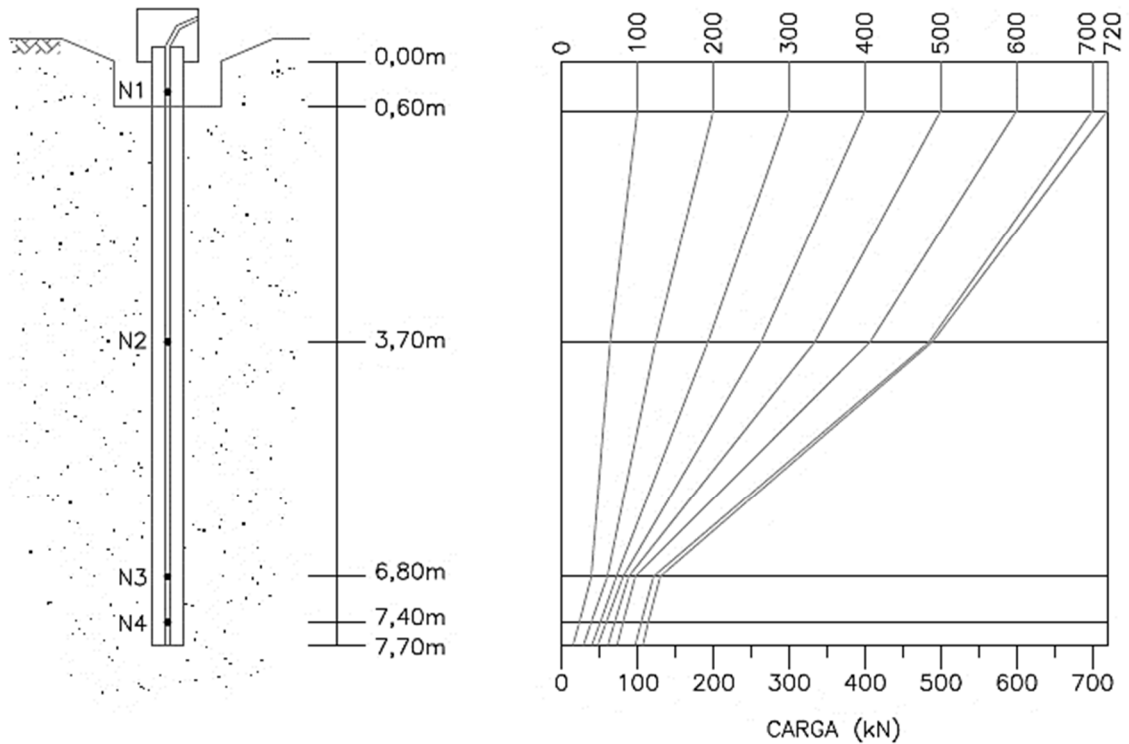


Figura 3 - Transferência de carga vs. profundidade de uma estaca hélice contínua instrumentada com *strain-gages* (Alledi, 2013).

### 2.2.1. Métodos baseados na teoria da elasticidade

Os métodos baseados na teoria da elasticidade, em geral, dividem a estaca em um número de elementos (Figura 4) ou consideram o comportamento do fuste ocorrendo de forma isolada ao da ponta. Normalmente, as propostas admitem conhecida a forma da distribuição de tensões e o resultado é encontrado impondo uma compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e do solo adjacente em cada trecho. Os deslocamentos da estaca são obtidos considerando a compressibilidade da estaca durante carregamento axial e os deslocamentos do solo são obtidos, na maioria das vezes, utilizando as equações de Mindlin (1936). Em ambos os casos, é admitida a relação tensão deformação regida pela Teoria da Elasticidade.

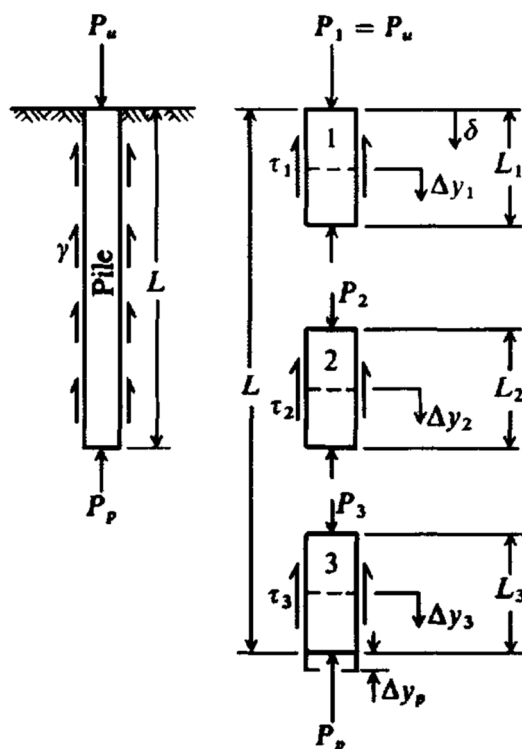


Figura 4 – Análise de transferência de carga (Coyle e Reese, 1966)

Estas metodologias permitem, de certa forma, estimar a condição de serviço de uma fundação, pois é possível se obterem os recalques para diferentes níveis de carregamento da obra. Pode-se dizer, então, que tais metodologias possibilitam a determinação do Estado Limite de Serviço – ELS. Destaca-se que a norma de fundações NBR6122 (ABNT, 2010) determina que, em projetos, as tensões admissíveis também atendam ao estado-limite de serviço (ELS), no entanto, não se costuma utilizar análises de transferência de carga para tanto.

A seguir apresentam-se algumas das metodologias que se destacam na bibliografia nacional e internacional:

#### *Poulos e Davis (1968)*

Pioneiros da interação estaca-solo foram Poulos e Davis (1968). Os autores dividem a estaca em um número de elementos, com a proposta de carregamento uniforme, e o resultado é encontrado impondo uma compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e do solo adjacente a cada elemento. Os deslocamentos da



estaca são obtidos considerando a compressibilidade da estaca durante carregamento axial e os deslocamentos do solo são obtidos, na maioria das vezes, utilizando as equações de Mindlin (1936). A Figura 5 mostra dois ábacos para determinação dos fatores de influência de Poulos e Davis (1968) para diferentes coeficientes de Poisson do solo.

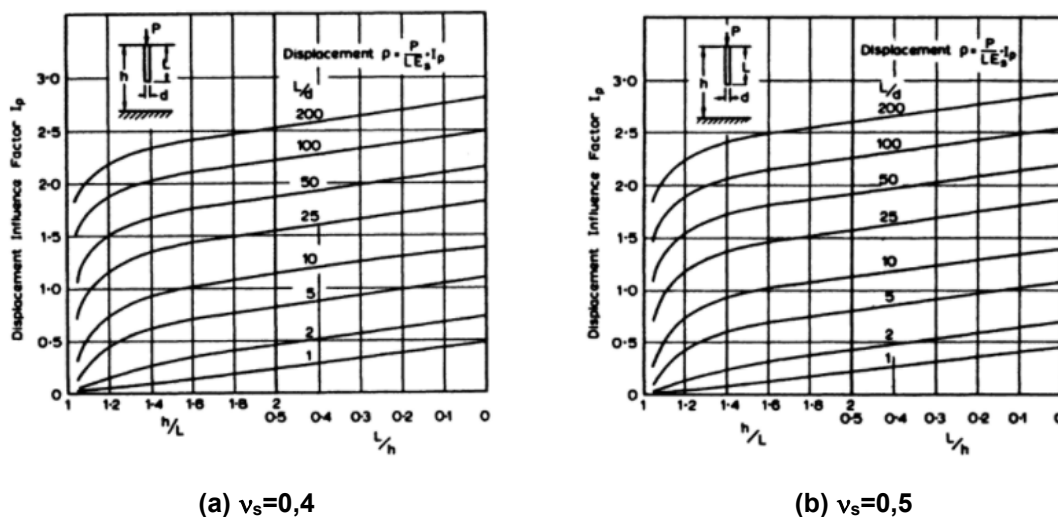


Figura 5 – Gráficos dos fatores de influência para recalques de estacas incompressíveis para diferentes coeficientes de Poisson do solo. (Poulos e Davis, 1968)

Dois outros métodos se baseiam no mesmo princípio: Coyle e Reese (1966) e Bowles (1974a). O primeiro utiliza cálculos manuais, enquanto que no segundo, é usado um programa computacional para cálculos de capacidade da estaca. Os cálculos manuais são práticos para não mais de três a cinco elementos de estaca (Bowles, 1996).

*Randolph e Wroth (1978).*

Randolph e Wroth (1978) separaram, inicialmente, as cargas transferidas pela base e pelo fuste para calcular os recalques e em seguida sobrepõem os efeitos para determinar o recalque total. Por esse método, o solo afetado pela estaca é dividido em duas camadas por um plano horizontal que passa pela base da estaca, representado pela Figura 6. Considera-se que a camada superior se deforma somente devido à carga transferida pelo fuste e a camada inferior, devido à carga transferida pela base.

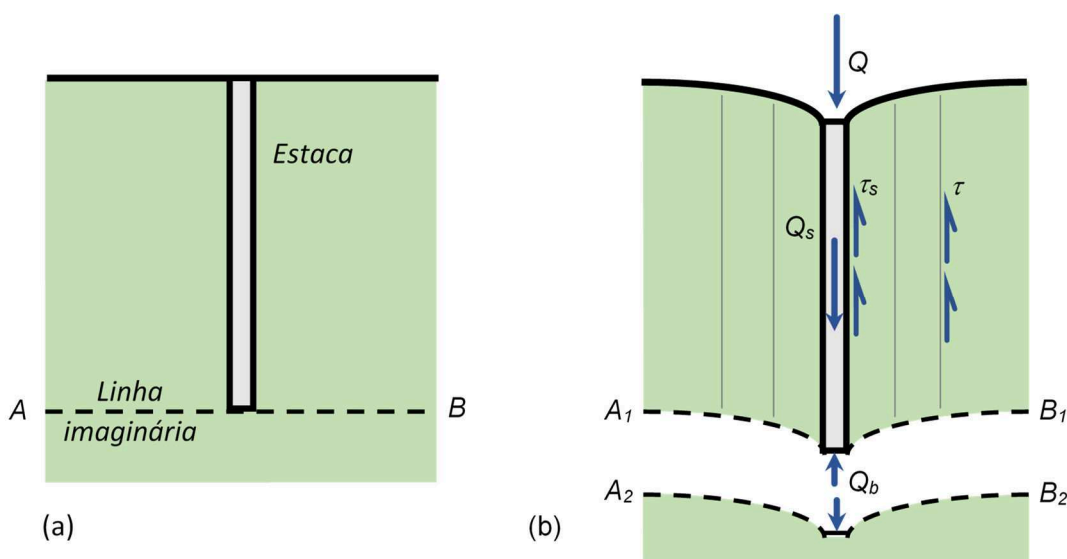


Figura 6 – Separação das camadas de solo pelo método de Randolph e Wroth (Velloso e Lopes, 2002).

*Método Vésic (1969, 1975a, adaptado por Albuquerque, 2001)*

O método de Vésic para previsão de recalque admite que o valor é resultante da soma de três parcelas de recalque: o encurtamento elástico da estaca, o recalque do solo devido à influência da carga de ponta e o recalque do solo devido à influência da carga de atrito lateral. As três parcelas são demonstradas na Tabela 1.

Segundo Albuquerque (2001), o valor do coeficiente  $C_s$  pode ser obtido relacionando o tipo e a rigidez do solo com o tipo e as dimensões da estaca. Para obter o valor do fator  $\alpha_{ss}$ , propõem-se valores para as diferentes formas de distribuição de atrito ao longo da profundidade.

*Método Aoki (1984)*

O método de Aoki (1984) admite que o recalque total da estaca corresponde à soma do encurtamento elástico da estaca e do recalque do solo, sendo o recalque do solo calculado em função do acréscimo de tensões de ponta e de fuste separadamente. As equações de recalque e acréscimo de tensões do método estão representadas na Tabela 2.

Tabela 1 – Cálculo das três parcelas de recalque pelo método de Vésic (1969, 1975a, adaptado por Albuquerque, 2001).

<p>Recalque devido ao encurtamento elástico da estaca:</p>	$s_e = (Q_p + \alpha_{ss} * Q_{lat}) * \frac{L}{A * E_c}$ <p>Eq. [1]</p>	<p>Sendo:  <math>s_e</math> = recalque (mm);  <math>Q_p</math> = carga na ponta no estágio de carregamento (kN);  <math>Q_{lat}</math> = carga lateral no estágio de carregamento (kN);  <math>A</math> = área da secção transversal da estaca (m<sup>2</sup>);  <math>E_c</math> = módulo de deformabilidade do material da estaca (MPa);  <math>\alpha_{ss}</math> = fator que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste;  <math>L</math> = comprimento da estaca (m).</p>
<p>Recalque do solo devido à carga de ponta:</p>	$s_p = \frac{C_p * Q_p}{\phi * q_p}$ <p>Eq. [2]</p>	<p>Sendo:  <math>s_p</math> = recalque devido à carga transmitida na ponta (m);  <math>\phi</math> = diâmetro da estaca (m);  <math>C_p</math> = coeficiente que depende do tipo de solo e do tipo de estaca;  <math>q_p</math> = reação de ponta da estaca (kPa);  <math>Q_p</math> = carga na ponta no estágio de carregamento (kN).</p>
<p>Recalque do solo devido à carga de atrito lateral:</p>	$s_f = \frac{C_s * Q_{lat}}{L * q_p}$ <p>Eq. [3]</p>	<p>Sendo:  <math>s_f</math> = recalque devido à distribuição da carga no fuste (m);  <math>C_s</math> = coeficiente que depende do tipo de solo e do tipo de estaca;  <math>Q_{lat}</math> = carga lateral no estágio de carregamento (kN);  <math>L</math> = comprimento da estaca (m);  <math>q_p</math> = reação de ponta da estaca (kPa).</p>

### 2.2.2. Métodos por estimativa do Estado Limite Último (ELU)

Por definição, o ELU pode ser entendido como a condição onde, devido a um determinado carregamento, ocorre o escoamento plástico da fundação. Isto é, com o acréscimo da carga vertical  $q_v$  sobre a fundação, o campo de plastificação se amplia até que, em determinado momento, todos os pontos do solo imediatamente abaixo da fundação entram em escoamento plástico. Neste instante, a fundação é capaz de mover para baixo sob tensão constante (Costa, 1981). Os métodos por estimativa do ELU fazem a estimativa da capacidade de carga e/ou recalque da estaca nesse estado

limite. Não é possível, portanto, determinar com exatidão a evolução da transferência de carga durante o processo de carregamento para efeito de análise. Assim, conhecendo-se apenas a carga e o respectivo recalque no ELU, somente é possível estimar a evolução dos recalques admitindo conhecida a relação carga vs. recalque. Nesse caso, a relação mais comum assume que os recalques da fundação variam linearmente com o carregamento.

Tabela 2 – Cálculo do recalque pelo método de Aoki (1984).

Recalque devido ao encurtamento elástico da estaca:	$\rho_e = \frac{1}{A * E_c} * \Sigma(P_i * L_i)$ <p>Eq. [4]</p>	<p>Sendo:</p> <p><math>\rho_e</math> = encurtamento elástico da estaca (mm);  <math>A</math> = área da seção transversal do fuste da estaca (m<sup>2</sup>);  <math>E_c</math> = módulo de deformabilidade do concreto (MPa);  <math>P_i</math> = esforço normal médio na camada "i" (kN);  <math>L_i</math> = comprimento da camada "i" (m)</p>
Acréscimo de tensões na ponta:	$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi(D+h+\frac{H}{2})^2}$ <p>Eq. [5]</p>	<p>Sendo:</p> <p><math>\Delta\sigma_p</math> = acréscimo de tensões (kPa);  <math>D</math> = diâmetro da base da estaca (m);  <math>P_p</math> = reação de ponta (kN);  <math>H</math> = espessura da camada subjacente (m);  <math>h</math> = distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H (m).</p>
Acréscimo de tensões no fuste:	$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi(D+h+\frac{H}{2})^2}$ <p>Eq. [6]</p>	<p>Sendo:</p> <p><math>\Delta\sigma_i</math> = acréscimo de tensões (kPa);  <math>D</math> = diâmetro do fuste da estaca (m);  <math>R_{Li}</math> = resistência de atrito lateral (kN);  <math>H</math> = comprimento da camada subjacente (m);  <math>h</math> = distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H (m).</p>
Recalque do solo:	$\rho_s = \Sigma\left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} * H\right)$ <p>Eq. [7]</p>	<p>Sendo:</p> <p><math>\rho_s</math> = recalque devido ao solo (mm);  <math>\Delta\sigma</math> = soma de todas as tensões devido às parcelas de atrito lateral e reação de ponta (kPa);  <math>H</math> = comprimento da camada subjacente (m);  <math>E_s</math> = Módulo de deformabilidade da camada de solo (MPa).</p>

A bibliografia técnica apresenta diferentes maneiras de se classificar as metodologias para determinação do ELU. Um dos critérios mais conhecidos no meio geotécnico é separar os métodos que possuem fundamentação teórica daqueles que possuem base empírica para solução do problema.

Os métodos teóricos também podem ser subdivididos em função da natureza teórica envolvida na solução do problema. Costa (1981) classifica tais metodologias em: equilíbrio limite, linhas de escoamento, análise limite e expansão de cavidade. A Tabela 3 apresenta as considerações básicas de cada metodologia e os principais trabalhos. Dentre esses, os métodos baseados no equilíbrio limite do sistema solo-fundação são os mais comuns.

Tabela 3 – Considerações básicas das metodologias de fundamentação teórica e os principais trabalhos.

<i>Equilíbrio Limite</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- relaciona tensão vs. deformação do solo como material rígido-plástico;</li> <li>- pré-estabelece a superfície de ruptura;</li> <li>- estuda o equilíbrio como um problema de isostática.</li> </ul>	Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) Skempton (1951) Berezantzev (1961) e Vésic (1973).
<i>Linha de escoamento</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- combina o critério de ruptura de Mohr-Coulomb com as equações de equilíbrio;</li> <li>- considera as condições de equilíbrio e escoamento;</li> <li>- negligencia a relação tensão vs. deformação do solo.</li> </ul>	Sokolovsky (1960) Lundgren e Mortensen (1953) Larkin (1968)
<i>Análise limite</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- analisa pelo método do limite superior ou inferior</li> <li>- considera o solo perfeitamente plástico</li> <li>- considera a variação na geometria do corpo insignificante</li> </ul>	Lysmer (1970) Bishop (1953)
<i>Expansão de cavidade</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- origina da teoria de expansão de cavidades de Bishop <i>et al.</i> (1945) para metais</li> <li>- tensão requerida para produzir um puncionamento profundo em um meio elastoplástico sem atrito é proporcional a tensão necessária para expandir uma cavidade de mesmo volume sobre as mesmas condições</li> </ul>	Gibson (1950): estacas em argilas Chandwick (1962): expansões de cavidades esféricas para um solo $\phi=0$ Skempton <i>et al.</i> (1953) e Vésic (1975)

Considerando que o uso de métodos teóricos exige o conhecimento de parâmetros característicos do maciço de fundação, há de fato grande dificuldade na sua aplicação prática. Isso se justifica, sobretudo, pela complexidade dos maciços de fundação que envolvem muitas vezes diferentes materiais. Assim, com a dificuldade

de se aplicarem métodos meramente teóricos surgem os métodos com base empírica que facilitam a obtenção de resultados, mas possuem representatividade restrita a tipos de fundação similares à base de dados que proporcionou tais métodos.

Destaca-se que a maioria dos métodos utilizados atualmente para determinação de capacidade de carga de estacas no Brasil são os métodos semi-empíricos. De acordo com a NBR6122 (ABNT, 2010), são considerados métodos semi-empíricos aqueles que relacionam resultados de ensaios com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto.

Em comum, esses métodos estimam a capacidade de carga da estaca no ELU baseando-se em resultados de ensaios de campo, como da sondagem à percussão (SPT) e do ensaio de penetração de cone (CPT). Os valores da capacidade de carga da estaca são calculados separadamente em valores de resistência ao atrito lateral e resistência de ponta.

Alguns métodos se destacam, como o Aoki e Velloso (1975), que foi idealizado comparando resultados de provas de carga com ensaios CPT para determinar a capacidade de carga de estacas. Este método possui um fator de conversão para que também possam ser utilizados ensaios SPT. No trabalho original, o método não abrangia a estaca hélice, devido pouca experiência internacional e praticamente nenhuma nacional nesse período, sendo adicionado posteriormente por Monteiro (1997).

Acrescenta-se também o método Décourt et al. (1996) e Alonso (1996). Nota-se que o método original Décourt e Quaresma (1978) foi feito a partir de ensaios em estacas pré-moldadas e posteriormente estendida para outros tipos de estaca, como a estaca hélice.

### 2.2.3. Métodos numéricos

Diante das dificuldades em obter soluções analíticas para problemas de modelagem em geral, surgem os chamados métodos numéricos, ferramentas importantes na solução de problemas que envolvem a resolução de equações diferenciais complexas, normalmente encontradas na engenharia geotécnica. Com a evolução dos computadores, a velocidade de processamento e o volume de dados de trabalho foram aumentados de maneira significativa. Conseqüentemente, foi necessária a criação de ferramentas para acompanhar esse desenvolvimento. Além

do mais, a possibilidade de utilizar computadores melhores permitiu-lhes poder estudar e resolver problemas que, até pouco tempo, pareciam inviáveis. Entre as principais ferramentas desenvolvidas nas últimas décadas, podemos citar o Método das Diferenças Finitas (MDF), o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método dos Elementos de Contorno (MEC).

#### *Método das Diferenças Finitas (MDF)*

O MDF é método de resolução de equações diferenciais que se baseia na aproximação de derivadas por diferenças finitas. É utilizada a série de Taylor da função derivada como fórmula de aproximação. Por ser um método mais simples e limitado comparado ao MEF e MEC, o MDF é melhor utilizado em problemas com domínios de geometria regular.

A Figura 7 mostra exemplos de malhas provenientes da discretização da geometria de um domínio complexo, em que é possível perceber a diferença construtiva e a distribuição dos nós para o Método das Diferenças Finitas e para o Método dos Elementos Finitos.

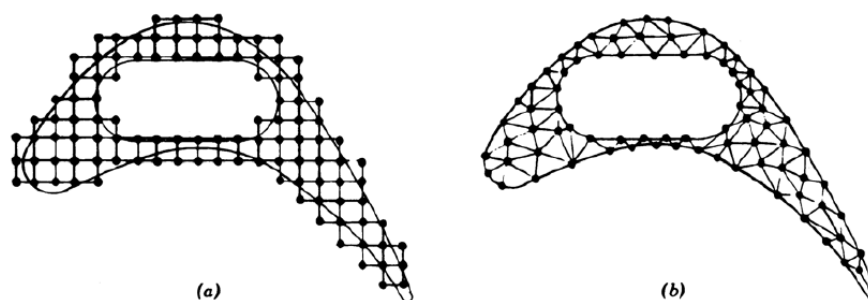


Figura 7 – Comparação da discretização geométrica pelo Método das Diferenças Finitas (a) e pelo Método dos Elementos Finitos (b) (Huebner, 1976).

#### *Método dos Elementos Finitos (MEF)*

O MEF é um método matemático que encontra soluções aproximadas para um sistema de equações diferenciais parciais com um número infinito de variáveis, tais como as equações do Poisson e Laplace (Bastos, 2005). Para Segerlind (1976), o conceito mais fundamental é que toda função contínua pode ser aproximada por um modelo composto de um conjunto de funções contínuas, dentro de certo intervalo, definidas sobre o número finito de subdomínios.

O método propõe que essas infinitas variáveis sejam substituídas por um número limitado de elementos com comportamento bem definido. Esses elementos com dimensões finitas são conectados entre si por pontos denominados nós, formando uma malha. Quanto maior o número de nós e elementos, maior será a precisão nos resultados da análise.

A geração da malha é o maior problema do MEF. Sendo assim, seu uso tornou-se mais popular apenas na década de 80, a partir do avanço tecnológico dos computadores e dos vários métodos de geração automática de malhas (Di Marzo, 2010). Antes disso, a utilização do método era restrita ao mundo acadêmico, e com a criação de softwares comerciais com interfaces simples passou a ser utilizado posteriormente pelas empresas, com o objetivo principal de aumentar a precisão dos projetos e minimizar os custos com modelos reais e com perdas na produção.

#### *Método dos Elementos de Contorno (MEC)*

O Método dos Elementos de Contorno é relativamente novo se comparado ao MDF e o MEF. Os desenvolvimentos em métodos de elementos de contorno foram estimulados a partir do reconhecimento das limitações do MEF em aplicações de engenharia, sobretudo aquelas que apresentavam algum tipo de singularidade resultando por exemplo, em campos de tensões tendendo ao infinito em determinados pontos. (Lima Júnior, 2006)

Inicialmente, o MEC foi conhecido como método das equações integrais de contorno, pois problemas eram resolvidos através de equações integrais sobre o contorno do domínio. Posteriormente, Brebbia (1978), em sua pesquisa, denominou-o de Método dos Elementos de Contorno. A formulação deste método foi elaborada a partir de aproximações das equações integrais obtidas através de algum princípio clássico. (Wutzow, 2003)

Fundamentalmente, pode-se dizer que o Método dos Elementos de Contorno transforma equações diferenciais parciais, que governam o domínio do problema, em equações integrais envolvendo somente valores de contorno, após a introdução de funções de ponderação denominadas soluções fundamentais. Isso faz com que o problema seja reduzido a duas dimensões e somente o contorno do domínio precisa



ser discretizado, resultando em uma menor entrada de dados, operações numéricas mais simples e um menor dispêndio computacional. (Vera-Tudela e Bulcão, 2012)

Nesse sentido, problemas de domínio infinito ou semi-infinito, como é o caso dos maciços de fundação, podem ter seus problemas reduzidos ao discretizar somente o contorno, resultando em malhas menos densas e podendo facilitar a modelagem.

De acordo com Poulos e Davis (1980), o melhor método para análise dos mecanismos de transferência de carga em sistema estaca-solo é o Método dos Elementos de Finitos (MEF), porém pesquisas recentes mostram a também importância do Método dos Elementos de Contorno. Matos Filho e Paiva (2007) apresentam estudo combinando os diferentes métodos numéricos em uma análise de interação estaca-solo. Nesse trabalho, a estaca, por ter dimensões finitas é modelada pelo MDF e MEF enquanto o solo, por não ter um contorno bem definido, é representado pelo MEC.

#### 2.2.4. Métodos experimentais

Alguns métodos experimentais também podem ser utilizados para análise dos mecanismos de transferência de carga. Resultados de provas de carga estática, ensaios dinâmicos, monitoramento de recalque e deformações da estaca podem ser utilizados para este fim e suas metodologias são detalhadas no capítulo 2.3.

No ensaio dinâmico, é determinada a previsão da capacidade de carga total da estaca. Esse resultado é demonstrado dividido em mobilização do atrito lateral ao longo do fuste e resistência da ponta. Ao relacionar esses resultados com os resultados do recalque, já é possível realizar a análise da transferência de carga da estaca para o solo.

Por outro lado, a prova de carga estática sozinha não é suficiente para a realização da análise. Nesse caso, são conhecidos apenas a carga aplicada e o recalque da estaca. Para isso, deve-se instalar também uma instrumentação em profundidade, como o *telltale* ou o *strain-gage*, para conhecer as tensões e deformações da estaca ao longo de sua profundidade e assim possibilitar a análise da interação.

Outra alternativa é utilizar as instrumentações para monitoramento de recalque de deformações da estaca durante a construção de uma edificação, visto que é possível estimar a carregamento nas estacas durante o processo. Unindo os valores de carga com o recalque e as deformações ao longo do fuste, é possível, assim como no caso da prova de carga estática, realizar a análise.

### **2.3. Metodologias para instrumentação e monitoramento de fundações**

Dada a imensa variedade nos tipos de instrumentação e monitoramento de fundações, este estudo estará voltado apenas para o caso de fundação profunda, sendo que algumas metodologias também podem ser utilizadas em obras de fundação rasa, como provas de carga e monitoramento de recalque.

Em geral, as estacas podem ser instrumentadas em superfície ou em profundidade, e os ensaios e/ou monitoramentos podem ser realizados em etapa de projeto, durante a construção da obra ou no período pós-construção.

Ao instrumentar uma estaca em etapa de projeto, tem-se por finalidade a realização de provas de carga estática ou ensaios dinâmicos. Nesse caso, em geral, executam-se uma ou mais estacas no local da construção antes da conclusão do projeto, e em seguida são realizados os carregamentos. Esses carregamentos podem ser realizados para conferência de projeto e, no caso da execução da prova de carga estática, também podem ser utilizados para uma possível modificação no coeficiente de segurança das fundações.

No segundo caso, de instrumentação e monitoramento durante a construção, têm-se alguns diferentes objetivos para essa aplicação. Primeiramente, a instrumentação durante essa etapa visa o controle de qualidade e desempenho da fundação para situações normais e também para casos em que a fundação tenha problemas executivos. Além disso, pode ser utilizada para a avaliação das interações estaca-solo e solo-estrutura, assim como para a avaliação dos mecanismos de transferência de carga, pois tem-se o controle das cargas que podem ser relacionadas às medidas de recalque.

Por último, o monitoramento das fundações em período pós-construção tem como objetivo o controle de qualidade e desempenho nos casos de obra com

patologias e também de obras que possam estar sendo afetadas por construções vizinhas. Para exemplificar, uma situação muito comum é o monitoramento dos recalques das edificações próximas às escavações de obras do metrô.

### 2.3.1. Instrumentações de estacas em superfície

Há diferentes tipos de instrumentação de estacas em superfície, e cada uma delas atende a um objetivo diferente. A instrumentação de superfície mais comum se aplica na realização de provas de carga estática e em ensaios dinâmicos, prescritos em normas técnicas. Há, ainda, a utilização de equipamentos e/ou instrumentos de superfície para o monitoramento de recalque.

#### *Em Prova de carga dinâmica (Pile Driving Analyser - PDA)*

Para a prova de carga dinâmica, são instalados quatro sensores eletrônicos no topo da estaca, sendo dois transdutores de deformação específica e dois acelerômetros piezo-resistivos. O ensaio de carregamento é realizado empregando-se a metodologia de aplicação de uma série de golpes do martelo a gravidade com altura de queda crescente. Os sinais advindos dos sensores eletrônicos são condicionados, analisados e armazenados em um Analisador de Cravação de Estacas, e os dados posteriormente transferidos para computador para reanálise em modelo *Capwap*® e pelo Método Case (PDI Engenharia, Relatório 022/2014).

#### *Em Prova de carga estática*

De acordo com a NBR12131 (ABNT, 2006), a prova de carga consiste em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. O dispositivo de aplicação de carga é constituído por um ou mais macacos hidráulicos atuando contra um sistema de reação estável. As cargas no topo da estaca são medidas com manômetro e os deslocamentos verticais do topo da estaca são medidos simultaneamente através de quatro extensômetros mecânicos.

#### *Em Monitoramento de recalque*

O monitoramento de recalque é um processo pelo qual se faz o acompanhamento dos recalques durante a construção e/ou vida útil da obra. O

monitoramento é realizado nos diferentes estágios da edificação dependendo do objetivo de sua aplicação (Tabela 4).

Tabela 4 – Objetivos da aplicação do monitoramento de recalque em diferentes estágios da construção.

Estágio da construção	Objetivo
Durante a construção	Situações normais para controle de qualidade e desempenho
	Em casos de dúvidas de projeto
	Quando houver problemas executivos da fundação
Pós-construção	Em obras com patologias
	Quando houver obras vizinhas
	Para verificação de desempenho

A principal aplicação do monitoramento de recalque é para a medição dos deslocamentos verticais de uma fundação. Em casos particulares, o monitoramento pode ser usado para medir deslocamentos horizontais e rotacionais. Segundo a NBR6122 (ABNT, 2010), o monitoramento de recalque deve ser executado para os seguintes casos:

- i. Estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total (Ex: silos e reservatórios);
- ii. Estruturas com mais de 60 m de altura (medidas do térreo à laje de cobertura do último piso habitável);
- iii. Estruturas com relação altura/largura maior que quatro (considerando a menor dimensão);
- iv. Fundações ou estruturas não convencionais.

São vários os tipos de instrumentação utilizados em obras geotécnicas dedicados a medida de deslocamentos (Ex: aterro, barragens, contenções, fundações, etc.). Cada tipo de obra requer, da instrumentação, características especiais de acordo com as dificuldades inerentes, a resolução exigida e a magnitude dos deslocamentos. No caso de fundações, específico do presente estudo, as metodologias tradicionais utilizadas para fazer o levantamento altimétrico podem ser divididas em métodos topográficos e sistemas hidráulicos, e estão resumidos na Tabela 5.

O princípio do nivelamento topográfico, ilustrado na Figura 8, é fazer o levantamento altimétrico de pinos instalados nos pilares e no marco de referência através de equipamentos topográficos.

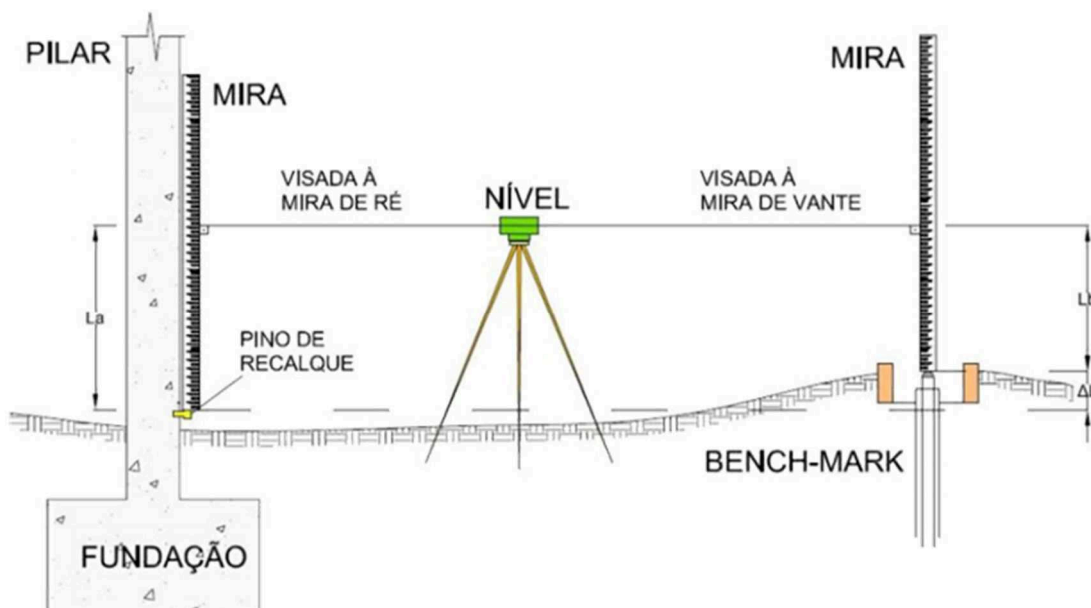


Figura 8 – Figura que representa o princípio do nivelamento topográfico.

Tabela 5 - Instrumentos de nivelamento topográfico para medidas de recalque.

Instrumentos atuais	Nível a laser com marcação da projeção do laser diretamente no pilar (a medida entre a projeção do laser e o pino com escalímetro, trena ou outros);
	Nível óptico ou teodolito com mira de invar posicionada diretamente sobre os pinos;
	Estação total com mira prisma posicionada diretamente sobre os pinos.
Novas tendências	GPS: através de levantamentos topográficos associados a sistemas de posicionamento georreferenciado;
	Escaneamento a laser: técnicas de construção de espaço virtuais tridimensionais a partir de escâneres de precisão;
	Fotogrametria: uso de interpretação de imagens para determinação da posição espacial de pontos em um ambiente.

Os sistemas hidráulicos de monitoramento de recalque podem ser divididos em dois tipos: o sistema baseado no princípio dos vasos comunicantes e o sistema usando dutos saturados sob pressão (Tabela 6). O princípio dos vasos comunicantes se baseia na teoria de que a altura alcançada por um líquido em equilíbrio em diversos vasos comunicantes é a mesma, independente da seção do ramo. Nesse sentido, ao

posicionar uma mangueira com líquido em dois pontos (Ex. marco e pilar), a medição das referências de altura pode ser feita pela diferença entre as alturas dos meniscos nas extremidades da mangueira e os pinos de referência. Destaca-se que a medição pode ser feita a olho nu ou por meio de instrumentos para casos que requerem maior precisão. Acrescenta-se que há duas formas de determinação do nível d'água em cada saída, direta e indireta.

### 2.3.2. Instrumentações de estaca em profundidade

Devido às dificuldades na instrumentação de estacas em profundidade, poucos são os métodos utilizados atualmente. Dentre eles sobressaem os extensômetros de resistência elétrica ou corda vibrante e as hastes de deslocamento.

Tabela 6 – Sistemas Hidráulicos de monitoramento de recalque.

Princípio dos vasos comunicantes	Medição direta	Posição do menisco a olho nu Barros (2005); Uso de transdutores: pressão, ultrassom, fibra ótica e outros.
	Medição indireta	Fotogrametria: boia acoplada a haste e medida do deslocamento da haste (Figura 9). (Prellwitz, 2015);
		Boia acoplada a transdutor por corda vibrante.
Dutos saturados sob pressão	Medição direta através de transdutores de pressão dispostos ao longo do duto (Figura 10). (GEO3D Engenharia de Mapeamento, 2016).	

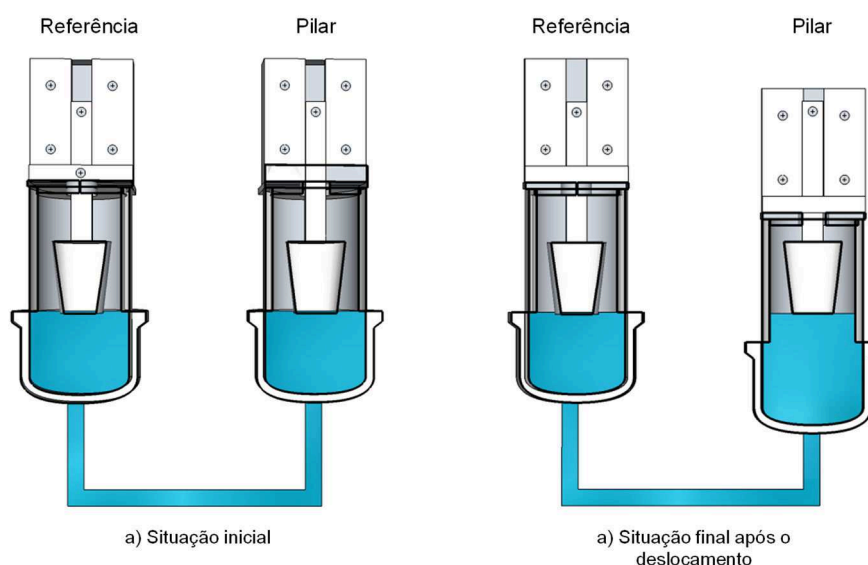


Figura 9 – Sistema hidráulico com vasos comunicantes e medição indireta por fotogrametria (Prellwitz, 2015).

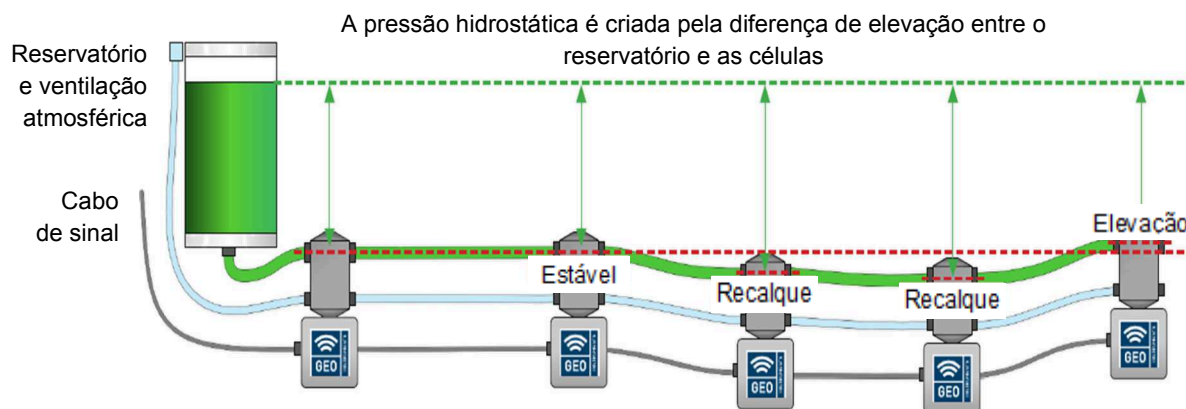


Figura 10 – Sistema hidráulico por meio de dutos saturados sob pressão.

### *Extensômetro de resistência elétrica (strain-gage)*

O extensômetro de resistência elétrica, também conhecido como extensômetro tipo folha, é um transdutor com a capacidade de medir a deformação do corpo em que for aderido. Essa medição é feita através da variação de resistência do extensômetro à medida que ele deforma.

Essas variações de resistência são muito pequenas, não sendo possível medi-las com um ohmímetro convencional, portanto, utiliza-se a Ponte de Wheatstone, um circuito elétrico capaz de medir pequenas variações de resistência elétrica com grande precisão. Atualmente há diferentes fabricantes de sistemas de aquisição de dados capazes de fazer a Ponte de Wheatstone conectando apenas os dois fios do extensômetro ao dispositivo.

Esse método é muito utilizado devido à sua eficácia, podem-se citar alguns estudos: Albuquerque (2001), Alledi (2004, 2013, 2014), Silva (2014), Perez (2014), entre outros. Em maioria, os *strain-gages* são colados em barras ou tubos de aço que são introduzidos na estaca, enquanto o concreto ainda permite trabalhabilidade, possibilitando leituras de deformação em diferentes profundidades da estaca. Quando a estaca é submetida a ensaios de carregamento estático, é possível registrar a dissipação de carga ao longo da profundidade como mostrado anteriormente na Figura 3. Não foram encontradas publicações em que esse tipo de instrumentação foi utilizado para registrar carregamentos durante o processo de construção da obra.

### *Extensômetro de corda vibrante*

Este extensômetro possui um fio com suas extremidades fixas ao material cuja deformação será medida. As tensões aplicadas ao material deformam o extensômetro fazendo com que altere a tensão do fio e, conseqüentemente, a sua frequência de vibração. Esse diferencial pode ser medido através de sistemas de aquisição de dados.

Com a calibração do extensômetro, podem-se calcular a deformação do corpo instrumentado e, conseqüentemente, as tensões atuantes. Esse método é pouco utilizado devido ao alto custo dos extensômetros e à sua fragilidade, dificultando a instrumentação em estacas situadas em canteiros de obra. Ferreira (2017) realizou a instrumentação de uma estaca térmica com extensômetros de corda vibrante para registrar as tensões geradas pela variação da temperatura da estaca ao longo da profundidade, em uma estaca executada para pesquisa no campus da UENF.

### *Hastes medidoras de deslocamento (Telltales)*

Esta instrumentação é constituída por tubos, de aço ou PVC, onde hastes metálicas passam pelo interior e são engastadas em diferentes profundidades da estaca. Para a instrumentação de estacas HCM, a instalação deve ser feita instantes após a execução da estaca, para que o concreto ainda permita trabalhabilidade e, com isso, seja possível alcançar toda a profundidade.

À medida que a estaca é submetida a carregamentos, estas hastes sofrem deslocamentos, que são os mesmos deslocamentos que ocorreram na estaca nas diferentes profundidades de engastamento. As leituras são feitas por extensômetros que são fixados no topo das hastes e apoiados no bloco de fundação. Através dos resultados, pode-se medir o encurtamento elástico do trecho onde a haste foi instalada e com isso obter informações sobre a transferência de carga estaca-solo.

No Brasil, os primeiros relatos sobre instrumentação de estacas em profundidade são do ano de 1975 com o trabalho do Prof. Dirceu Velloso no Rio de Janeiro, instrumentando estacas barretes com *telltales* (Albuquerque, 2001).



## 2.4. Considerações finais

Dos levantamentos realizados sobre procedimentos de avaliação de desempenho com o intuito de identificar os mecanismos de transferência de carga estaca-solo para estacas HCM no maciço característico de Campos dos Goytacazes, RJ, conclui-se que são eles escassos e ainda pouco conclusivos.

Da aplicabilidade de estacas hélice contínua no Brasil, entende-se que o processo executivo traz importantes benefícios para as obras, de modo geral, especialmente com relação à produtividade, custo/benefício, impacto de vizinhança, possibilidade de execução na maior parte dos maciços de solo e também abaixo do nível d'água. Assim, pode-se dizer que a utilização das estacas HCM deve permanecer em evidência, enquanto a capacidade de escavação das máquinas, torque e profundidade puder gerar estacas com capacidades de carga compatíveis com a magnitude das cargas de fundação solicitadas na maioria das construções, ou até que surjam métodos mais econômicos e produtivos.

As análises de transferência de carga através dos métodos baseados na teoria da elasticidade acabam comprometidas pela dificuldade em representar a heterogeneidade do solo, assim como suas características elastoplásticas.

Os métodos por estimativas de ELU, por sua vez, estimam apenas a capacidade de carga e recalque das estacas, não reproduzindo a evolução da transferência de carga para efeito de análise. Observa-se que os métodos com base empírica têm concepção teórica fundamentada em princípios físicos, no entanto, como a entrada de dados tem natureza empírica, é razoável que sejam considerados métodos semi-empíricos.

Pelo que se nota da bibliografia, as análises através dos métodos numéricos precisam ser alimentadas com dados realísticos, normalmente obtidos através de retroanálises de casos de obras, para que sejam representativas. Assim, apesar da bibliografia acumular dados experimentais que permitem a utilização cada vez mais frequente dos métodos numéricos com segurança, casos de estudo de problemas particulares ou novos, ainda exigem dados experimentais para uma calibração satisfatória.

Assim, levando em consideração as limitações na aplicabilidade dos métodos analíticos e numéricos para analisar os mecanismos de transferência de carga em estacas, é razoável considerar que os métodos experimentais são fundamentais. É nesse sentido que se justifica o objetivo específico do presente trabalho, dedicado à análise do comportamento de estacas hélice contínua instrumentadas, durante a fase de construção de uma obra.

Para realizar a análise dos mecanismos de transferência de carga em sistema estaca-solo de maneira mais próxima à realidade, deve-se optar pela análise ao longo do processo de construção de uma obra. Isso se deve ao fato dos carregamentos reais serem muito lentos e não podem ser igualmente representados por um carregamento/descarregamento em fração de segundo, como no caso do ensaio dinâmico, ou um carregamento de algumas horas, caso da prova de carga estática.

## **METODOLOGIA E CASO DE OBRA**

Este capítulo ilustra o estudo de caso, explicando as características da construção e do tipo de fundação executado, e também esclarece a metodologia utilizada no desenvolvimento, na execução da fundação e na instrumentação do estudo de caso.

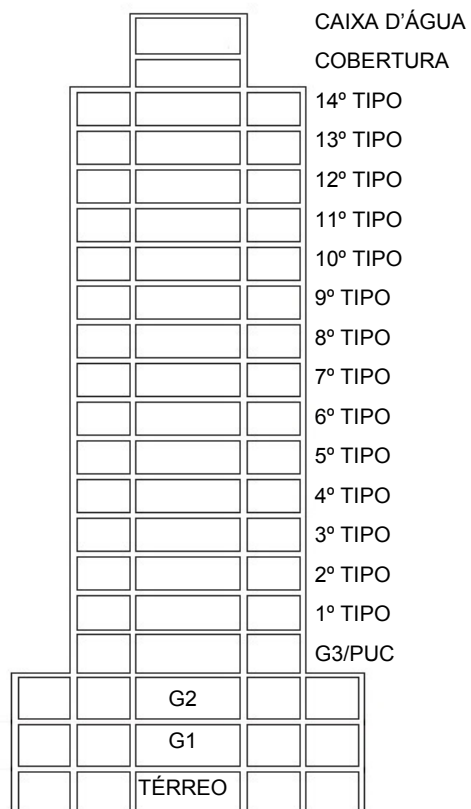
### **3.1. Estudo de caso**

#### **3.1.1. Descrição da obra**

O edifício instrumentado é um edifício residencial multifamiliar com 196 unidades autônomas e possui 19 pavimentos. Em ordem crescente, ele começa pelo térreo que é dividido entre garagem e portaria. Os dois próximos pavimentos são apenas garagem, G1 e G2. O pavimento seguinte é dividido entre o PUC (área de lazer) e garagem. Na sequência, há 14 pavimentos tipo e por último a laje de cobertura onde se encontra o telhado e o acesso à caixa d'água. O corte esquemático do edifício está representado na Figura 11a enquanto a Figura 11b apresenta o cenário externo do edifício em construção.

#### **3.1.2. Maciço de fundação**

Inicialmente, foram executados oito furos de sondagem a percussão (SPT) para reconhecimento e caracterização do perfil do terreno. O projeto de locação dos furos de sondagem está apresentado na Figura 12. A Figura 13 mostra o perfil estratigráfico e a variação do SPT estimados a partir sondagens executadas. Nota-se que o perfil é constituído por intercalações de camadas de argila e areia. Há também a presença de camada de solo mole na base da cada de areia argila. Destaca-se que a comada de solo mole foi observada em todas as sondagens exceto nas verticais 7 e 8.



(a) Corte esquemático do edifício

(b) Cenário externo do edifício

Figura 11 – Caso de obra.

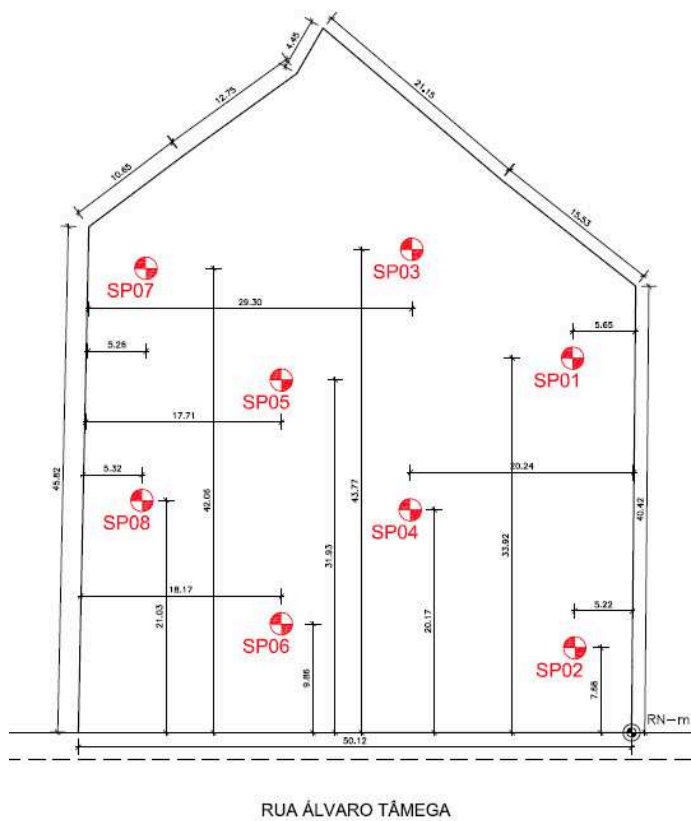


Figura 12 – Projeto de locação dos furos de sondagem.

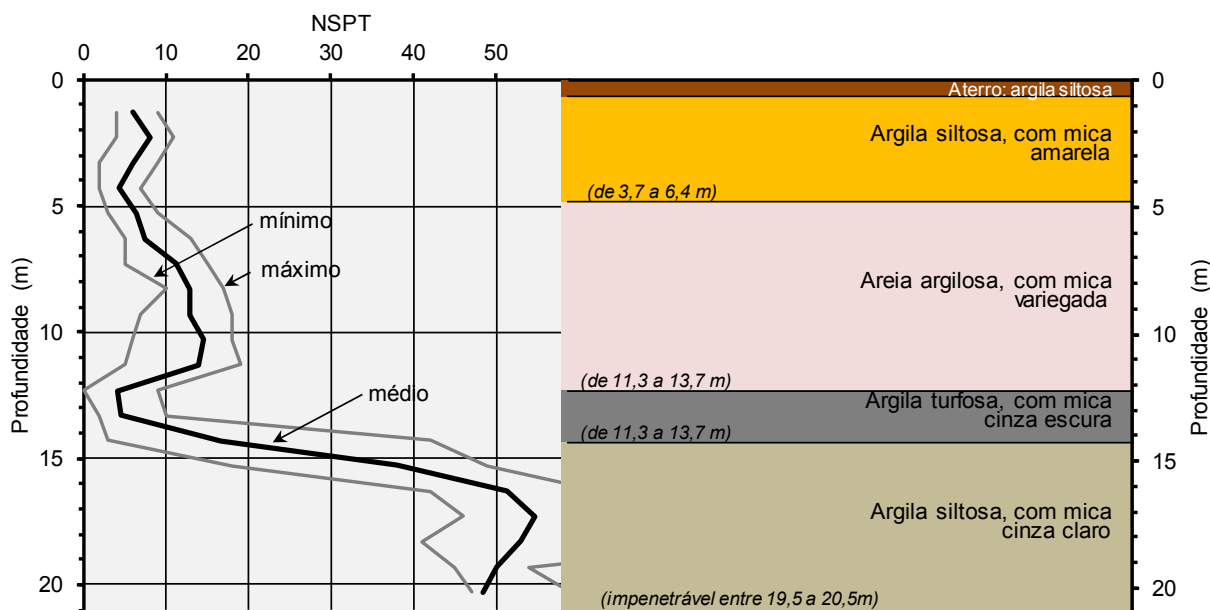


Figura 13 – Perfil estratigráfico e variação do SPT na área da obra.

### 3.1.3. Fundações

A partir dos relatórios de sondagem e da planta de locação e carga de pilares fornecidas pela estrutura, as fundações foram definidas como estacas profundas do tipo hélice contínua monitorada com diâmetros de 400mm e 500mm e profundidade de 18 metros, armadas nos primeiros quatro metros. Sendo assim, pode-se notar que as estacas estão assentadas em camada de argila siltosa com areia e a partir desta profundidade, o laudo do SPT revela elevados números de golpes.

A Figura 14 exhibe a locação das fundações. O edifício possui 82 pilares partindo das fundações, 46 estacas com 400mm de diâmetro e 235 estacas com 500mm de diâmetro.

### 3.1.4. Controle tecnológico dos materiais

A norma brasileira de projeto e execução de fundações NBR6122 (ABNT, 2010) exige que haja o controle tecnológico do concreto utilizado na estaca hélice contínua monitorada seguindo o procedimento para moldagem e cura dos corpos-de-prova da NBR5738 (ABNT, 2015) e o procedimento de ensaio da NBR5739 (ABNT, 2007). Nesse sentido, obtiveram-se os valores de ruptura dos corpos de prova, o  $f_{ck}$  do concreto das estacas e o desvio padrão. No entanto, os procedimentos de moldagem dos corpos-de-prova podem não representar o concreto real presente na estaca,

tendo em vista que a concretagem da estaca HCM é submersa, que não há controle do processo de cura e que não há adensamento por meio de vibração.

### 3.1.5. Verificação de desempenho das fundações - PIT e PDA

Posteriormente à execução da fundação e instalação da instrumentação, iniciou-se o arrasamento das estacas concomitantemente com a extração de corpos de prova do concreto para determinação dos parâmetros de deformabilidade, e com a preparação do topo das estacas para a realização do teste de integridade (PIT).

Os resultados do PIT demonstraram que todas as estacas estavam contínuas com a observação de anomalias em apenas quatro delas. Sendo assim, iniciou-se o preparo dessas quatro estacas que requeriam atenção extra, somadas a outras dez, para receberem ensaios de prova de carga dinâmica (PDA). Os resultados da prova de carga foram analisados pelo Método Case e pelo Modelo CAPWAP®.

Visto que os resultados do PIT e PDA foram satisfatórios, a obra foi liberada para iniciar a construção da estrutura sem a necessidade de revisões no projeto ou reforços na fundação.

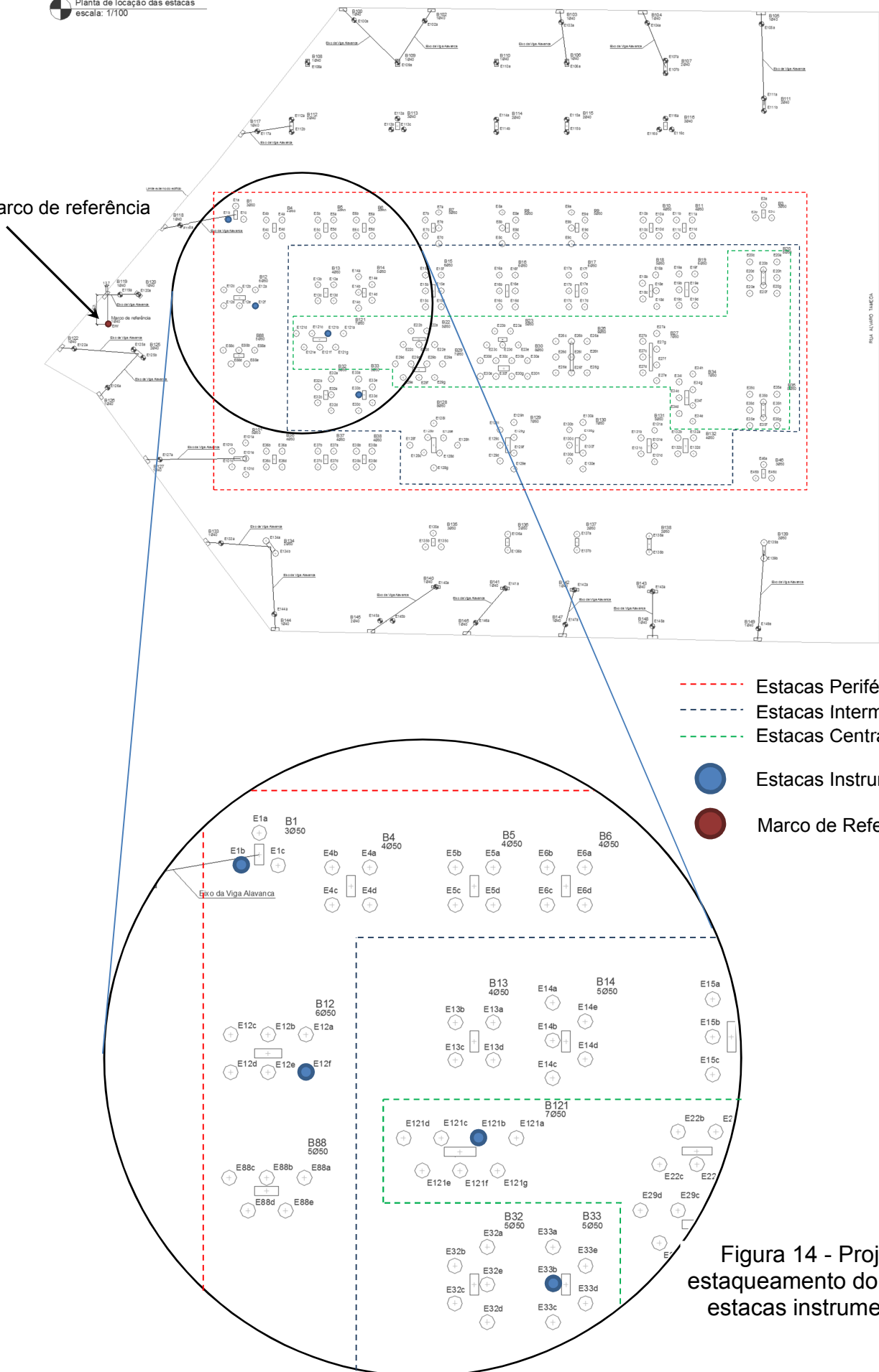
## 3.2. Programa experimental

Considerando os objetivos da presente pesquisa, que se constitui fundamentalmente na estimativa da interação estaca-solo, foi definido um programa experimental visando a determinação do deslocamento e deformações da estaca em relação ao maciço de fundação. Para isso, faz-se necessário a medida das seguintes grandezas: recalque no topo da estaca; deslocamentos de diferentes pontos da estaca em relação ao topo; e deformação específica em diferentes pontos da estaca.

A presente pesquisa foi desenvolvida a partir de dados da instrumentação de quatro estacas posicionadas estrategicamente na obra, mostrado em destaque na Figura 14. As estacas do corpo central do edifício foram classificadas entre periféricas, intermediárias e centrais, e a escolha das estacas instrumentadas foi satisfazendo todas as três classificações.

Planta de locação das estacas  
 escala: 1/700

Marco de referência



- - - Estacas Periféricas
- - - Estacas Intermediárias
- - - Estacas Centrais
- Estacas Instrumentadas
- Marco de Referência

Figura 14 - Projeto de estaqueamento do edifício e estacas instrumentadas.

Para o presente estudo, fez-se necessário o conhecimento dos recalques totais das estacas instrumentadas. Nesse sentido, foram utilizados os resultados de pesquisa de doutorado em desenvolvimento no LECIV por Prellwitz (2016). Destaca-se que o marco de referência utilizado foi uma estaca extra, sem carregamento indicada também na Figura 14.

Além disso, a interpretação dos resultados exige o conhecimento do comportamento tensão vs. deformação do concreto da estaca. Para isso, foram realizados ensaios para determinação dos seguintes parâmetros do concreto: módulo de elasticidade, resistência a compressão, coeficiente de Poisson e propriedades físicas.

### 3.2.1. Metodologia de montagem e instalação da instrumentação

Primeiramente, fez-se uma pesquisa dos tipos de instrumentação que poderiam ser utilizados para o caso em particular. Dada a dificuldade para instrumentar uma estaca hélice com 18 metros de profundidade, decidiu-se por projetar um instrumento com hastes de deslocamento (*telltails*) e extensômetros elétricos (*strain-gages*), descritos detalhadamente no item 3.3.3. Todos os instrumentos foram desenvolvidos no LECIV e montados no canteiro da obra.

Apresenta-se, a seguir, o detalhamento dos instrumentos utilizados nas estacas. Destaca-se que a instalação da instrumentação ocorreu durante a execução das estacas, mais especificamente imediatamente após a concretagem, enquanto o concreto ainda permite trabalhabilidade, representado pela Figura 15.



Figura 15 - Introdução do dispositivo instante após a execução da estaca.



### *Telltale*

O *telltale* foi construído com tubos e barras de aço. As hastes passam pelo interior do tubo e são ancoradas em diferentes profundidades da estaca no próprio concreto. Na superfície, as barras foram esticadas com molas e presas numa gaiola com cantoneiras de aço, que também servia como proteção dos instrumentos. Nas barras, foram presos suportes de PVC para instalação dos extensômetros analógicos que faziam contato com as bases feitas sobre os blocos de fundação. Sendo assim, os extensômetros analógicos mediam os deslocamentos totais do seu ponto de ancoragem em relação ao topo do bloco. As ancoragens foram feitas nas profundidades de 4,5 metros, 9 metros, 13,5 metros e 18 metros (ponta da estaca), em um total de quatro estacas.

O projeto de montagem, detalhes e corte dos *telltales* estão ilustrados nas figuras 16, 17 e 18, seguidos dos registros fotográficos das instrumentações das quatro estacas, já em processo de leitura (Figura 19).

### *Medidor de deformação*

Foi criado um medidor de deformação composto por uma barra de aço carbono (*metalon*) com um sistema de ancoragem nas extremidades e um *strain-gage* tipo folha colado no eixo da barra (Figura 20). Aproveitando a estrutura tubular do *telltale*, os medidores foram soldados nas mesmas quatro diferentes profundidades de ancoragem das barras dos *telltales*. Ressalta-se que os medidores de deformação foram instalados em duas estacas também instrumentadas com *telltale*. Na função de proteger o *strain-gage* e evitar o contato com o concreto, o medidor foi protegido com espuma isolante, seguida de fita de auto fusão, e por último, fita isolante, representado pela Figura 21.

Destaca-se que as leituras dos *strain-gages* são feitas através do sistema de aquisição de dados LYNX ADS2002 conectados ao computador, como mostra a Figura 22. Os cabos que fazem a conexão do *strain-gage* ao sistema de aquisição de dados chegam à superfície passando pelo interior do tubo central de 1". O projeto de montagem dos medidores de deformação e o projeto de detalhes estão ilustrados nas figuras 23 e 24.

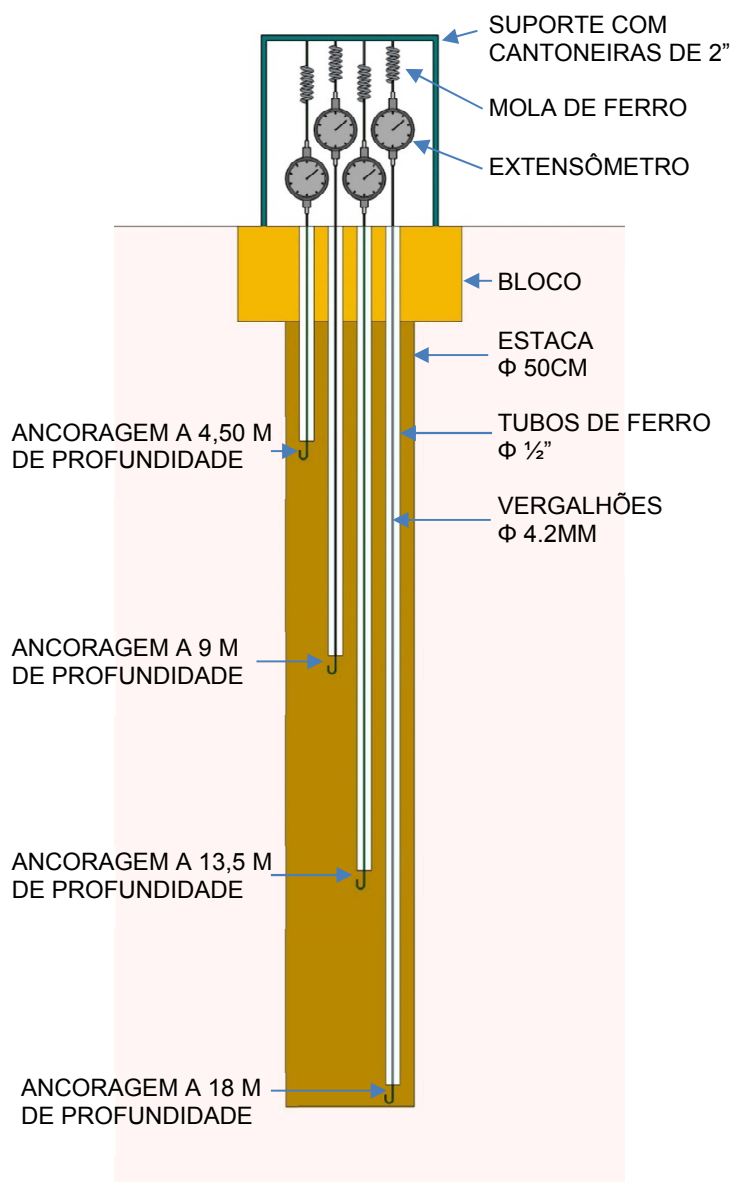


Figura 16 – Projeto de montagem do *telltale*.

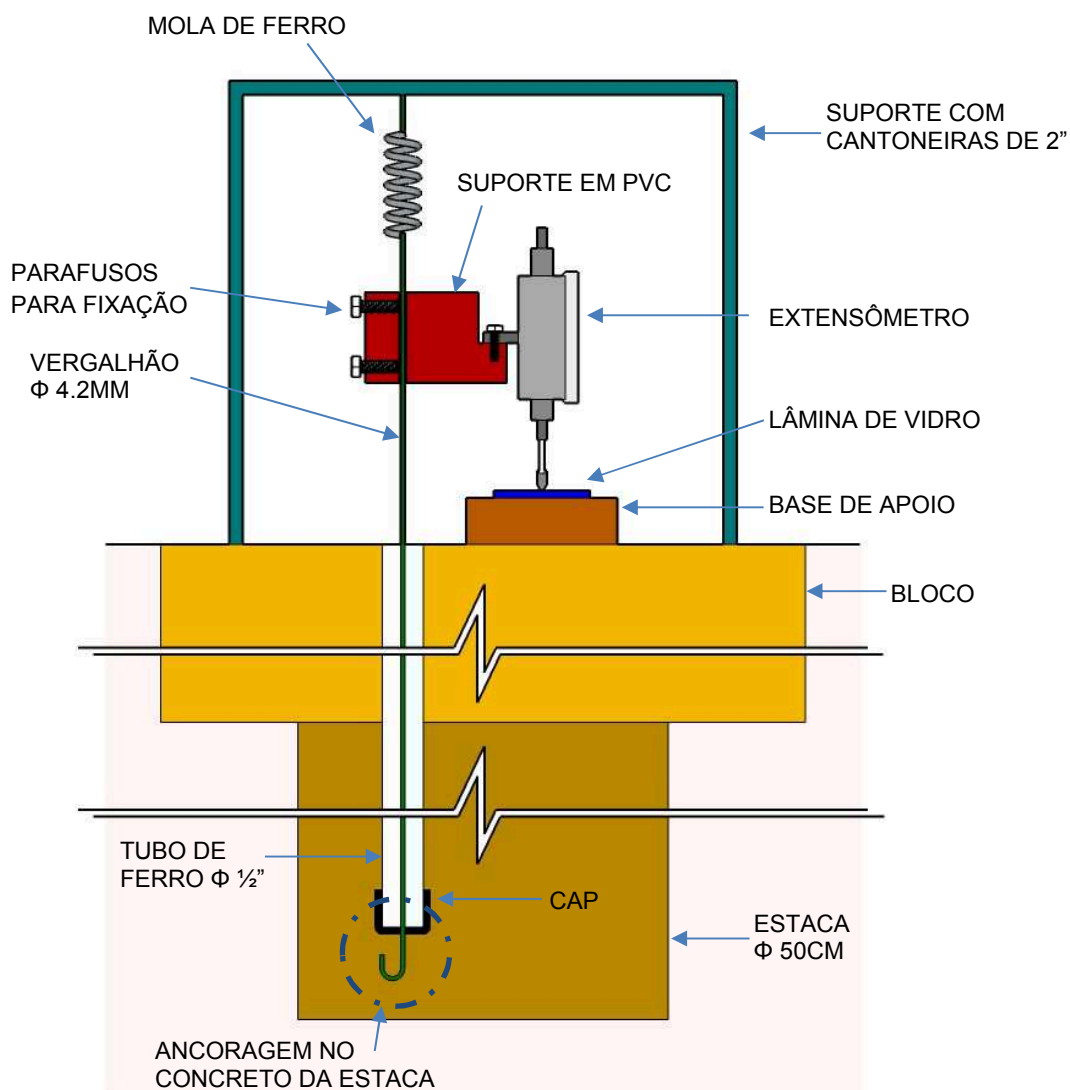


Figura 17 – Projeto de detalhes do *telltale*.

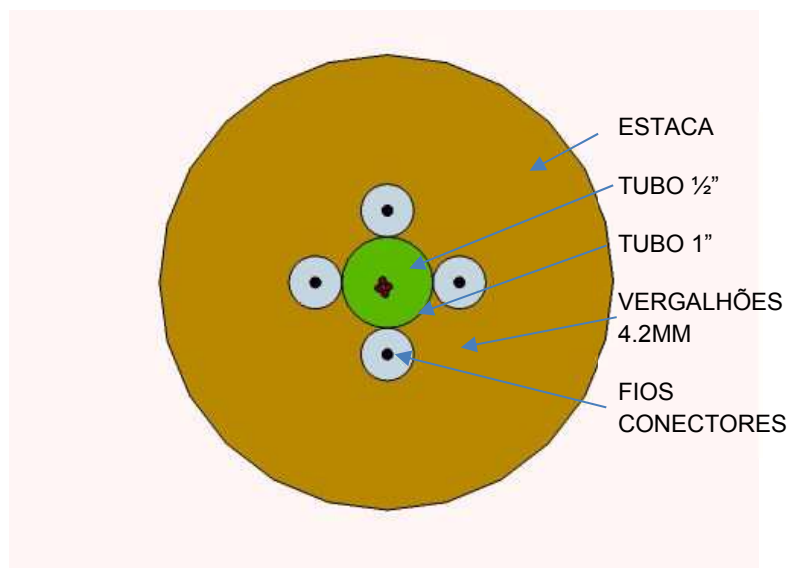


Figura 18 – Vista em corte da estaca instrumentada com *telltale* e medidor de deformação



(a) E33B



(b) E121B



(c) E12F



(d) E1B

Figura 19 - Extensômetros instalados nas quatro estacas instrumentadas.



Figura 20 – Medidor de deformação.



Figura 21 – Fotografia do medidor de deformação instalado a 18 m de profundidade após isolamento com espuma, fita de auto fusão, e fita isolante.

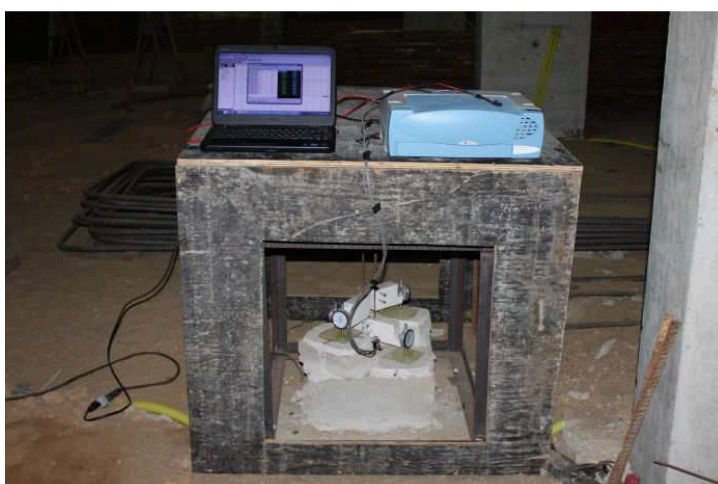


Figura 22 – Sistema de aquisição de dados (LYNX) conectado ao computador e aos *strain-gages*.

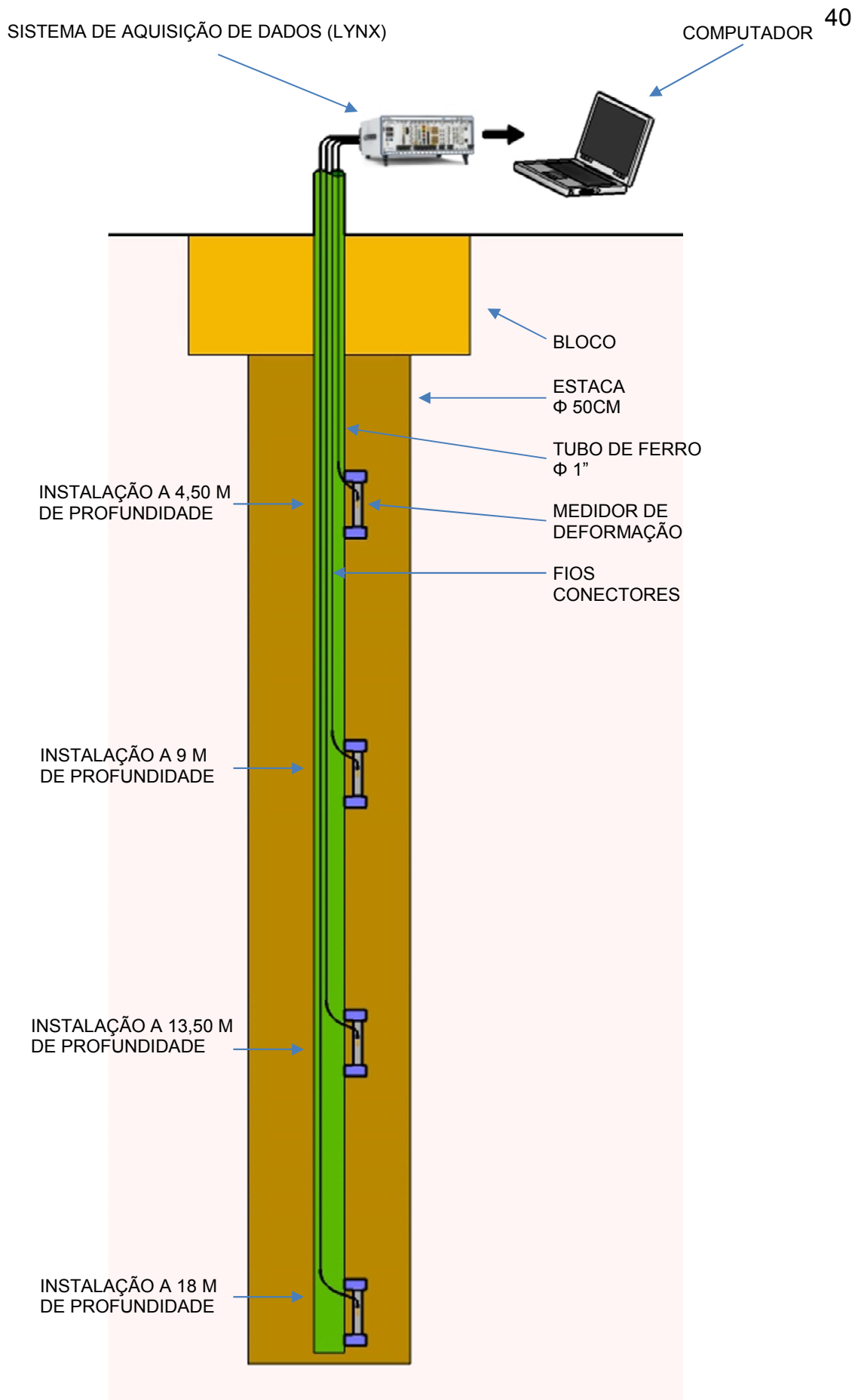


Figura 23 – Projeto de montagem do medidor de deformação.

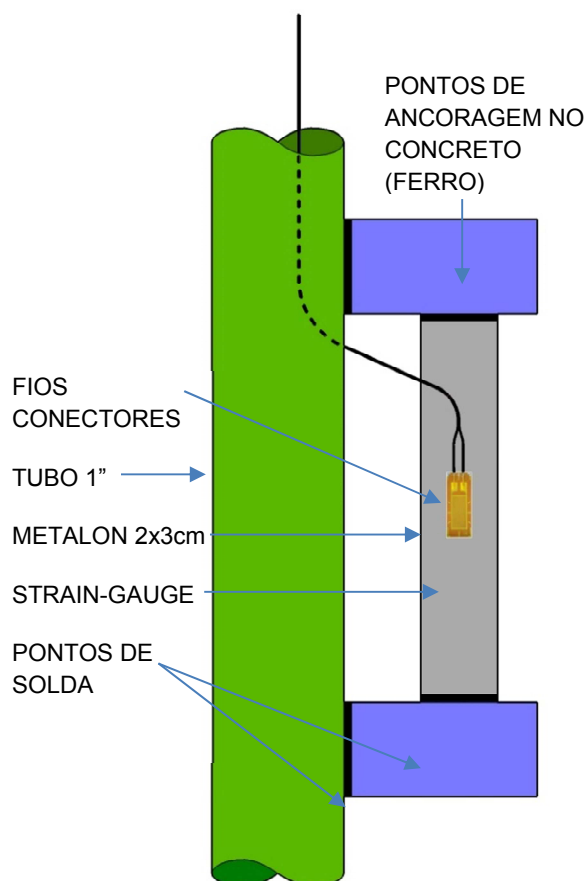


Figura 24 – Projeto de detalhes do medidor de deformação.

Com o propósito de poder relacionar as variações de voltagem nas leituras dos *strain-gages* com valores de tensão e deformação, foi realizada a calibração do medidor por meio de ensaio de compressão simples, como mostra a Figura 25. A curva de calibração está representada na Figura 26.



Figura 25 - Calibração da célula de carga.

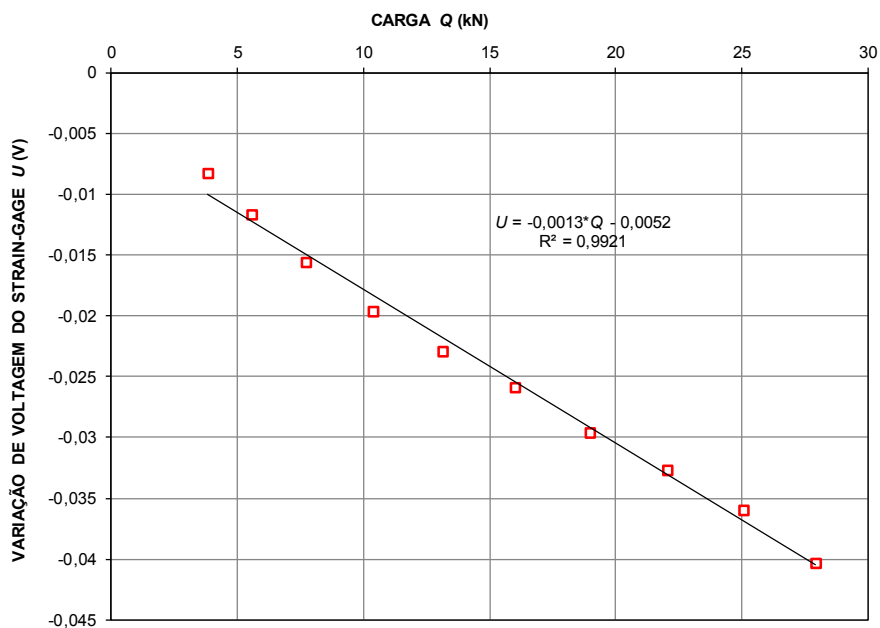


Figura 26 - Calibração do medidor de deformação.

### 3.2.2. Monitoramento dos recalques

Para o conhecimento dos recalques totais das estacas instrumentadas, foram utilizados os resultados do monitoramento de recalque obtidos por Prellwitz (2016) durante pesquisa de doutorado em desenvolvimento. A autora utilizou um sistema que permite medir deslocamentos verticais de pontos da estrutura, em relação a um nível de referência, nesse caso uma estaca. Os pontos da estrutura particularmente monitorados são os pilares.

No trabalho, foi utilizado um sistema criado pela própria autora, Prellwitz (2015), baseado no princípio dos vasos comunicantes para determinação do nível d'água, que permite a determinação dos deslocamentos dos pilares e medidas sucessivas, instrumentos com aquisição de dados através da fotogrametria. As figuras 27 e 28 exibem o sistema de monitoramento de recalques utilizado no caso de obra em análise.





Figura 27 – Sistema de monitoramento de recalque baseado no princípio de vasos comunicantes.

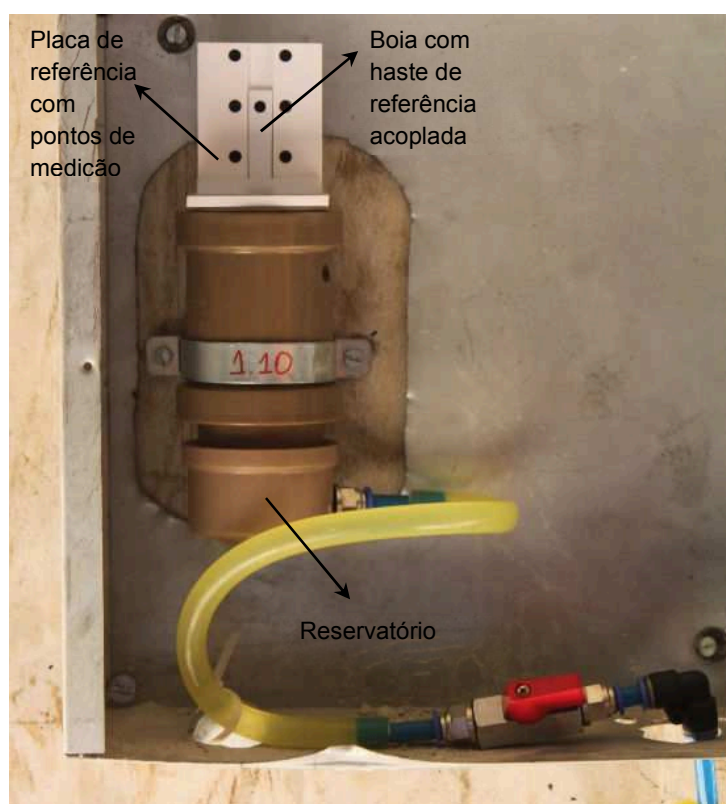


Figura 28 – Detalhamento do sistema de monitoramento de recalques.

Nesse sentido, os resultados do monitoramento de recalque referentes às mesmas estacas instrumentadas por *telltales* e medidores de deformação serão apresentados e utilizados na presente pesquisa, sendo a metodologia descrita detalhadamente no trabalho de Prellwitz e Maia (2017).

### 3.2.3. Parâmetros característicos do concreto das estacas

Para efeito interpretação do comportamento das estacas monitoradas, foi estabelecido um programa experimental para determinação dos principais índices físicos e parâmetros de resistência e deformabilidade do concreto utilizado na construção da fundação. Para isso, foram extraídas amostras cilíndricas do topo de estacas da obra, escolhidas aleatoriamente, através de máquina de perfuração diamantada. Antes da extração, foi realizado o arrasamento do topo das estacas eliminando-se todo concreto contaminado. As amostras extraídas possuem em média diâmetro igual a 7,5cm. Após a extração, as amostras foram cortadas com altura igual a 15cm. Posteriormente, as amostras foram retificadas em torno mecânico gerando corpos de prova com diâmetro igual a 5 cm e altura 10 cm. A Figura 29 ilustra uma amostra após corte e o corpo de provas resultante da retificação.

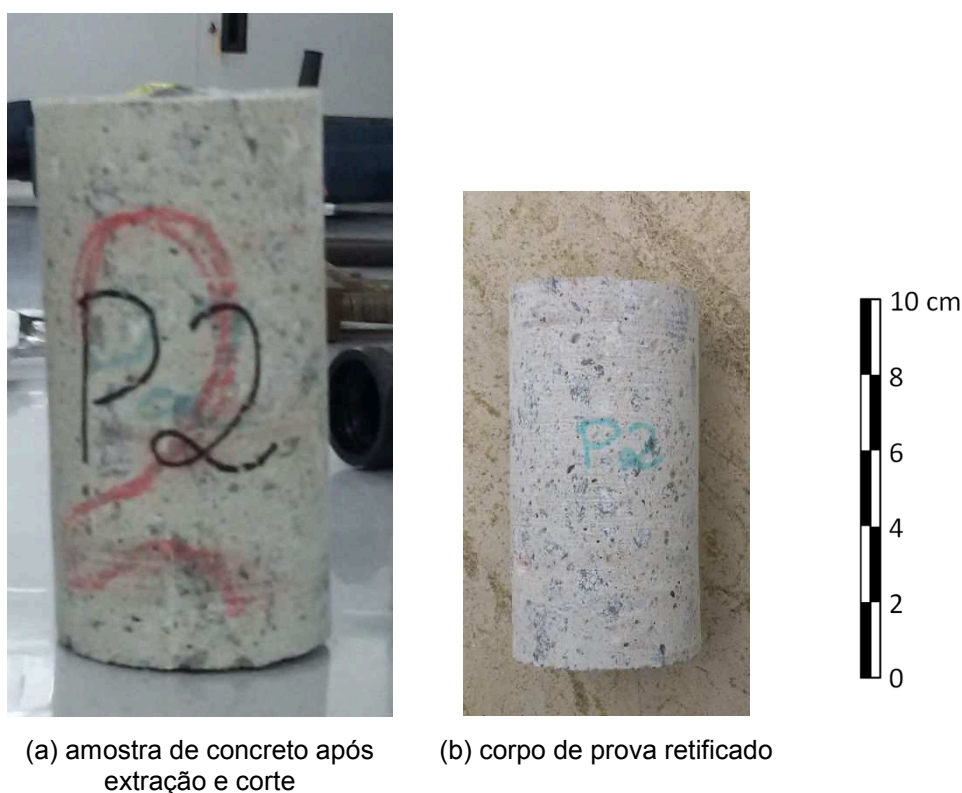


Figura 29 – Amostra e corpos de prova extraídos das estacas da obra

No programa experimental, foram determinadas as propriedades mecânicas, de resistência e deformabilidade, através de ensaios de compressão simples com medida de deformação, e dos principais índices físicos: porosidade, massa específica e absorção d'água do concreto das estacas

Nos ensaios de compressão simples, a medida de deformação axial e radial foi realizada com a utilização de strain-gages de roseta dupla.

### **3.3. Considerações finais**

Foram observadas dificuldades em suspender e instalar o instrumento com 18 m de comprimento. Consideraram-se possibilidades de entrada de água e nata de cimento nos tubos, tomando-se os cuidados necessários para vedação dos tubos e conexões.

Por outro lado, o processo de instalação do instrumento pode ter interferido nessa vedação, visto que foram encontrados entupimentos em determinados *telltales*. Quando içados, os tubos envergavam significativamente, o que pode ter causado danos e comprometido a vedação. Observou-se que os entupimentos eram provenientes da entrada de nata de cimento nos tubos, e as profundidades de entupimento foram consideradas como novas profundidades de ancoragem destes *telltales*.

Além disso, notou-se que quatro dos oito medidores de deformação instalados apresentaram defeito, tendo também como provável causa o processo de instalação e içamento do equipamento. Entende-se que os strain-gages avariados possam ter perdido a vedação e entrado em contato com a nata de cimento, comprometendo o funcionamento.

## RESULTADOS OBTIDOS

Este capítulo apresenta os resultados obtidos no monitoramento de recalques, nos ensaios PDA, nos ensaios do concreto das estacas, nas instrumentações com *telltale* e com medidor de deformação.

O monitoramento de recalques iniciou-se no dia 03 de fevereiro de 2016, totalizando 483 dias de monitoramento, sendo apresentados somente os resultados dos pilares referente às estacas instrumentadas no presente trabalho.

As aquisições de dados dos *telltales* começaram no dia 26 de fevereiro de 2016, e a obra se encontrava com a terceira laje concretada, totalizando 451 dias de monitoramento. Mais adiante, no dia 09 de março do mesmo ano, iniciaram-se também as aquisições de dados dos *strain-gages*, completando no final 413 dias de monitoramento.

Ressalta-se que, durante o processo executivo da estrutura do edifício, havia o escoramento metálico na laje em execução e além de reescoramento nas duas lajes inferiores. Portanto, considerou-se que a transferência de carga para as estacas iniciou-se somente após o término da terceira laje, momento em que foram retirados os escoramentos do térreo. Nesse sentido, as leituras dos *telltales*, *strain-gages* e monitoramento de recalque representam o início real dos carregamentos.

### 4.1. Monitoramento de recalque

A Figura 30 expõe a variação dos recalques ao longo do tempo dos quatro pilares onde foram executadas as estacas instrumentadas. A Figura destaca as datas correspondentes à concretagem das lajes da obra. Na Figura, os pilares P1 e P12 são de periferia, o pilar P33 é intermediário, e o pilar P121 é central.

O pilar P1 mostra aumento de gradiente na evolução do recalque após o concreto do 7º pavimento até estabilizar próximo aos 400 dias de monitoramento, sendo o pilar com o maior recalque dos quatro analisados.

O pilar P33 ilustra aumento de gradiente na evolução do recalque após o concreto do 7º pavimento, voltando a um gradiente menor após o concreto do 13º pavimento, e mantendo este comportamento até o fim do monitoramento, sem estabilizar.

O pilar P121 teve um recalque constante e suave até estabilizar após o concreto do 15º pavimento, em 3 mm, sendo o pilar com o menor recalque dos quatro analisados. Assim como o P121, o P12 apresentou um recalque de mesmas características até estabilizar após o término da alvenaria do edifício.

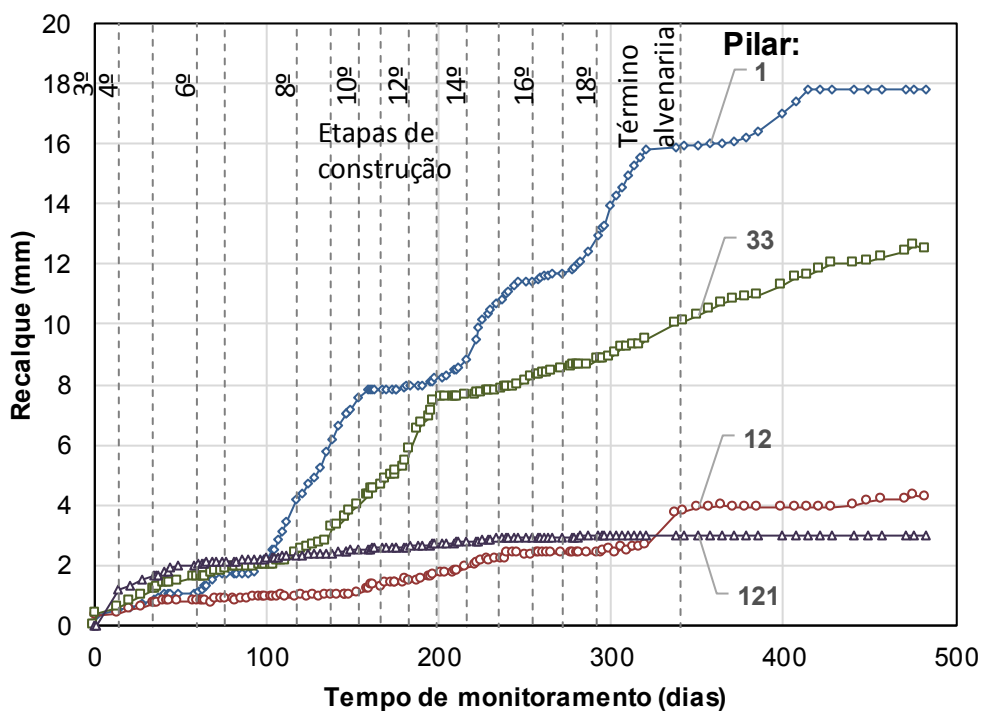


Figura 30 - Recalque vs. tempo de quatro pilares.

#### 4.2. Ensaio dinâmico (PDA)

A Figura 31 exibe as curvas de mobilização de atrito lateral das estacas durante os ensaios dinâmicos - PDA ao longo da profundidade. Tanto as estacas com 40 cm de diâmetro, quanto as de 50 cm apresentaram variação do atrito lateral com a profundidade semelhantes. No entanto, há uma ligeira redução do atrito mobilizado nas estacas com diâmetro igual a 40 cm. Verifica-se, também, que a variação do atrito mobilizado acompanha a tendência da estimativa de ELU de Aoki e Velloso (1980) com a profundidade. Isso sugere que a camada de areia mobiliza atrito lateral aproximadamente 1,5 vezes mais que as camadas de argila siltosa.

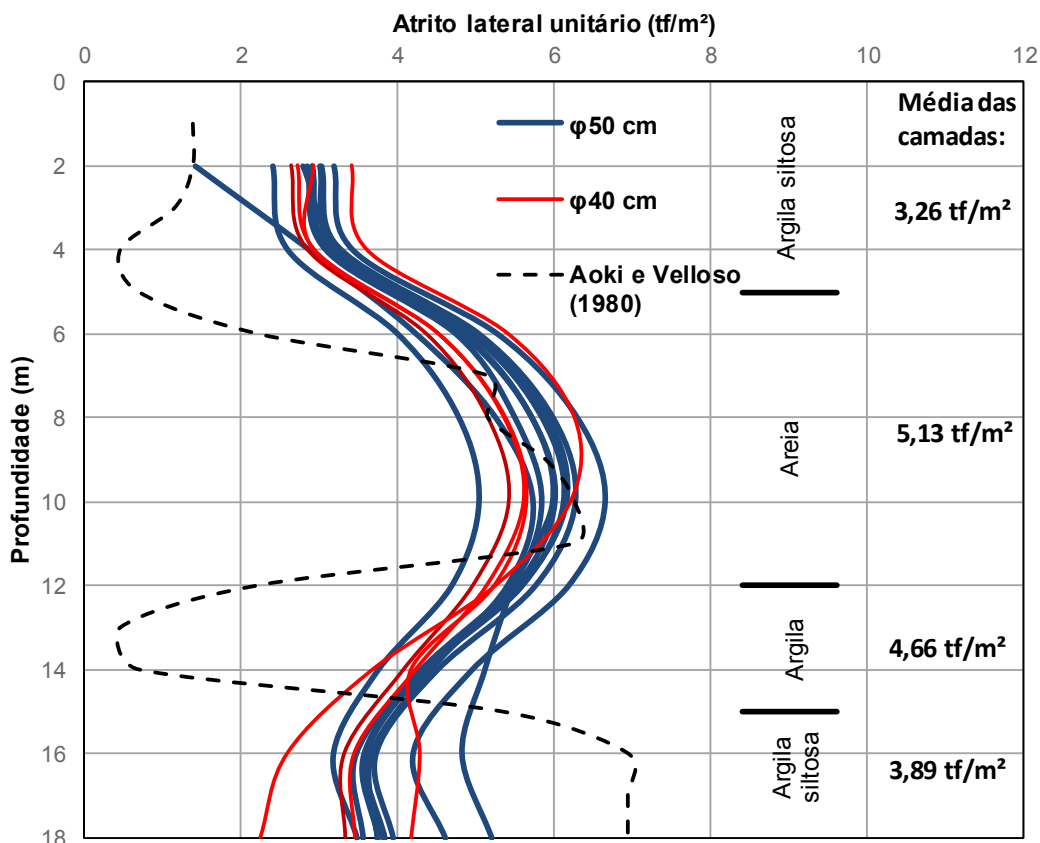


Figura 31 - Atrito lateral unitário vs. profundidade.

A Tabela 7 exhibe os resultados de resistência máxima mobilizada pelas estacas durante o ensaio dinâmico. A Tabela aponta os valores de resistência mobilizada total, de ponta e lateral separadamente. A coluna energia corresponde à energia máxima transferida pelo golpe na seção transversal da estaca na altura dos sensores. A Tabela também mostra as negas e deslocamentos máximos (DMX) do último golpe e o número total de golpes no ensaio. Destaca-se que o número total de golpes é definido em função do comportamento observado durante o ensaio. Nesse sentido, o final do ensaio é estabelecido quando ocorreu mobilização máxima de carga, de acordo com a interpretação do ensaio, ou quando se observou elevado nível de tensão mobilizada no elemento estrutural. Portanto, pode-se concluir que os valores capacidade de carga das estacas são iguais ou maiores que os valores de resistência mobilizada. O incremento de altura de queda adotado nos ensaios variou de 10 a 30 cm. Repetiu-se o ensaio da estaca E110A, ensaio representado por E110AR, reduzindo os incrementos de altura de queda para 10 cm em relação aos inicialmente adotados, igual a 30 cm, não havendo uma diferença significativa no resultado.

As estacas com 50 cm de diâmetro apresentaram resistências mobilizadas entre 179 tf e 219 tf, enquanto as estacas com 40 cm de diâmetro exibiram valores entre 142 tf e 165 tf. As maiores discrepâncias ocorreram nos valores de resistência de ponta das estacas de 50 cm, onde os valores variaram de 59 tf a 102 tf.

Tabela 7 - Resistências mobilizadas nos ensaios PDA (Modulus Engenharia, Relatório 354/2015).

Estaca	Seção (cm)	Energia (tf.m)	Resistência (tf)			Nega (mm)	DMX (mm)	Golpe núm.
			Total	Ponta	Lateral			
E03B	50	2,4	183	60	123	3	9	5
E07B	50	3,64	181	76	105	5	14	5
E09A	50	3,65	219	82	137	2	10	5
E11D	50	3,45	215	102	113	2	9	5
E33D	50	2,96	193	66	127	3	9	10
E34H	50	2,8	179	54	125	4	9	4
E35C	50	3,11	198	77	121	3	10	9
E36D	50	3,07	181	59	122	5	10	10
E110A	40	2,89	145	54	91	6	13	4
E110AR	40	2,73	148	60	88	6	12	10
E111B	40	2,36	142	47	95	6	12	4
E115B	40	3,5	165	68	97	8	13	5
E128I	50	2,84	203	70	133	3	9	10
E130A	50	2,58	210	77	133	2	9	9
135B	50	2,76	201	71	130	3	8	10

A Figura 32 aponta as variações da carga com a energia aplicada e carga com deslocamento vertical, ou recalque, das estacas ensaiadas. Cada ponto ilustrado nos gráficos representa um golpe aplicado. Pode-se perceber, como o esperado, que o aumento da energia mobilizada com o aumento da altura de queda do martelo em cada golpe varia proporcionalmente com o aumento do deslocamento gerado. Além disso, nota-se que o deslocamento máximo (DMX) observado nas estacas com diâmetro igual a 40 cm é da ordem de 13 mm, enquanto que para as estacas com diâmetro igual a 50 cm é igual a 9 mm. Admitindo que nos ensaios o nível de energia máxima foi aproximadamente igual, variando de 2,36 a 3,65 tf.m, essa variação de recalque observada é coerente.

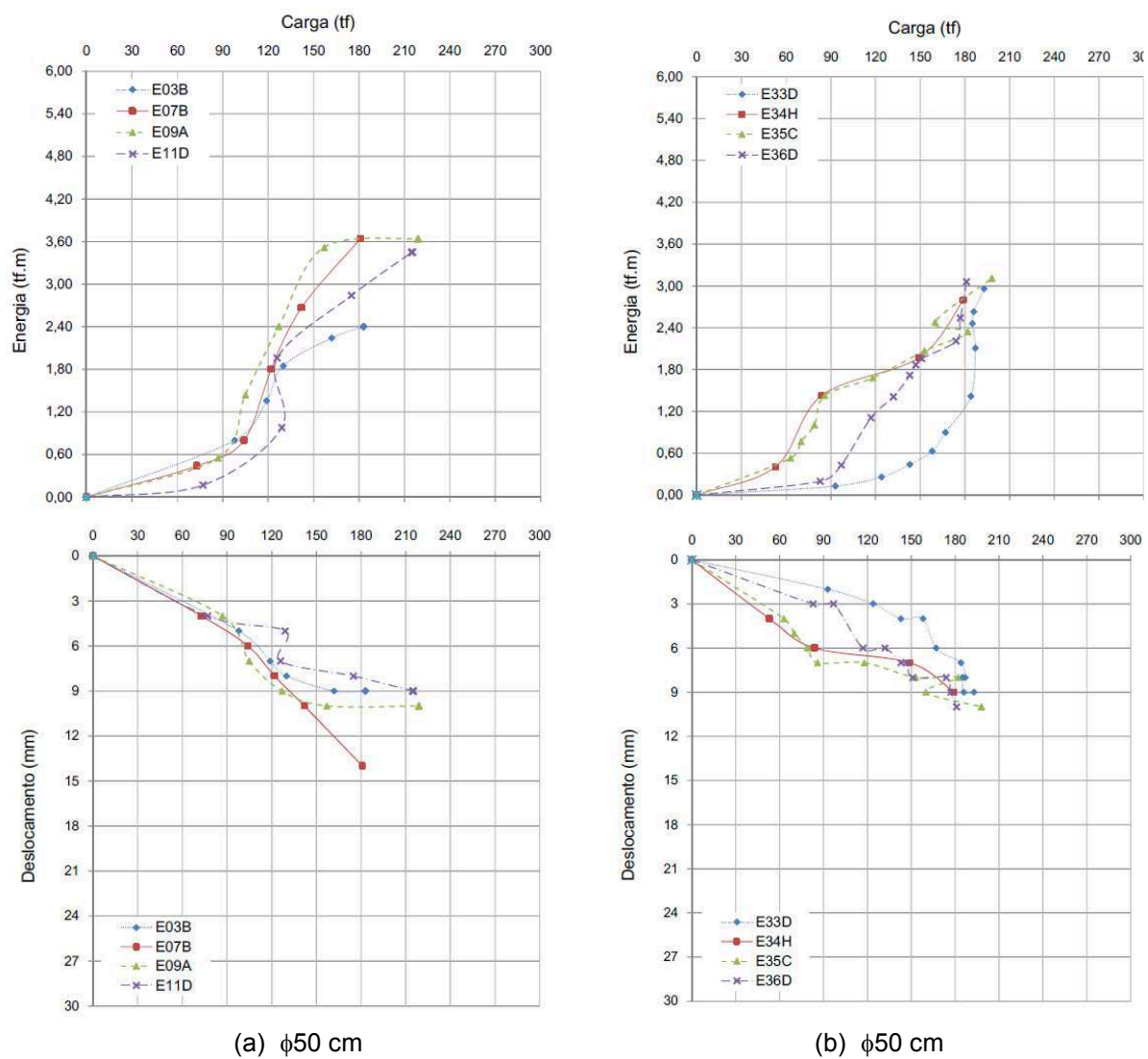


Figura 32 – Curvas carga vs. energia aplicada e carga vs. deslocamento (DMX) para estacas com diâmetro de 40 e 50 cm.



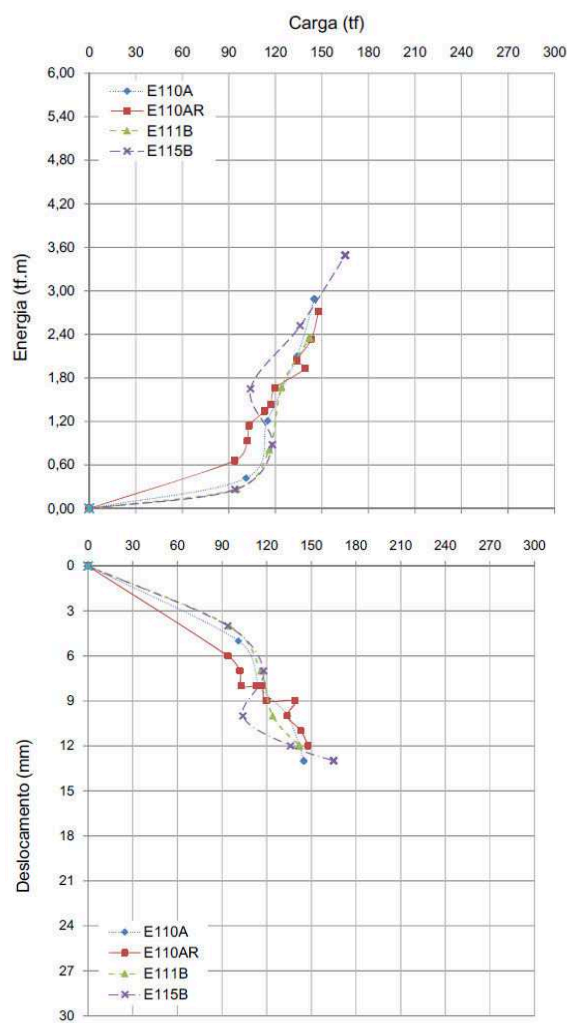
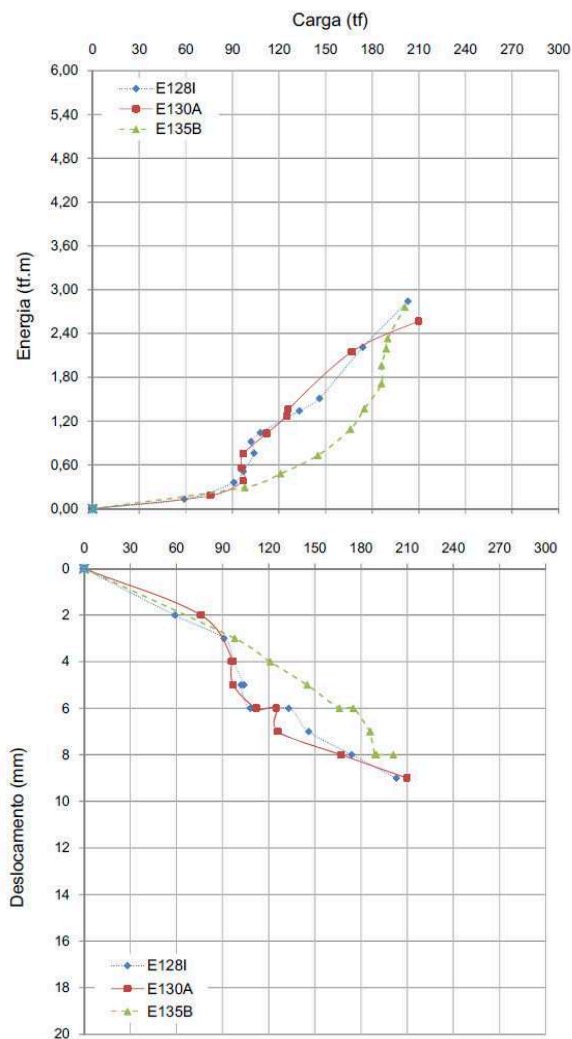
(c)  $\phi$ 40 cm(d)  $\phi$ 50 cm

Figura 32 - Curvas carga vs. energia aplicada e carga vs. deslocamento (DMX) para estacas com diâmetro de 40 e 50 cm. (continuação)

### 4.3. Controle tecnológico e parâmetros de deformabilidade do concreto

#### 4.3.1. De campo

A Figura 33 exibe o histograma dos valores das resistências à compressão simples obtidas, através do controle tecnológico do concreto utilizados nas estacas e na estrutura da obra. A partir do controle tecnológico, determina-se o valor de  $f_{ck}$  igual a 28 MPa para o concreto das estacas e 36,9 MPa para o concreto da estrutura. Destaca-se que a tensão de trabalho considerada no projeto de fundação da obra é igual a  $4,24 \pm 0,83$  MPa.

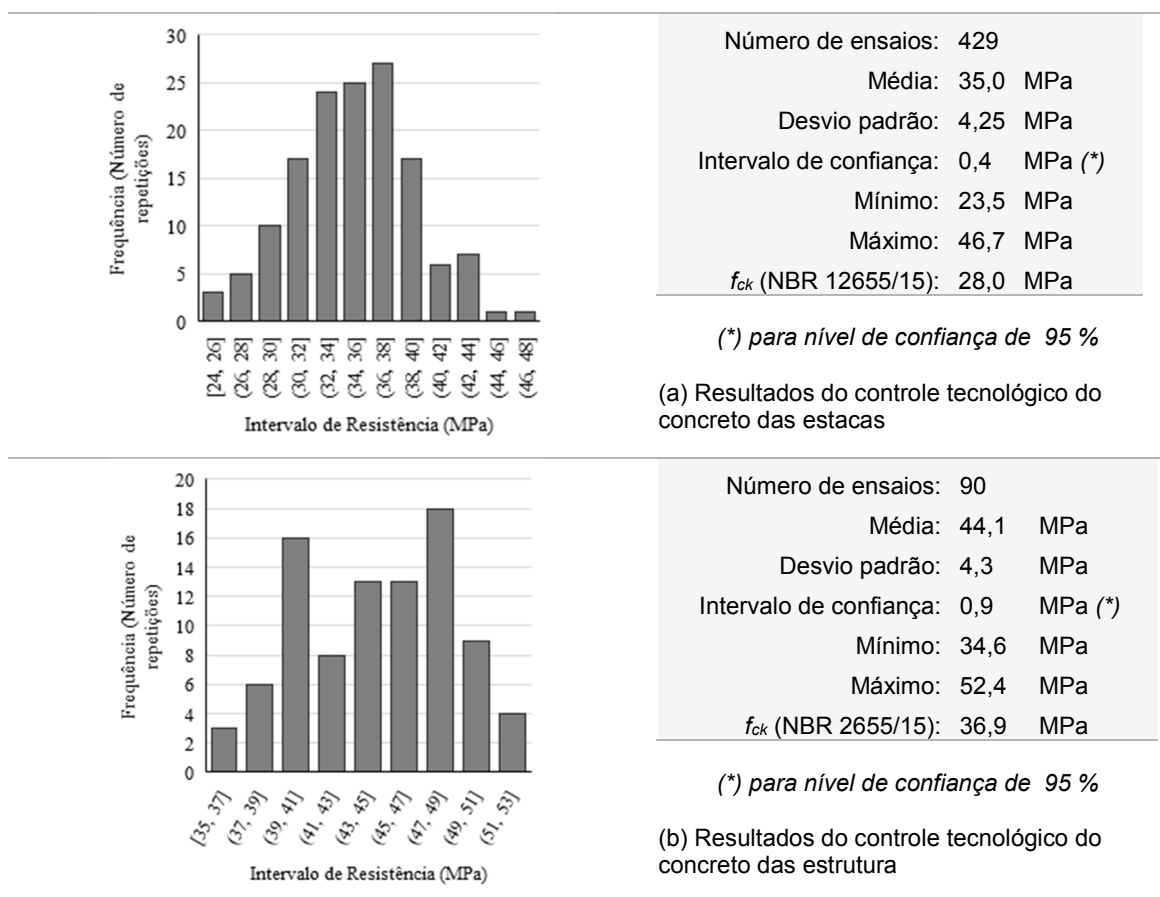


Figura 33 - Distribuição de frequência dos resultados de resistência a compressão nos corpos de prova moldados na obra do concreto das estacas e da estrutura.

## 4.3.2. De laboratório

A partir dos ensaios de compressão nas amostras de concreto extraídas das estacas, obtiveram-se as variações da tensão  $\sigma_1$  e deformação radial  $\epsilon_3$  com a deformação axial  $\epsilon_1$  (Figura 34). Para cada ensaio, foram determinados a tensão de ruptura, os módulos de elasticidade tangente inicial, o módulo de elasticidade secante e o Coeficiente de Poisson (Tabela 8).

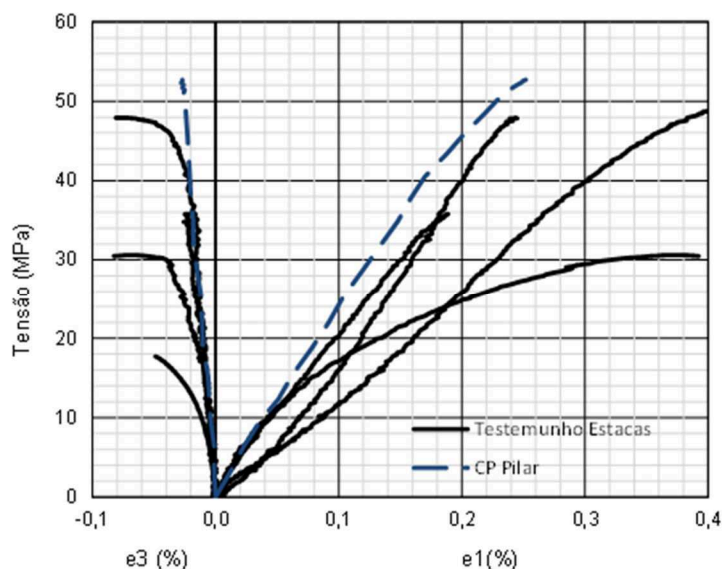


Figura 34 - Variações da tensão  $\sigma_1$  e deformação radial  $\epsilon_3$  com a deformação axial  $\epsilon_1$ .

Tabela 8 - Parâmetros determinados a partir das curvas tensão vs. deformação.

Ensaio	Resistência (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)				$\nu$	
		Tangente Inicial			Secante		
		$f_{cm}$	$E_{0,3f_{cm}}$	$E_{0,4f_{cm}}$	$E_{0,45f_{cm}}$		$E_{cs}$
Estaca (extração)	1	35,7	21,9	21,6	21,1	19,0	0,12
	2	30,5	24,7	21,4	19,9	8,2	0,13
	3	47,9	15,5	16,5	17,4	19,8	0,10
	4	48,5	12,1	12,1	12,5	12,1	0,11
	5	32,4	-	-	-	-	-
	6	38,5	-	-	-	-	-
<b>Média</b>	<b>38,9</b>	<b>18,5±5,8</b>	<b>17,9±4,5</b>	<b>17,7±3,8</b>	<b>14,8±5,6</b>	<b>0,11±0,01</b>	
<b>Estrutura (moldagem)</b>	1	52,0	26,0	25,0	24,9	21,2	0,11

A Tabela 9 apresenta os valores médios das características físicas do concreto das estacas e da estrutura. Considerando que a absorção para concretos da mesma natureza dos utilizados na obra segundo a bibliografia técnica é da ordem de 5% e

porosidade de 11%, nota-se que o concreto da estrutura apresenta valores ligeiramente inferiores, não se afastando do esperado. No entanto, a estaca apresenta elevadas absorção e porosidade, o que se justifica pelo processo de execução e cura inerente ao processo executivo.

Tabela 9 - Resultados do ensaio de absorção

<b>Propriedade</b>	<b>Estaca</b>	<b>Estrutura</b>
Massa Específica Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	2,11	2,11
Absorção por saturação em água (%)	8,8	3,1
Porosidade (%)	18,5	6,6

A partir da resistência obtida no controle tecnológico, é possível determinar o módulo de elasticidade secante, utilizando equações empíricas sugeridas por normas e recomendações técnicas (Tabela 10) e admitindo que os agregados são provenientes de rochas gnáissicas. Como era de esperar, nota-se uma significativa variabilidade nos resultados obtidos através das previsões empíricas. A Tabela 10 mostra que o módulo de elasticidade secante obtidos em corpos de prova instrumentados é menor que os estimados empiricamente através de resultados do controle tecnológico, sendo da ordem de 60% para o concreto utilizado nas estacas e 40% para o concreto da estrutura, em média.

Tabela 10 - Valores dos módulos de elasticidade secante segundo diferentes formulações sugeridas por diferentes normas.

<b>Metodologia ou norma</b>	<b>Forma de determinação</b>	<b>Base de dados</b>	<b>Módulo de Elasticidade (GPa)</b>	
			<b>estaca</b>	<b>estrutura</b>
EN 1992.1.1.2005	Empírica	Controle tecnológico	32,3	34,5
ACI 318:06			22,6	32,7
NBR 6118/2014			25,9	30,4
ASTM C469/2002 NBR 5739/2007	Determinação direta em corpo de provas instrumentado		14,8	21,2

#### 4.4. Deslocamento ao longo da estaca

As figuras 35 a 38 apresentam a variação do deslocamento dos *telltales* em função do tempo, destacando o dia em que foram concretadas as lajes do edifício. Ressalta-se que foi estabelecido um protocolo de manutenção dos instrumentos, devido às condições adversas inerentes a esse tipo de obra evitando-se, desse modo, vícios de leitura. Nesse sentido, fizeram-se a limpeza e a reinstalação dos

instrumentos para garantir a funcionalidade do sistema. Após cada procedimento dessa natureza, era necessário se registrar um novo valor de referência.

Apesar dos *telltales* terem sido instalados com profundidades de ancoramento a cada 4,50 m, introduziu-se uma guia rígida para determinar com exatidão as profundidades. Durante o processo, percebeu-se o entupimento de alguns tubos de 1/2" e admitiu-se que o concreto vazou e preencheu o tubo até a profundidade alcançada. Sendo assim, considerou-se a profundidade de cada entupimento como a profundidade real de ancoragem da haste correspondente, ilustrada também nas figuras 35 a 38.

A partir dos dados coletados, nota-se que, quando o ponto de ancoragem se deslocava em direção ao bloco de fundação, ou seja, quando ocorria o encurtamento elástico de um trecho da estaca, o respectivo extensômetro registrava uma variação negativa, sendo essa a adoção de sinal nos resultados. Analisando os resultados dos *telltales*, percebe-se que as estacas 33B e 121B seguem o comportamento esperado de compressão, com o deslocamento das hastes para cima e, conseqüentemente, com o extensômetro apresentando uma variação negativa.

Por outro lado, as outras duas estacas 12F e 1B demonstraram o deslocamento invertido em alguns *telltales*, sugerindo o alongamento em determinados trechos. Isso ocorre principalmente na estaca 1B, cujo comportamento é notado em dois dos quatro *telltales*. Isso pode ser justificado pela presença de uma viga de equilíbrio nascendo no bloco B1, bloco em que a estaca 1B pertence. Na estaca 12F, o mesmo comportamento é observado somente em um *telltale*. Tal variação ocorreu, aproximadamente, até o término da laje de cobertura, nos 300 dias de monitoramento. Em seguida, os mesmos extensômetros começaram a registrar variações negativas até o encerramento das leituras.

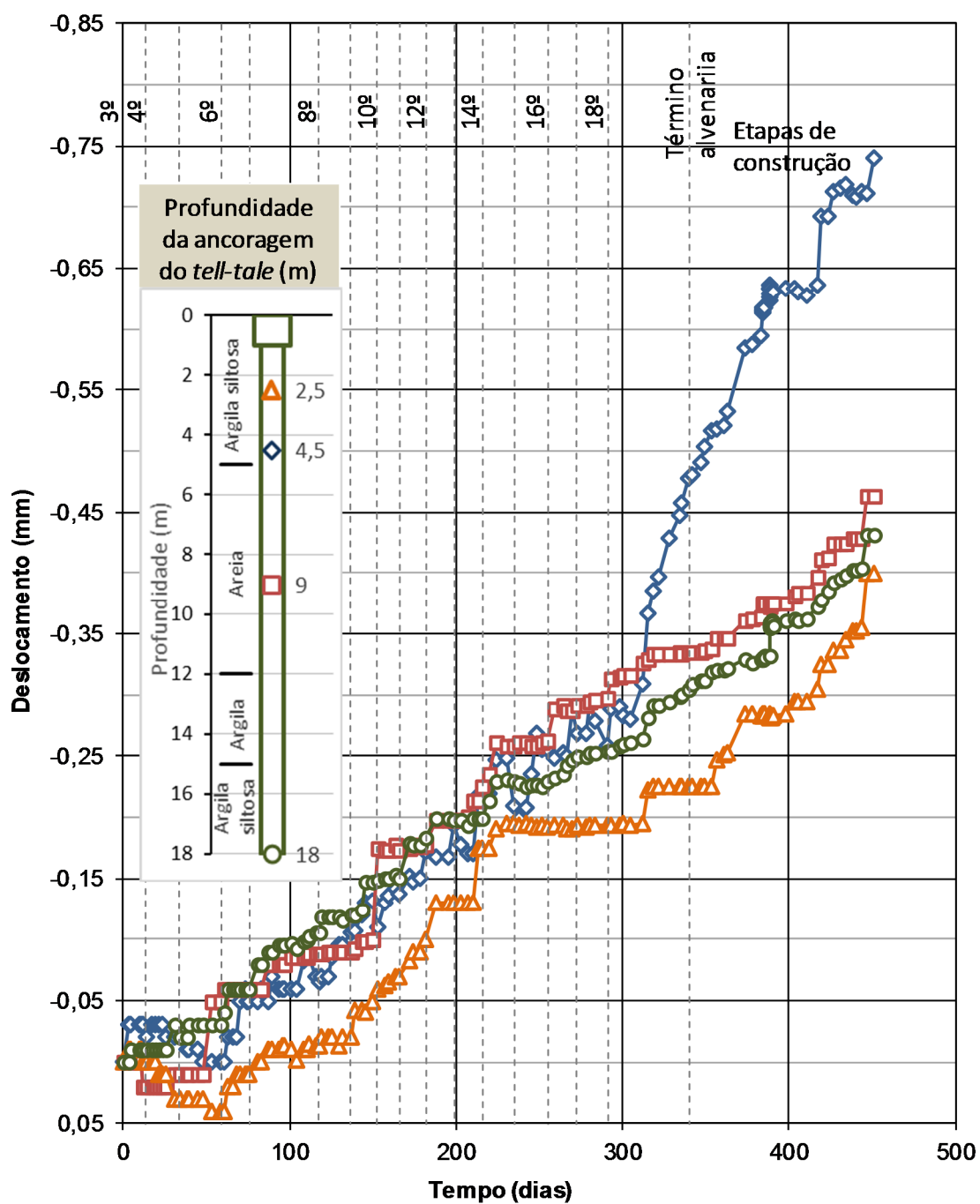


Figura 35 - Deslocamentos dos *telltales* da estaca E33B.

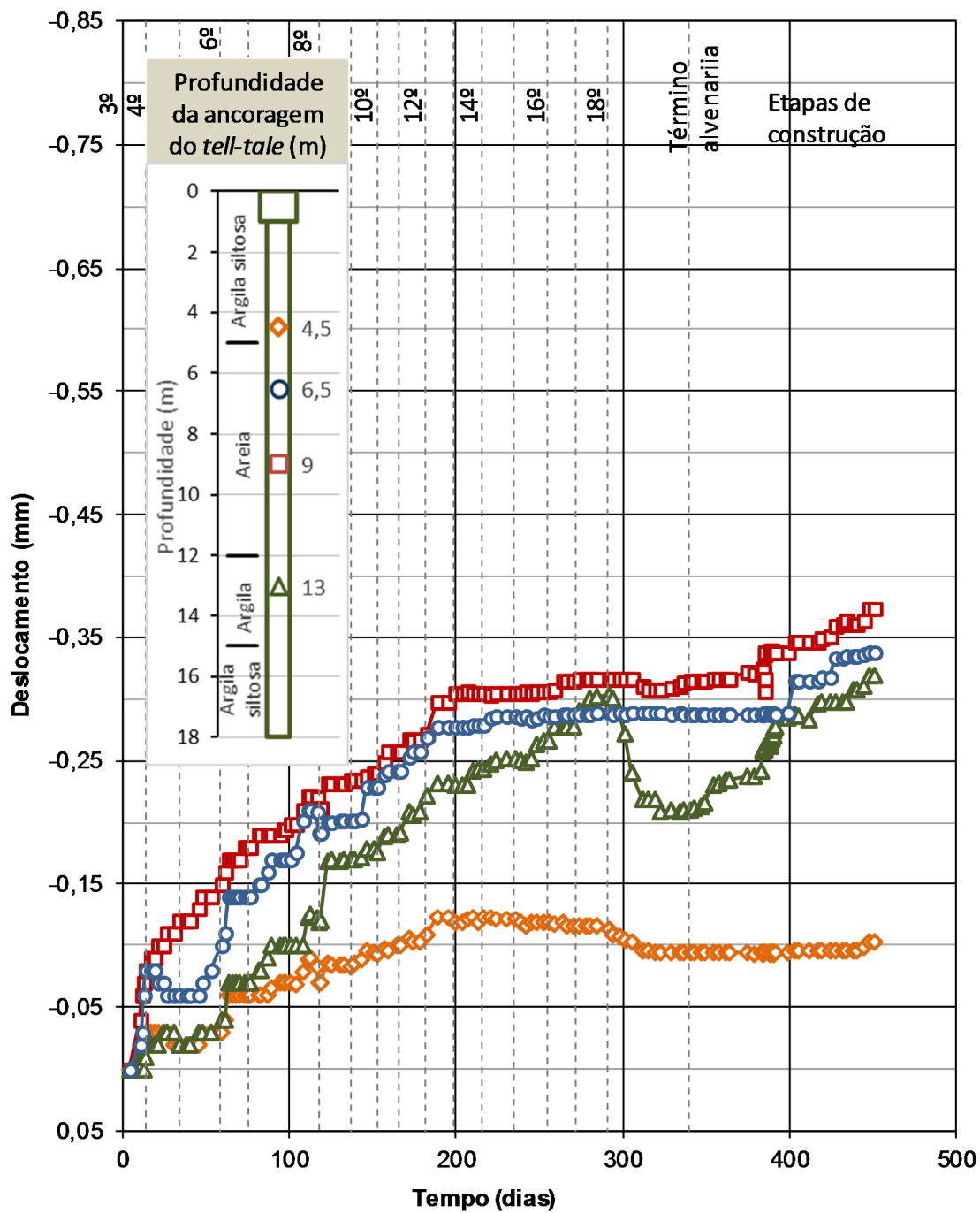


Figura 36 - Deslocamentos dos *telltales* da estaca E121B.

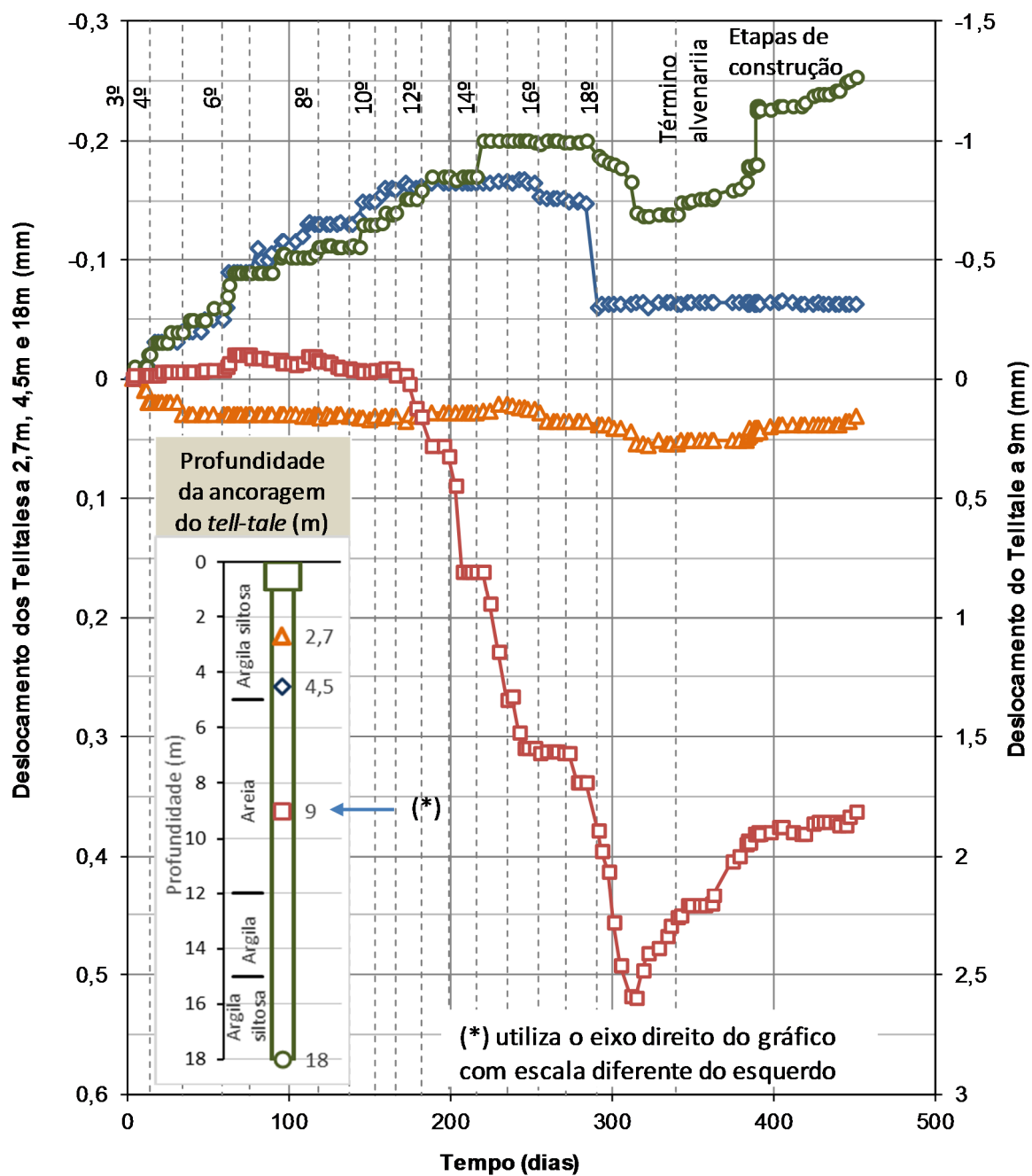


Figura 37 - Deslocamentos dos *telltales* da estaca E12F.



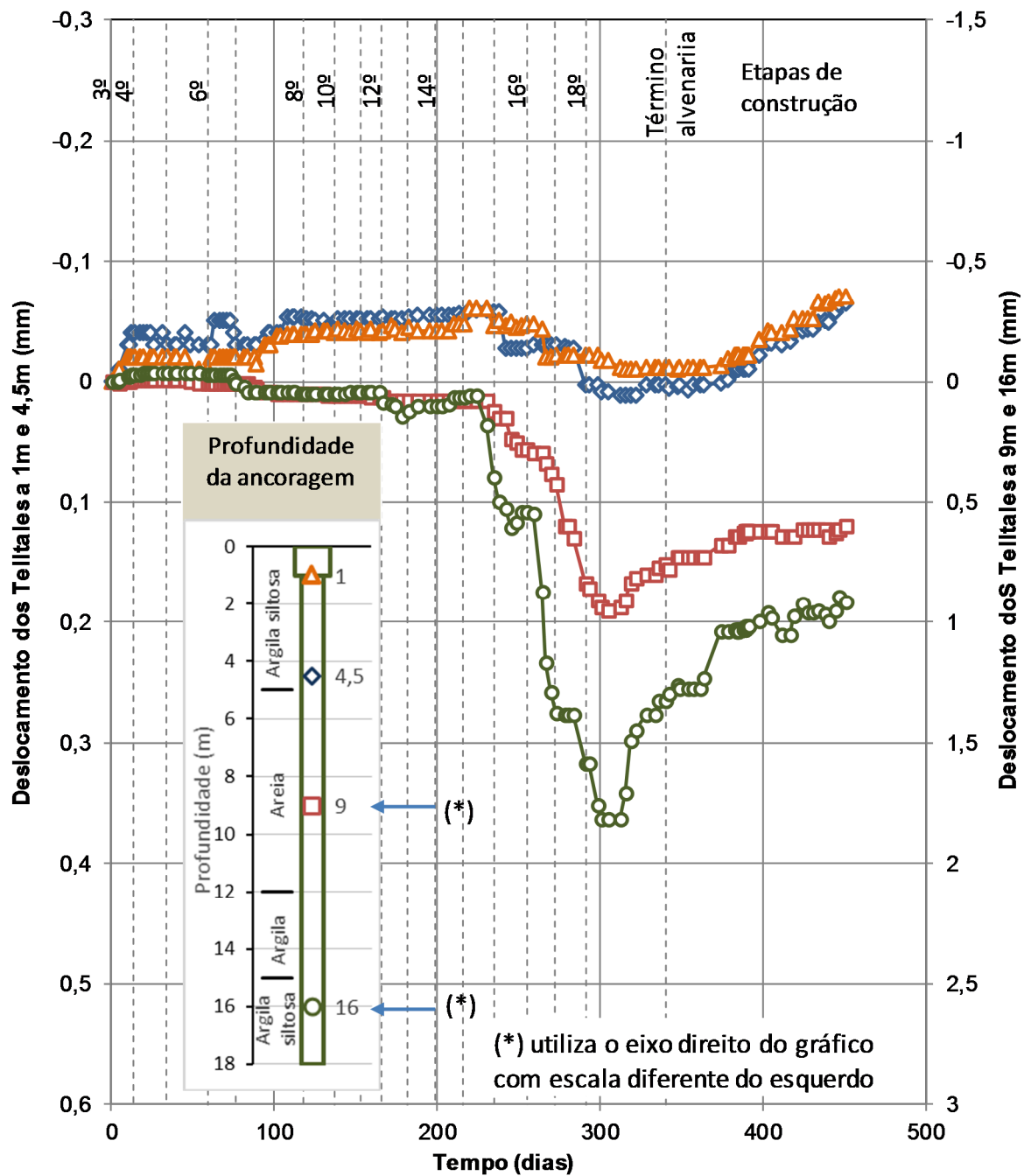


Figura 38 - Deslocamentos dos *telhais* da estaca E1B.

A partir do dia 05 de julho de 2016, foi instalado um termômetro para registrar a temperatura ambiente no momento das leituras (Figura 39). A temperatura mínima registrada durante as leituras foi igual a 21°C e a máxima de 28°C. A Figura 39 mostra, ainda, a variação da temperatura média externa à obra de acordo com informações meteorológicas da Weather Underground (2017). Nota-se que a temperatura interna à obra é ligeiramente inferior à temperatura média externa e acompanha o mesmo padrão de variação.

Para evitar grandes erros de registro de leitura dos extensômetros, a aquisição de dados foi realizada por meio de fotografias digitais e sempre no mesmo horário do dia, por volta das 9:00, e em média duas vezes por semana. Observou-se que, tanto a variação da temperatura ambiente quanto a sua influência nos resultados, são significativamente pequenas.

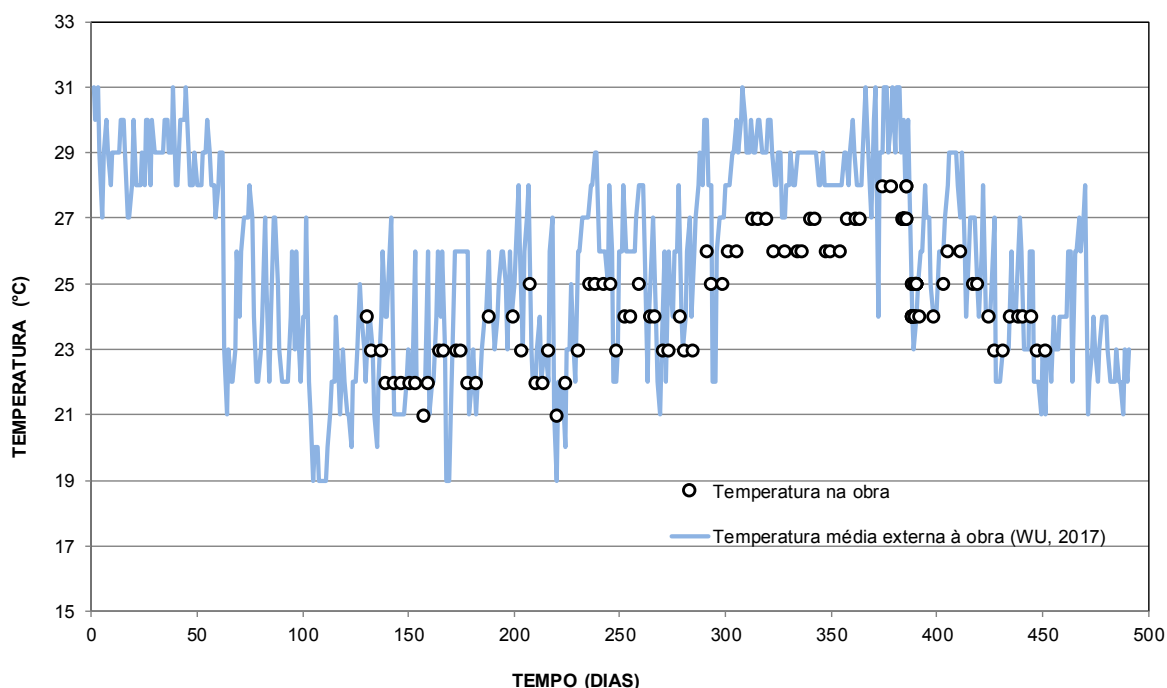


Figura 39 – Variação da temperatura ambiente próxima aos extensômetros.

#### 4.5. Deformação ao longo da estaca

As Figuras 40 e 41 apresentam as variações das deformações ao longo das estacas, obtidas através dos medidores de deformação, descritos no item 3.2.1. Na estaca E121B, só foi possível coletar dados de 3 dos 4 medidores instalados (Figura 40), enquanto que na estaca E12F só foi possível fazer a medição de 1 dos 4

medidores de deformação (Figura 41). A não obtenção de dados de alguns medidores ocorreu por falha de conexão com o sistema de aquisição de dados ou pela não estabilização de sinal, impedindo leituras confiáveis.

Os medidores, onde foi possível coletar dados após a instalação, exibiram variação de sinal positiva. Esse comportamento é incompatível com a calibração dos medidores em laboratório, que quando submetidos à compressão mostram variação de sinal negativa (Figura 26). Não foram encontradas justificativas que pudessem explicar tal comportamento, sendo o mesmo caracterizado como provável dano à instrumentação. Nesse sentido, os dados provenientes dos medidores de deformação serão descartados das análises de transferência de carga no presente trabalho.

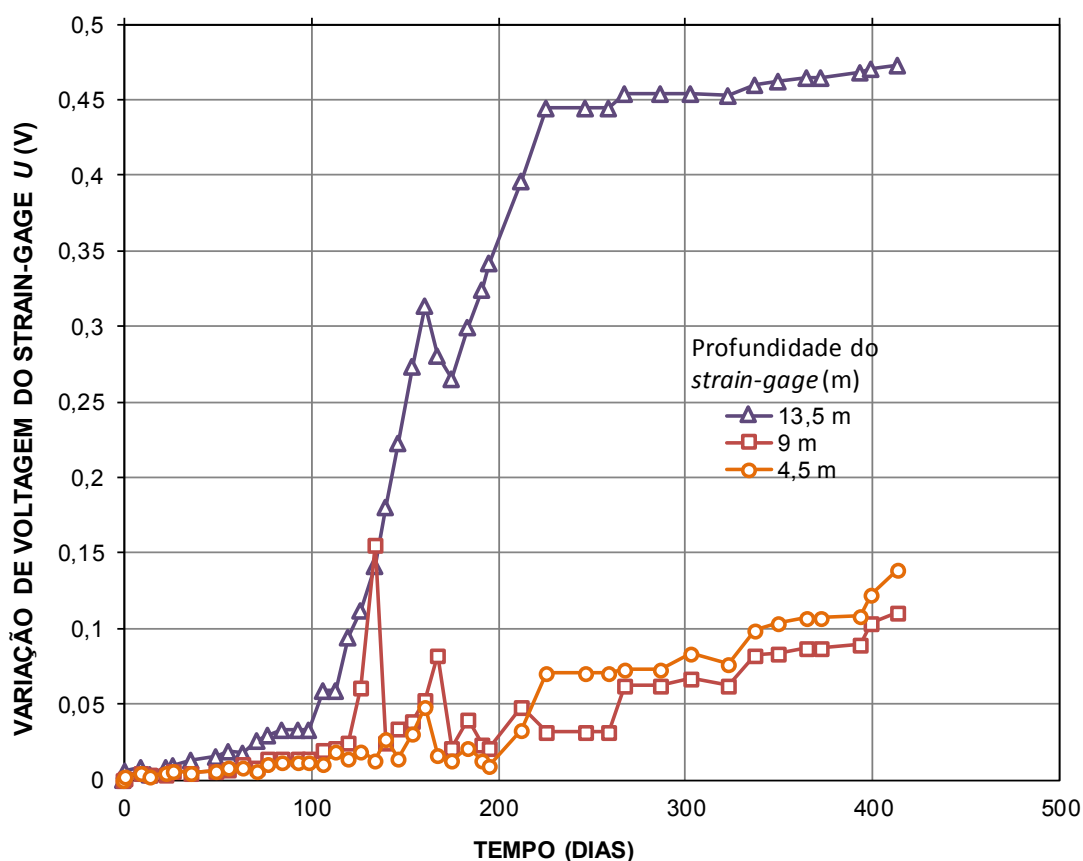


Figura 40 – Variação de tensão dos *strain-gages* da estaca E121B

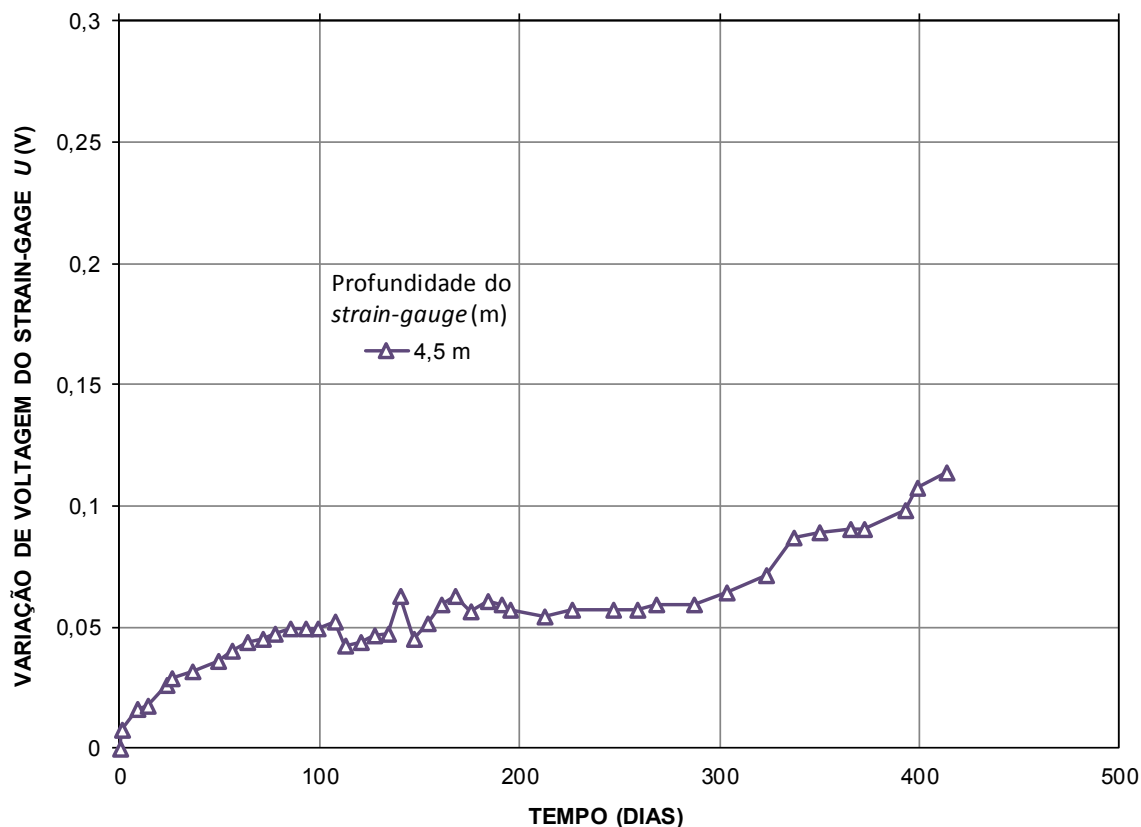


Figura 41 - Variação de voltagem do *strain-gage* da estaca E12F

#### 4.6. Considerações finais

Os resultados do monitoramento de recalques fogem um pouco do que é encontrado na bibliografia técnica, no qual os pilares centrais recalcam mais que os periféricos (Gusmão e Gusmão Filho, 1994). Nesse caso, o pilar mais periférico teve o maior recalque, o que foi justificado por um maior escoamento da camada de argila mole na periferia dos carregamentos. No entanto, três das quatro estacas estabilizaram os recalques após o término dos carregamentos principais de estrutura e alvenaria, como já era previsto.

Os resultados dos ensaios PDA mostraram que o diâmetro da estaca não influencia significativamente na mobilização de atrito lateral unitário. A ligeira redução de mobilização nas estacas de  $\phi 40$  cm pode ser resultante de um maior desvio nos resultados dos ensaios, visto que menos estacas desse diâmetro foram ensaiadas. Nota-se, também, que os resultados das mobilizações de atrito lateral do ensaio foram compatíveis com as previsões de ELU do método de Aoki e Velloso (1975, adaptado

por Monteiro, 1997). Contudo, observa-se o surgimento de mobilização de resistência na região da camada de argila mole durante os ensaios PDA. Isto pode ser explicado pelo método extremamente rápido de carregamento e descarregamento do tipo de ensaio, sendo comum argilas compressíveis apresentarem alta resistência em ensaios não drenados.

Os resultados de resistência característica do concreto das estacas, tanto do controle tecnológico de campo quanto de laboratório, foram muito superiores à tensão máxima de trabalho considerada no projeto de fundação da obra. Além disso, o concreto extraído das estacas HCM indicaram elevadas absorção e porosidade, resultantes do processo de execução e cura desse tipo de estaca.

Destaca-se que os resultados da instrumentação por *telltale* foram satisfatórios, sendo os resultados das estacas intermediária e central muito próximos do esperado. Entretanto, os resultados das estacas periféricas mostraram comportamentos singulares, com surgimento de atrito negativo provavelmente causado pela dissipação de poropressão e escoamento da camada de argila mole entre 12 e 15 m de profundidade.

Os medidores de deformação apresentaram variações de leitura incompatíveis com a calibração feita em laboratório. Quando submetido ao ensaio de compressão, a variação das leituras do *strain-gage* foram negativas, enquanto que, no campo, os resultados foram invertidos. Acredita-se que tal problema ocorreu por erros e danos de instrumentação e os resultados foram descartados da análise.

## ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo tem como objetivo analisar os resultados obtidos no programa experimental, buscando avaliar o processo de transferência de carga da estaca para o maciço de fundação.

Procura-se também a comparação dos resultados experimentais com previsões por metodologias baseadas na teoria da elasticidade, teste de carga (PDA) e método empírico (ELU). Nesse caso, a análise é conduzida comparando-se a tensão mobilizada por atrito lateral, estimada a partir da instrumentação, e a previsão de carregamento das estacas com o valor estimado por tais metodologias.

Para isso, faz-se, inicialmente, a determinação da distribuição de tensões nas estacas instrumentadas, sendo necessária a estimativa da carga que está sendo aplicada durante o monitoramento. A análise é feita em tempos predeterminados de construção correspondentes às concretagens das lajes e uma última com final de execução de alvenarias (Tabela 11). Destaca-se que a primeira medição ocorreu após o término da terceira laje, conforme descrito no Capítulo 4.

Tabela 11 – Etapas de construção e monitoramento da obra.

<b>Etapa da obra</b>	<b>Data</b>	<b>Tempo de mon. (dias)</b>
Início das fundações	20/05/2015	-
1ª laje	05/11/2015	-
2ª laje	10/12/2015	-
3ª laje	26/02/2016	0
4ª laje	11/03/2016	14
5ª laje	31/03/2016	34
6ª laje	25/04/2016	59
7ª laje	12/05/2016	76
8ª laje	23/06/2016	118
9ª laje	12/07/2016	137
10ª laje	28/07/2016	153
11ª laje	10/08/2016	166
12ª laje	26/08/2016	182
13ª laje	12/09/2016	199
14ª laje	29/09/2016	216
15ª laje	18/10/2016	235
16ª laje	07/11/2016	255
17ª laje	24/11/2016	272
18ª laje	13/12/2016	291
alvenaria	31/01/2017	340

### 5.1. Estimativa do carregamento das estacas durante o monitoramento

Para a estimativa das cargas atuantes nas estacas monitoradas, considera-se apenas o peso próprio da obra, tendo em vista que sobrecargas de construção não são significativas quando comparadas com o peso da estrutura.

Para determinação das cargas atuantes nas estacas em cada etapa de análise, fez-se necessária, inicialmente, uma estimativa do peso próprio total atuante em cada pilar da obra em cada estágio de construção analisado. O carregamento, nesse caso, corresponde ao peso próprio de diferentes componentes da obra: concreto, armadura, paredes de alvenaria, piso e contrapiso. Os valores de peso específico utilizados seguiram as prescrições da norma NBR6120 (ABNT, 1980).

Fez-se a distribuição da carga total de cada componente em função do número de pavimentos e área de influência de cada pilar. A área de influência foi determinada pela relação entre a carga total de projeto de cada pilar e a carga total da obra, admitindo-se apenas cargas permanentes. Para se obter as cargas atuantes nas estacas monitoradas, fez-se a divisão da carga do respectivo pilar pelo número de estacas correspondentes. As estimativas de carregamento ao longo do tempo de monitoramento para cada estaca estão representadas na Tabela 12 e na Figura 42.

Tabela 12 – Cargas permanentes nas estacas monitoradas.

Tempo de mon. (dias)	Carga (kN)			
	E33B	E121B	E12F	E1B
0	62,4	64,8	58,5	52,8
14	83,2	86,3	78,0	70,4
34	104,1	107,9	97,5	88,0
59	124,9	129,5	117,0	105,6
76	141,3	146,5	132,3	119,4
118	199,3	206,7	186,7	168,5
137	236,5	245,3	221,5	200,0
153	273,7	283,9	256,4	231,4
166	310,9	322,5	291,2	262,9
182	348,1	361,1	326,1	294,4
199	385,4	399,6	360,9	325,8
216	422,6	438,2	395,8	357,3
235	459,8	476,8	430,6	388,7
255	497,0	515,4	465,5	420,2
272	534,2	554,0	500,3	451,7
291	571,4	592,6	535,2	483,1
340	604,2	626,6	565,9	510,9

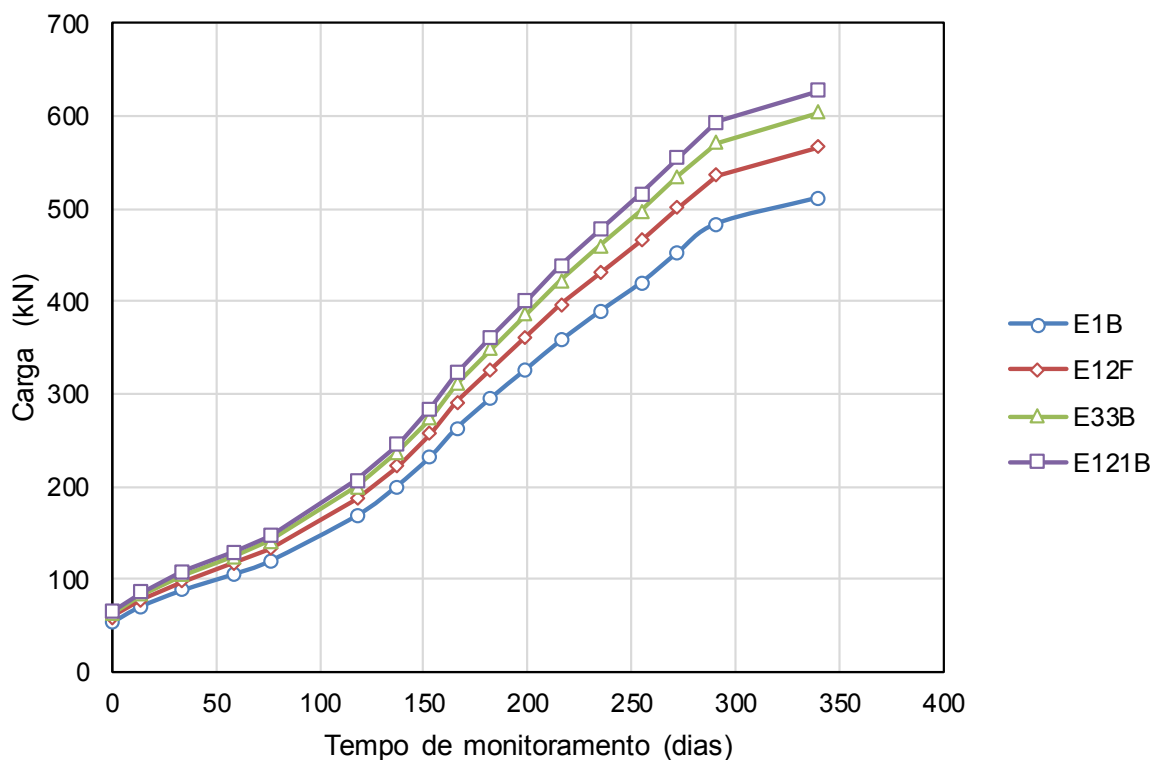


Figura 42 – Evolução do carregamento das estacas durante o tempo de monitoramento.

## 5.2. Análise dos deslocamentos ao longo da estaca

### 5.2.1. Considerações iniciais

Em função do comportamento observado na instrumentação, considera-se importante fazer uma análise de cada estaca instrumentada destacando as tendências de comportamento em cada trecho entre pontos de instrumentação.

Considerando que são observadas mudanças de direção em deslocamentos diferenciais entre os *telltales*, sugerindo trechos comprimidos e trechos com relaxamento de tensão no elemento estrutural, é importante ressaltar o mecanismo de interação estaca-solo que cada trecho apresenta. Considerando dois pontos consecutivos monitorados em uma estaca  $i$  e  $i+1$ , sendo  $i$  localizado acima de  $i+1$ , pode-se concluir dos deslocamentos  $w$  de cada ponto, sempre menores que o deslocamento do topo da estaca, que:



- i. Se  $w_i = w_{i+1}$ : no elemento estrutural não há acréscimo de tensão entre os pontos; na interface não há mobilização por atrito entre os pontos. Se a velocidade de deslocamento dos pontos é diferente de zero,  $\Delta w/\Delta t \neq 0$ , no trecho superior da estaca, entre o topo e o primeiro ponto monitorado, haverá mobilização significativa por atrito lateral no trecho. Se a velocidade de deslocamento do topo é igual ao dos pontos,  $\Delta w/\Delta t = 0$ , não haverá acréscimo de tensão mobilizada por atrito ao longo do tempo no trecho;
- ii. Se  $w_i > w_{i+1}$ : no elemento estrutural há um alívio de tensão do ponto  $i$  para o ponto  $i+1$ ; na interface há a mobilização de tensão por atrito entre os pontos  $i$  e  $i+1$ .
- iii. Se  $w_i < w_{i+1}$ : a situação só ocorre se o elemento estrutural desenvolveu um estado de tensão por compressão até um determinado momento e a partir de então há um relaxamento do elemento estrutural no trecho inferior (ponto  $i+1$ ) por perda de suporte da região abaixo do ponto  $i+1$ ; na interface a mobilização de atrito é insuficiente para resistir o deslocamento do trecho inferior, ou seja, as tensões internas no elemento estrutural, geradas pelo pré-carregamento, são superiores às tensões mobilizadas por atrito lateral.

### 5.2.2. Estaca E33B

Observa-se na Figura 35 que, até por volta dos 60 dias de monitoramento, os *telltals* registraram pequenos deslocamentos descendentes, da margem de até 0,05 mm, provavelmente devido à acomodação do equipamento e dentro do limite de precisão do instrumento instalado. Todos os *telltals* apresentaram uma velocidade de deslocamento similar até os 300 dias, situação  $w_i = w_{i+1}$ , no qual avalia-se que a resistência por atrito lateral da estaca E33B se distribui ao longo dos trechos mais superficiais. Após essa data, o *telltale* ancorado a 4,5 m de profundidade começou a deslocar mais rapidamente que os demais. Pode-se considerar que este *telltale* representa o deslocamento médio do trecho de 2,5 m a 9 m de profundidade, correspondente aos *telltals* superior e inferior a esse ponto. Nesse trecho, se observa um material mais resistente, areia com  $N_{SPT}$  da ordem de 16. Tal comportamento pode ser explicado então por uma alta mobilização de resistência por atrito lateral na porção superior do trecho de 2,5 a 4,5 m, situação  $w_i > w_{i+1}$ . Desse modo, é possível que ocorra um alívio de mobilização de resistência no trecho inferior de 4,5 a 9 m, situação  $w_i < w_{i+1}$ . Tal comportamento pode ser explicado por um possível relaxamento do

maciço nas proximidades da camada de solo mole que se encontra entre 12 e 15 m de profundidade. Nesse caso, processos de adensamento ou escoamento horizontal podem estar desconfinando a base da camada de areia, gerando o relaxamento de tensões no trecho localizado entre 8 e 12 m de profundidade. Associado a isso, pode-se considerar o efeito das tensões residuais do concreto e do carregamento ocorrido até os 300 dias, quando se observa o início da mudança de comportamento no *telltale* de 4,5 m.

### 5.2.3. Estaca E121B

Ao contrário da estaca E33b, todos os *telltales* da estaca E121B exibiram velocidades de deslocamento distintas, mas aproximadamente constantes até 190 dias de monitoramento, que corresponde à execução da 12ª laje. Após os 190 dias, os *telltales* de 4,5, 6,5 e 9 m se estabilizam, não gerando deslocamentos em relação ao topo da estaca, situação  $w_i = w_{i+1}$  e  $\Delta w/\Delta t = 0$ . No entanto, o *telltale* de 13,5 m de profundidade continuou se deslocando com velocidade quase constante até os 300 dias de monitoramento, situação  $w_i > w_{i+1}$ , para o trecho superior 9 a 13,5, indicando que na interface há a mobilização de tensão por atrito entre os pontos. Aproximadamente entre 300 e 322 dias de monitoramento, o *telltale* ancorado à 13,5 m registrou deslocamentos descendentes em relação ao topo da ordem de 0,1 mm, situação  $w_i < w_{i+1}$ , para o trecho superior 9 a 13,5. Tal comportamento está associado à perda de suporte próximo do ponto a 13,5m, provavelmente na região de 12 a 15m onde se observa argila mole. O mesmo comportamento pode ser observado nos *telltales* de 4,5 e 9 m, porém com ordem de grandeza de deslocamento dez vezes menor. Após os 322 dias, o ponto em 13,5 metros de profundidade mostra velocidade de deslocamento aproximadamente constante e ascendente em relação ao topo do bloco. Isso sugere que remobilização de atrito lateral no trecho inferior ao ponto.

A provável causa perda de suporte da camada de argila em 12 a 15m entre 300 e 322 dias pode ser explicada também pela dissipação de poropressão da camada. Considerando que os principais elementos de concreto da obra foram concluídos até 291 dias de monitoramento, pode-se admitir que entre os 300 e os 320 dias seguintes ocorreu a dissipação de poropressão da camada de solo mole gerada durante o processo de carregamento anterior. Assim, o processo de adensamento da camada

de solo mole vai gerar acomodação da base da camada de areia, aliviando tensões do maciço e reduzindo a mobilização de atrito lateral no trecho próximo do *telltale* a 13,5 m, provocando deslocamentos descendentes do *telltale* em relação ao topo da estaca. Possivelmente, após 322 dias, há transferência de carga para a camada de argila siltosa a partir dos 15 metros de profundidade, que apresenta grande resistência.

Interessante notar que um deslocamento acentuado no *telltale* de 13,5 m, e reflexo nos demais, ocorreu exatamente no momento da execução da 8ª laje aos 118 dias. Considerando que até esta data toda a carga permanente da estrutura está sendo suportada pela tensão mobilizada no maciço superior, até 12 m de profundidade, especialmente pela camada de areia, a tensão transferida para a camada de argila de 12 a 15 m é da ordem de 50 kPa. A estimativa dessa tensão é feita pelo peso total da obra executada até os 190 dias dividida pela área de projeção do pavimento tipo (884 m<sup>2</sup>). Sendo o solo de elevada compressibilidade, o que é esperado pelas observações feitas no programa de ensaio de campo por SPT, é razoável admitir que para tal nível de tensão haverá processo significativo de deformação localizada na estaca na região da camada de solo mole.

#### 5.2.4. Estaca E12F

Ao observar o posicionamento dos *telltales* da estaca E12F, nota-se que um está ancorado à 2,7 m de profundidade o que corresponde praticamente ao fundo do bloco de fundação. Sendo assim, o recalque nesse ponto deve ser, aproximadamente, igual ao recalque do pilar, o que é verificado de fato pelos resultados obtidos. Nesse caso, os deslocamentos diferenciais em relação ao topo são da ordem de 0 e 0,05 mm, valores próximos da precisão dos instrumentos, que é igual a 0,01mm. Por outro lado, os *telltales* a 4,5 e 18 m de profundidade registraram deslocamentos ascendentes e, assim como ocorreu nas estacas citadas anteriormente, registraram deslocamentos descendentes por volta dos 300 dias de monitoramento. Já o *telltale* de 9 m de profundidade, desde os 180 dias de monitoramento, começou a registrar valores descendentes excessivos, situação  $w_i < w_{i+1}$  para o trecho de 4,5 a 9 m e  $w_i > w_{i+1}$  para o trecho de 9 a 18 m. Tal comportamento pode estar associado ao fato da estaca E12F estar na periferia do corpo do edifício e ao possível relaxamento de

tensões gerado na camada de solo mole situada entre 12 e 15 m de profundidade. É possível, inclusive, o escoamento do solo mole, tendo em vista sua natureza. O escoamento da argila gera alívio de tensões na camada de areia localizada entre 5 e 12 m de profundidade. Esse comportamento sugere então o desenvolvimento de atrito negativo no trecho do *telltale* localizado em 9 gerando o alongamento da estaca.

A partir de 315 dias, quando ocorre a conclusão do carregamento principal da obra, os *telltales* indicam deslocamento ascendente, ou praticamente nulo no caso do ponto a 4,5 de profundidade. Entende-se que, com a redução de velocidade de carregamento do maciço, não há mais relaxamento de tensões na camada de solo mole, voltando a se mobilizar atrito positivo ao longo da estaca, especialmente na camada de areia e na ponta da estaca. Ou seja, no trecho de 4,5 a 9 m ocorre a situação  $w_i > w_{i+1}$  e no trecho de 9 a 18 m, situação próxima de  $w_i = w_{i+1}$ .

#### 5.2.5. Estaca E1B

Nota-se que, até o dia 224, todos os *telltales* mostram pequenos deslocamentos, da ordem de 0,05 mm, sendo que, para os mais profundos, 9 e 16 m, sugerem deslocamentos descendentes e os mais superficiais, 1 e 4,5 m, deslocamentos ascendentes, em relação ao topo da estaca. Esses deslocamentos estão dentro de uma ordem de grandeza próxima à precisão do instrumento, e podem estar associados também às acomodações iniciais da fundação, e apesar de essa estaca fazer parte da fundação de um pilar de periferia, mas ainda do corpo do prédio.

Entre os dias 224 e 305, todos os *telltales* registram deslocamentos descendentes, sendo os deslocamentos dos dois inferiores pouco significativos, e os dos mais profundos, expressivos, 0,94 e 1,8 mm para os *telltales* de 9 e 16 m, respectivamente. Esse caso se situa na condição  $w_i < w_{i+1}$  tanto para o trecho de 4,5 a 9 m, quanto para o trecho de 9 a 16 m.

Esse comportamento é similar ao observado no *telltale* de 9 m da estaca E12F, que pode ser explicado pelo mesmo efeito, o atrito negativo gerado na camada de areia. Nesse caso, no entanto, como o *telltale* próximo da ponta mostra deslocamento expressivo descendente, conclui-se que não ocorre mobilização de atrito lateral

próximo da ponta ou de resistência de ponta. Importante notar que a magnitude dos recalques desse pilar é significativamente superior aos demais.

Após os 305 dias, todos os *telltals* registraram deslocamentos ascendentes, sendo o trecho de 1 a 4,5 m e o trecho de 9 a 16 m na situação  $w_i = w_{i+1}$  e o trecho de 4,5 a 9 m na situação  $w_i < w_{i+1}$ . Isso sugere forte mobilização de atrito lateral nas camadas de areia, de 5 a 12 m, e de argila siltosa, a partir dos 15 m.

### 5.3. Análise das deformações ao longo da estaca

As figuras 44 a 47 exibem as variações dos deslocamentos dos *telltals* e das deformações axiais específicas ao longo da profundidade das estacas durante o período de monitoramento. Os recalques apontados nas figuras 44a, 45a, 46a e 47a são os mesmos registrados nas figuras 35 a 38. Nesse novo caso, cada linha mostra a evolução dos deslocamentos relativos de pontos ao longo da estaca em relação ao bloco em momentos específicos da obra. Foram selecionados momentos representativos de etapas de carregamento da obra correspondentes à concretagem das lajes: 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 e ao final das alvenarias, com dias de monitoramento de acordo com o ilustrado na Tabela 11.

A partir dos deslocamentos medidos, foi possível determinar a variação da deformação específica ao longo da profundidade das estacas no elemento estrutural. As deformações específicas apresentadas nas figuras 44b, 45b, 46b e 47b foram determinadas conforme ilustrado na Figura 43:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0}, \text{ sendo } \Delta l = \text{desl}_i - \text{desl}_{i+1} \quad \text{Eq. [8]}$$

Deste modo, as deformações correspondem às deformações totais específicas entre pontos monitorados da estaca, de onde se observa que estas são maiores na região superior, local que recebe o maior carregamento, e se dissipam ao longo da profundidade, devido à mobilização de resistência por atrito lateral. No caso particular das estacas E12F e E1B, constata-se o desenvolvimento de tensões de tração geradas por alongamento a partir do *telltale* posicionado a 9 m. Nesse caso, como explicado anteriormente, o alongamento da estaca é ocasionado, possivelmente, pelo desenvolvimento de atrito negativo nas camadas inferiores.

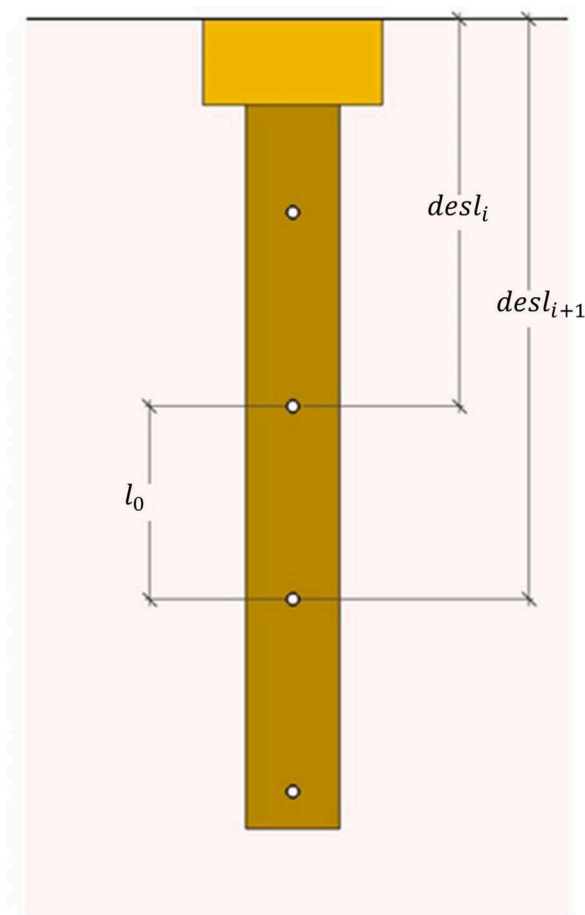


Figura 43 – determinação da deformação específica média da estaca

#### 5.4. Comparação de mobilização de carga de ponta e fuste

As figuras de 48 a 51 apresentam a variação de recalque ( $w$ ) normalizado pelo recalque máximo ( $w_{ult}$ ) de cada estaca, ao longo da profundidade. Percebe-se que o recalque total de todos os pontos monitorados e de todas as estacas instrumentadas é descendente. Isso sugere que, durante o comportamento das fundações, há uma transferência de carga da estaca para o solo com mobilização de resistência por atrito lateral. Exceção são os trechos intermediários das estacas E12F e E1B, que mostram recalques totais superiores ao recalque de topo o que, possivelmente, é devido ao desenvolvimento de atrito negativo na parte inferior das estacas.

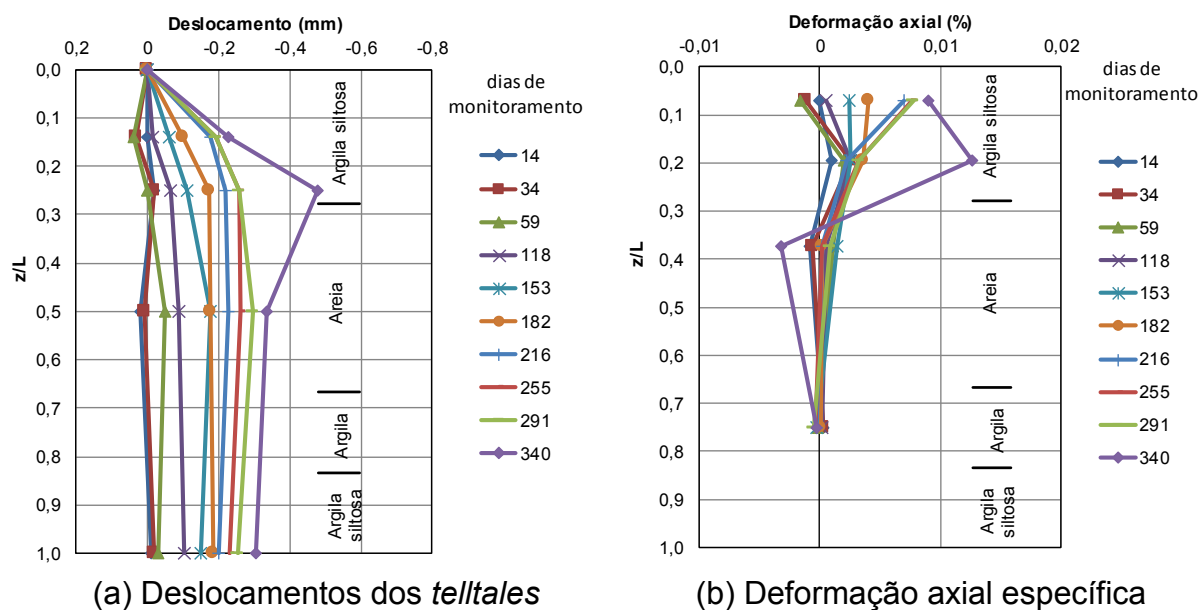


Figura 44 – Variação dos deslocamentos dos *telltales* e das deformações axiais com a profundidade da estaca E33B durante o período de monitoramento.

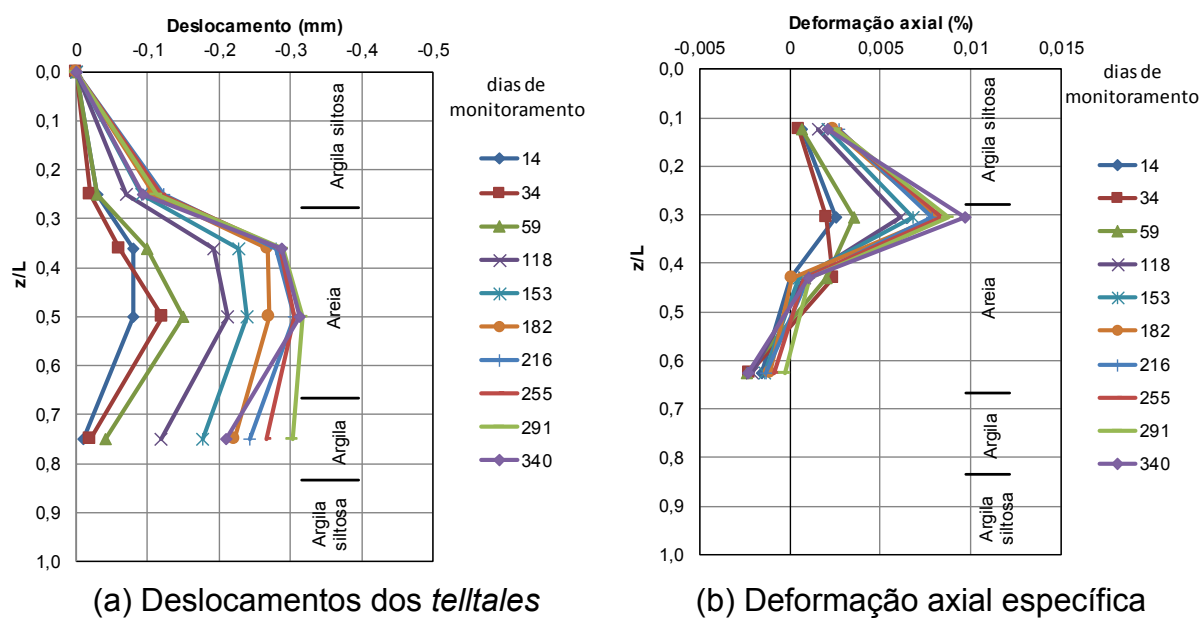


Figura 45 – Variação dos deslocamentos dos *telltales* e das deformações axiais com a profundidade da estaca E121B durante o período de monitoramento.

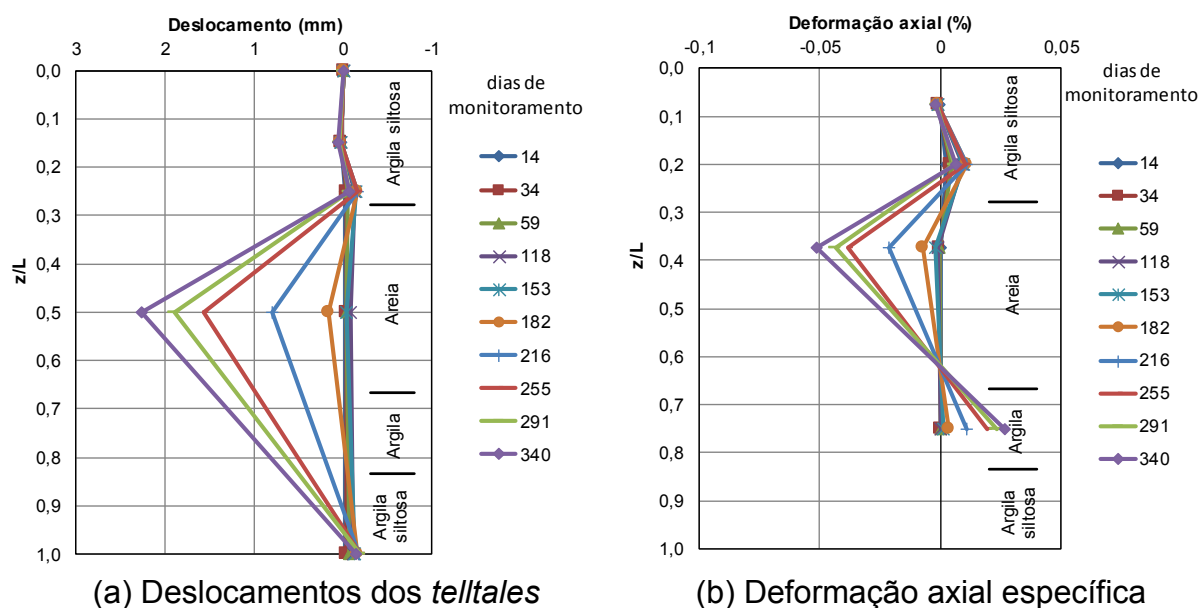


Figura 46 – Variação dos deslocamentos dos *telltales* e das deformações axiais com a profundidade da estaca E12F durante o período de monitoramento.

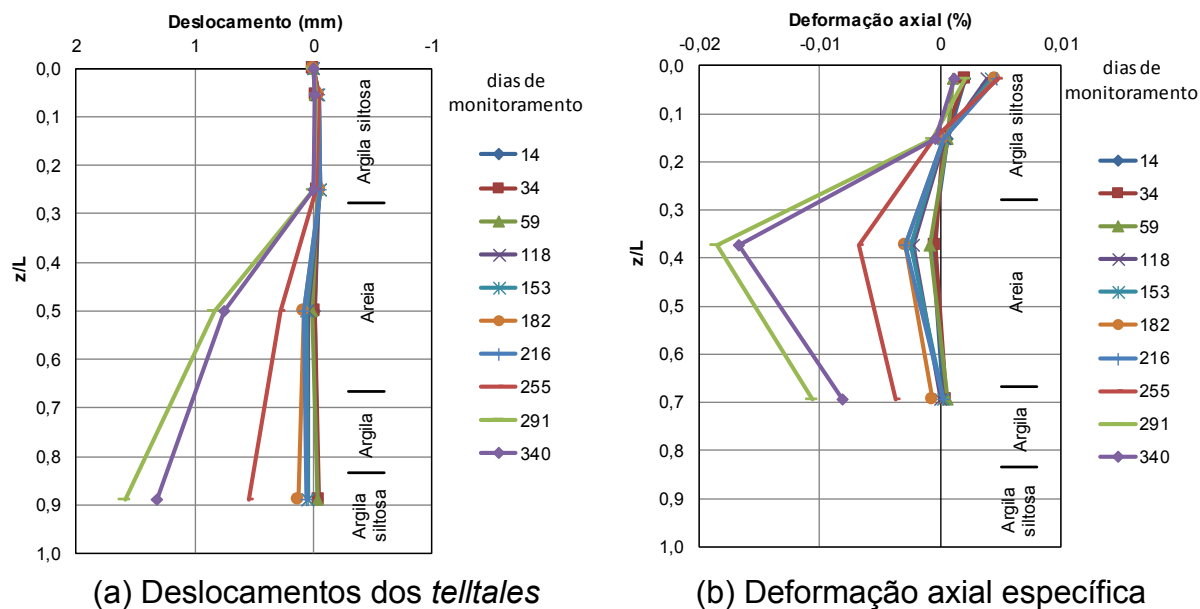


Figura 47 – Variação dos deslocamentos dos *telltales* e das deformações axiais com a profundidade da estaca E1B durante o período de monitoramento.



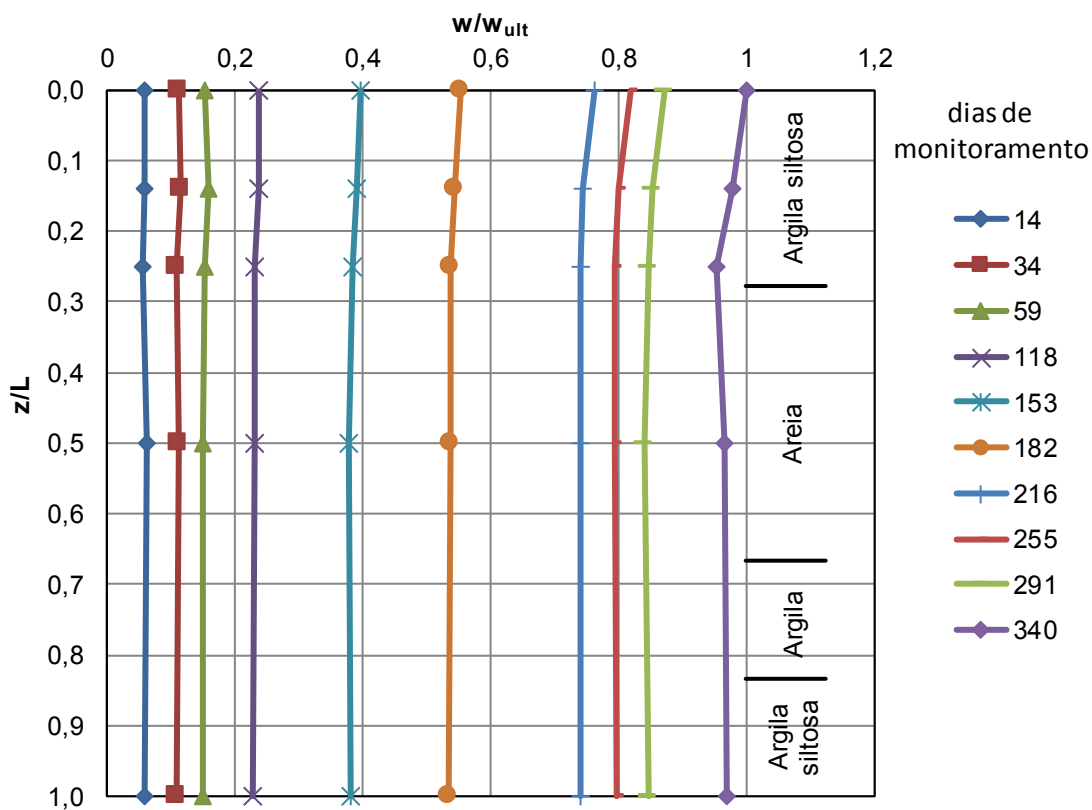


Figura 48 – Variação de  $w/w_{ult}$  vs.  $z/L$  da estaca E33B durante o período de monitoramento.

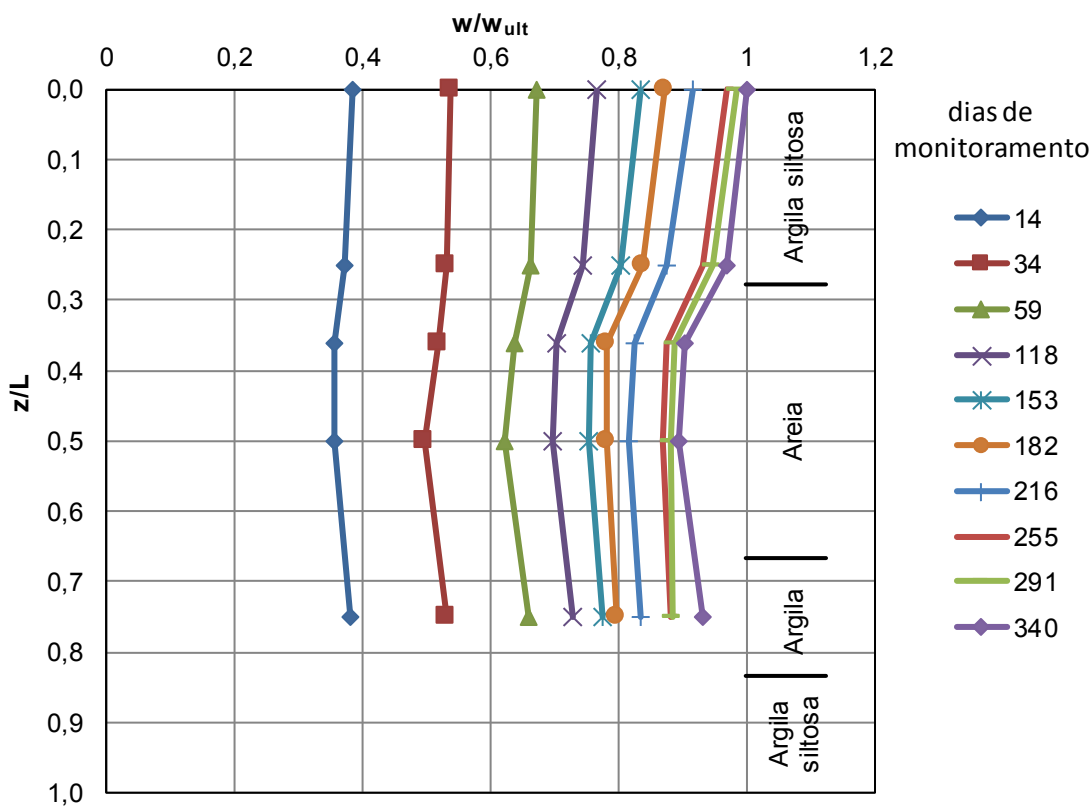


Figura 49 – Variação de  $w/w_{ult}$  vs.  $z/L$  da estaca E121B durante o período de monitoramento.

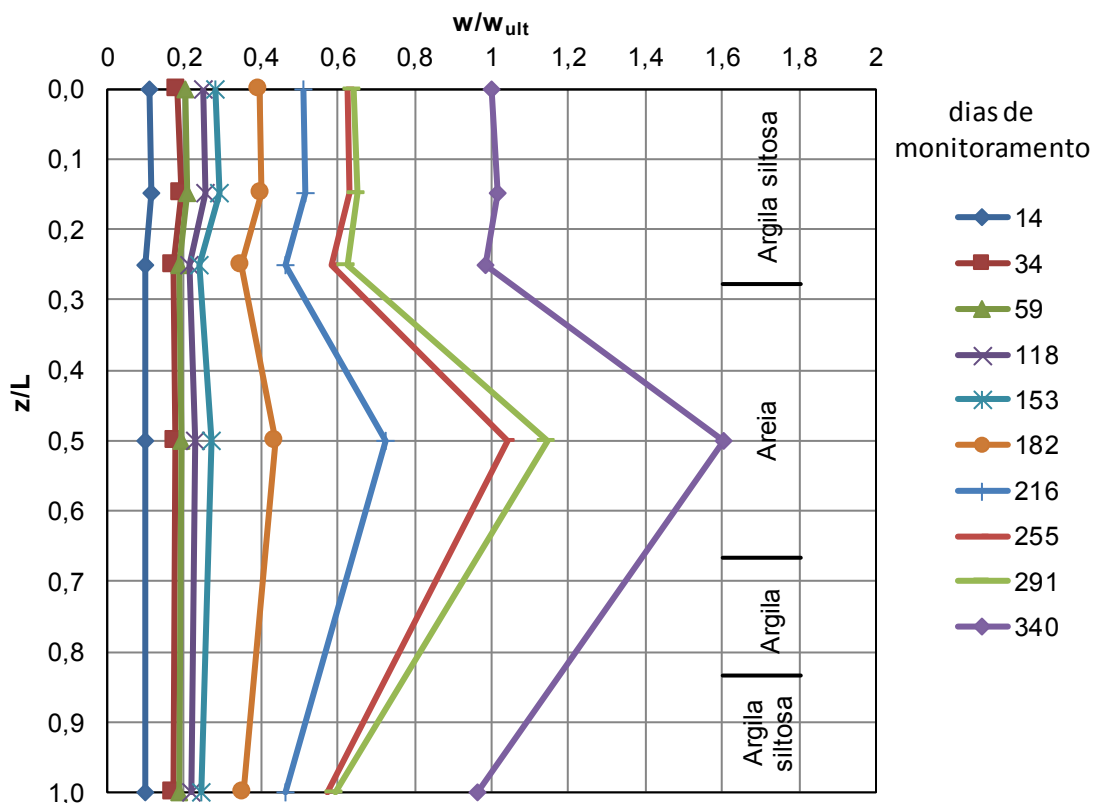


Figura 50 – Variação de  $w/w_{ult}$  vs.  $z/L$  da estaca E12F durante o período de monitoramento.

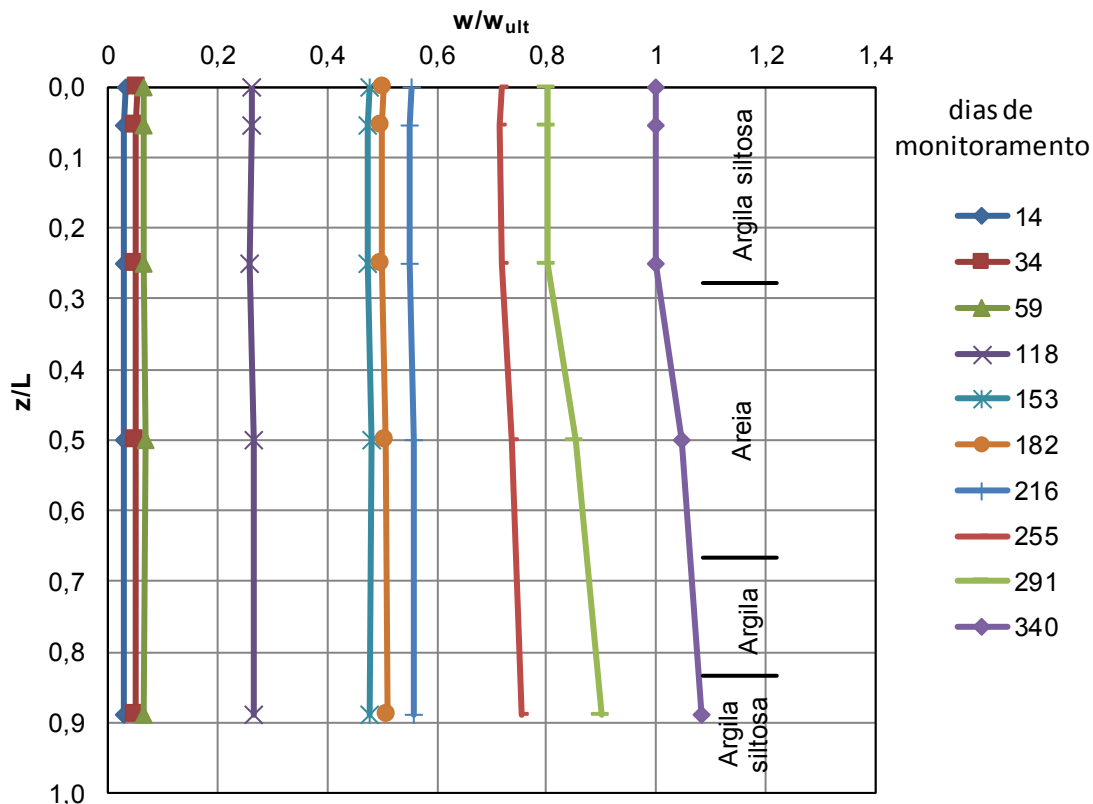


Figura 51 – Variação de  $w/w_{ult}$  vs.  $z/L$  da estaca E1B durante o período de monitoramento.

A partir dos resultados dos deslocamentos totais das estacas, pode-se concluir que não está havendo mobilização de resistência de ponta significativa comparada à resistência de fuste. Isso se deve ao recalque do topo ser praticamente igual ao recalque da ponta das estacas durante o monitoramento, ou seja,  $w/W_{ult}$  aproximadamente igual a um nos pontos mais profundos. Nesse sentido, pode-se considerar que as estacas possuem comportamento com mobilização de carga de ponta.

É possível, ainda, uma estimativa da carga mobilizada por atrito lateral, sendo conhecida a distribuição de tensões mobilizadas no elemento estrutural em cada trecho da estaca e as propriedades elásticas do concreto utilizado nas estacas. Para isso, pode-se utilizar a Teoria da Elasticidade pela qual, conhecidos a deformação específica entre dois pontos e o módulo de elasticidade, determina-se a carga mobilizada no elemento estrutural até o ponto inferior do trecho. A diferença entre a carga mobilizada entre dois pontos é a tensão mobilizada por atrito lateral na interface estaca-solo.

As figuras 52 a 55 apresentam a variação da carga mobilizada por atrito lateral ao longo da profundidade das estacas. Destaca-se que as figuras ilustram uma carga mobilizada no topo, correspondente à carga estimada pelo peso da estrutura de acordo com a Tabela 12. Nota-se que as estacas E33B e E121B mostram mobilização de carga de ponta em relação à carga total, aplicada no topo da estaca, da ordem de 40% durante o processo construtivo. Para o caso das estacas E12F e E1B, é visível que, a partir de aproximadamente 5 m,  $z/L=0,3$ , ocorre o desenvolvimento de atrito negativo gerando sobrecarga na estaca.

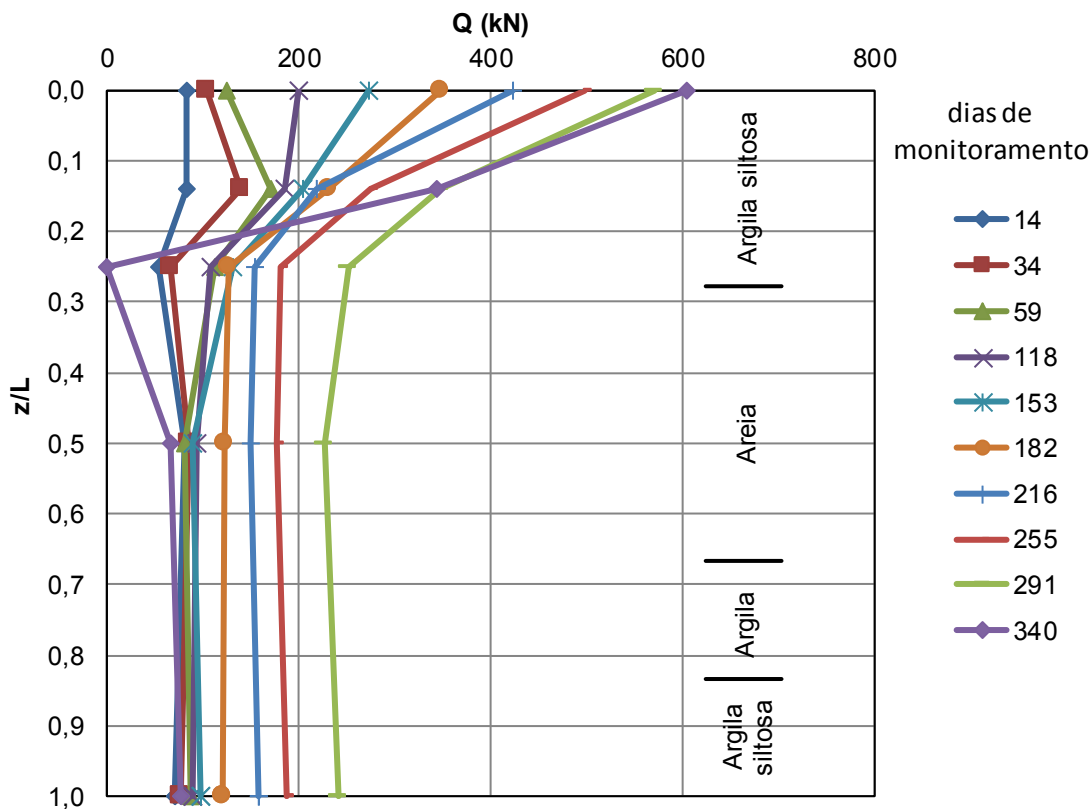


Figura 52 – Variação da carga  $Q$  vs.  $z/L$  da estaca E33B durante o período de monitoramento.

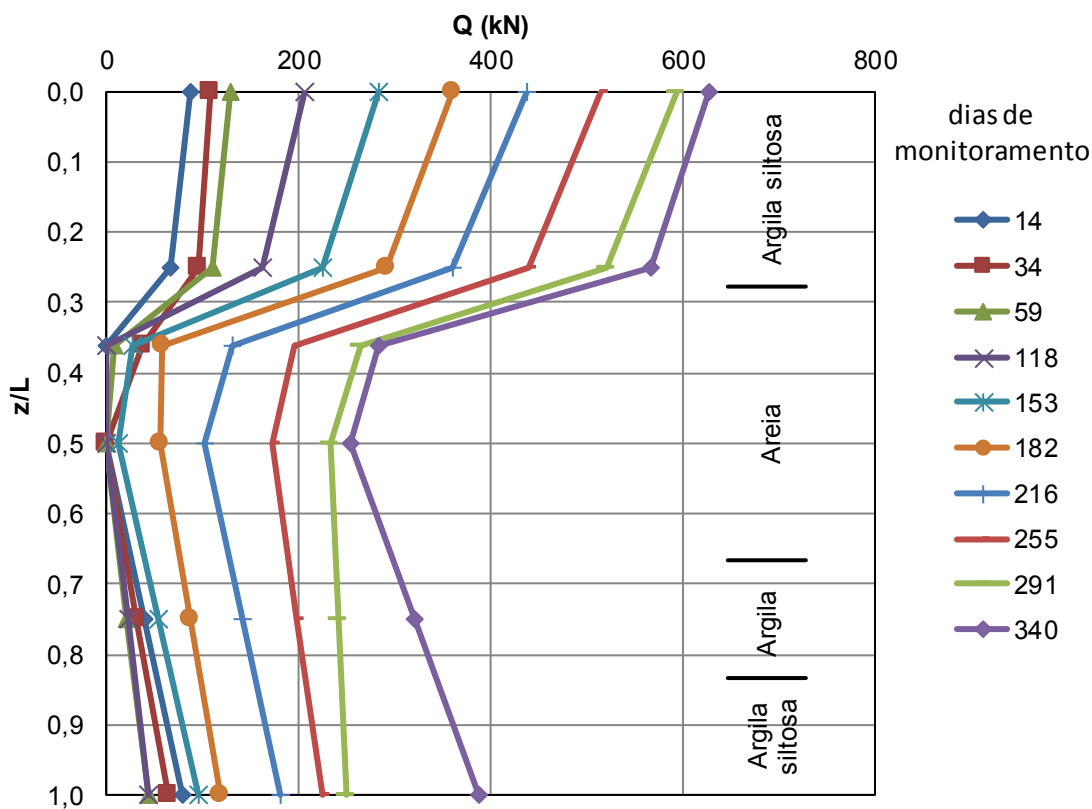


Figura 53 – Variação da carga  $Q$  vs.  $z/L$  da estaca E121B durante o período de monitoramento.

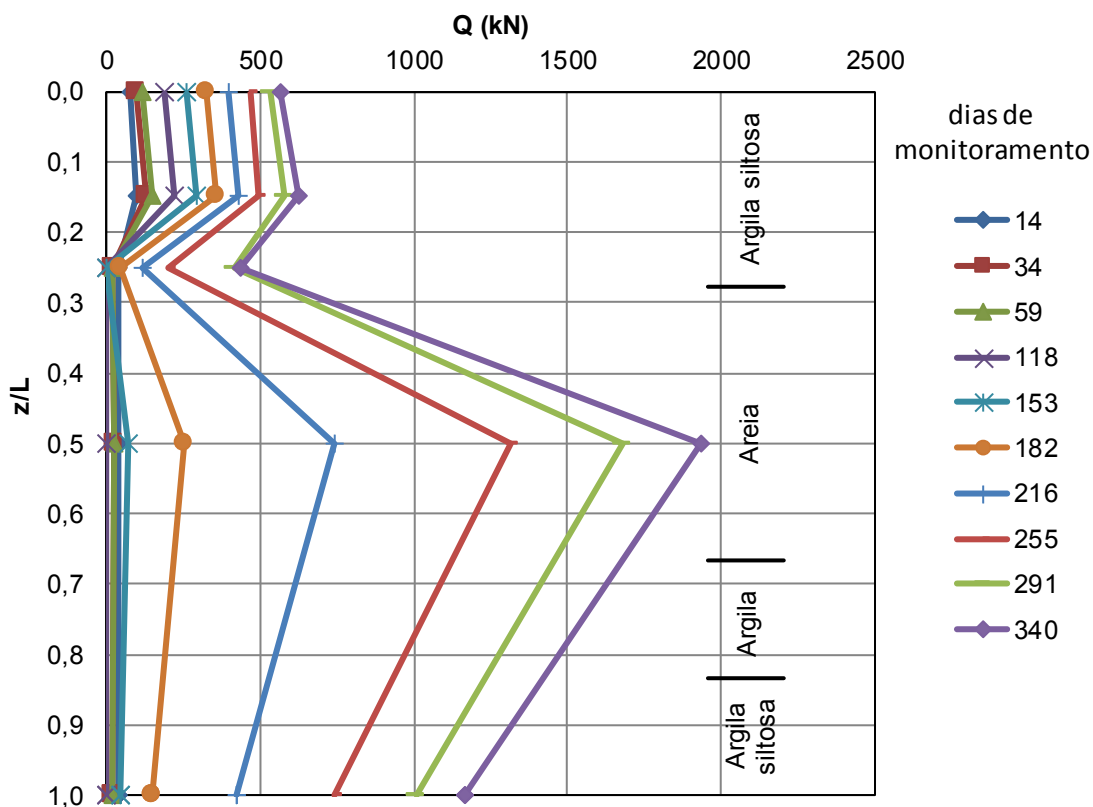


Figura 54 – Variação da carga  $Q$  vs.  $z/L$  da estaca E12F durante o período de monitoramento.

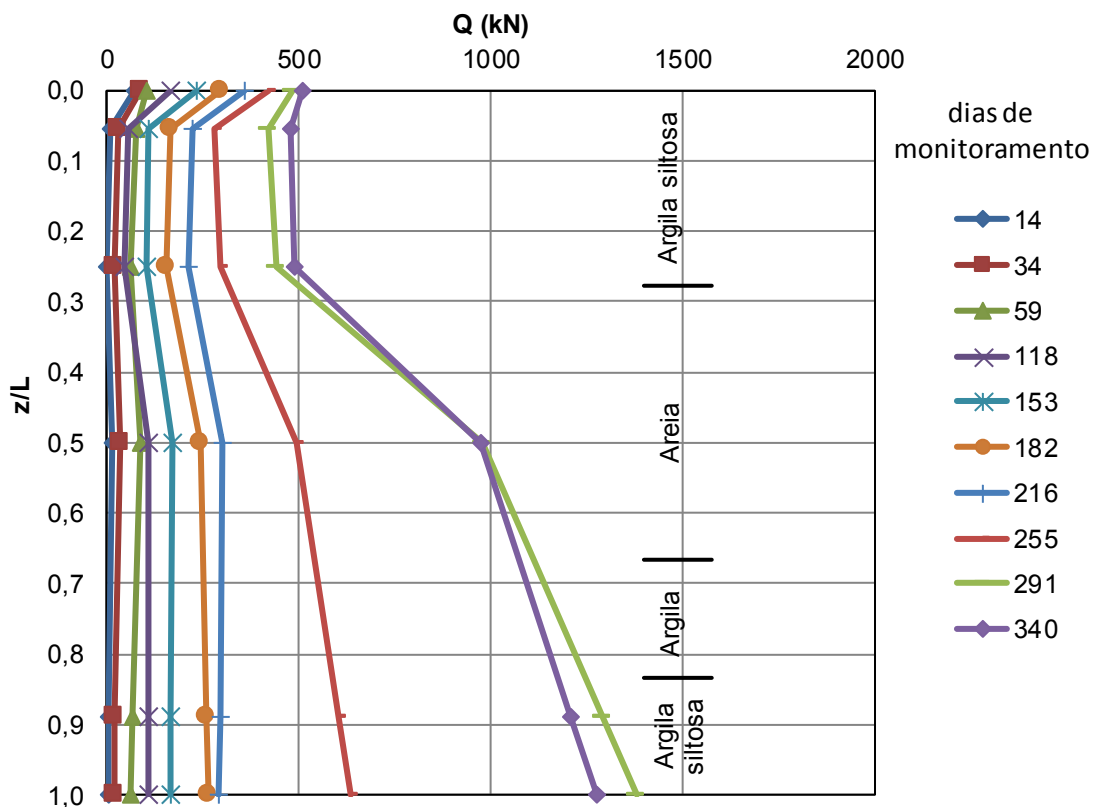


Figura 55 – Variação da carga  $Q$  vs.  $z/L$  da estaca E1B durante o período de monitoramento.

### 5.5. Tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ )

A tensão mobilizada por atrito lateral pode ser determinada pela diferença da carga mobilizada no elemento estrutural entre dois pontos, dividida pela área lateral da estaca entre os pontos. As figuras 56 a 59 exibem a variação da tensão mobilizada por atrito lateral ao longo da profundidade.

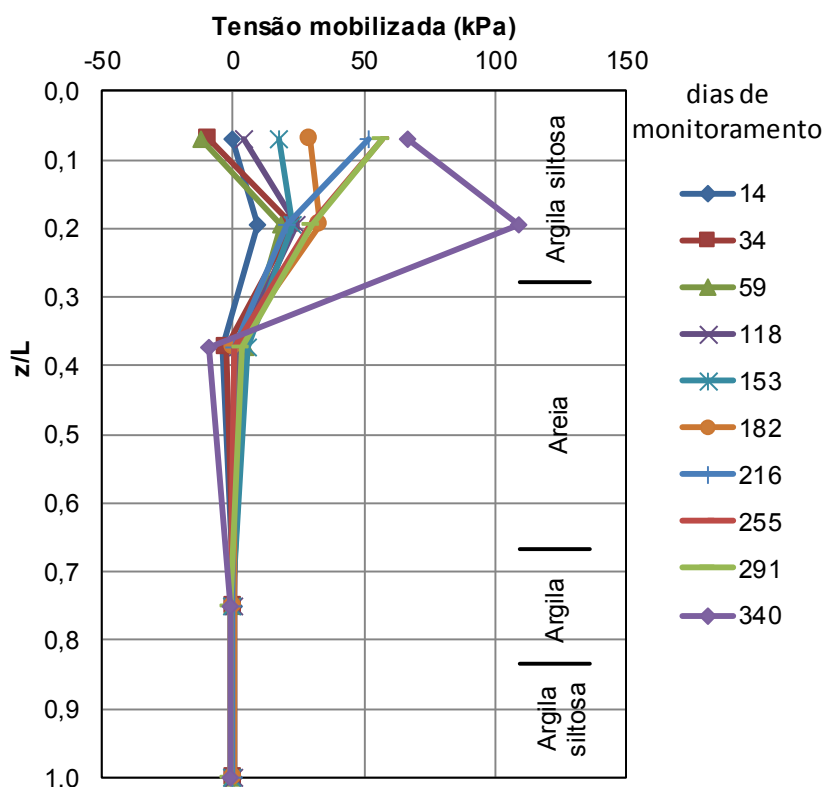


Figura 56 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ ) vs.  $z/L$  da estaca E33B durante o período de monitoramento.

### 5.6. Comparação com a teoria da elasticidade

Para a estimativa pela teoria da elasticidade, é utilizada a solução de Poulos e Davis (1980), que permite estimar a distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca. A solução teórica de Poulos e Davis (1980) para estacas assentadas em solo mais rígido está representada na Figura 60. Para cada linha de distribuição, admitem-se diferentes relações entre o módulo de elasticidade do solo na base da estaca ( $E_b$ ) e ao longo do fuste ( $E_s$ ). Com o intuito de comparar os resultados, foi escolhido tal método pela similaridade ao estudo de caso, no qual as estacas estão assentadas em camada de argila siltosa com altos valores de SPT.

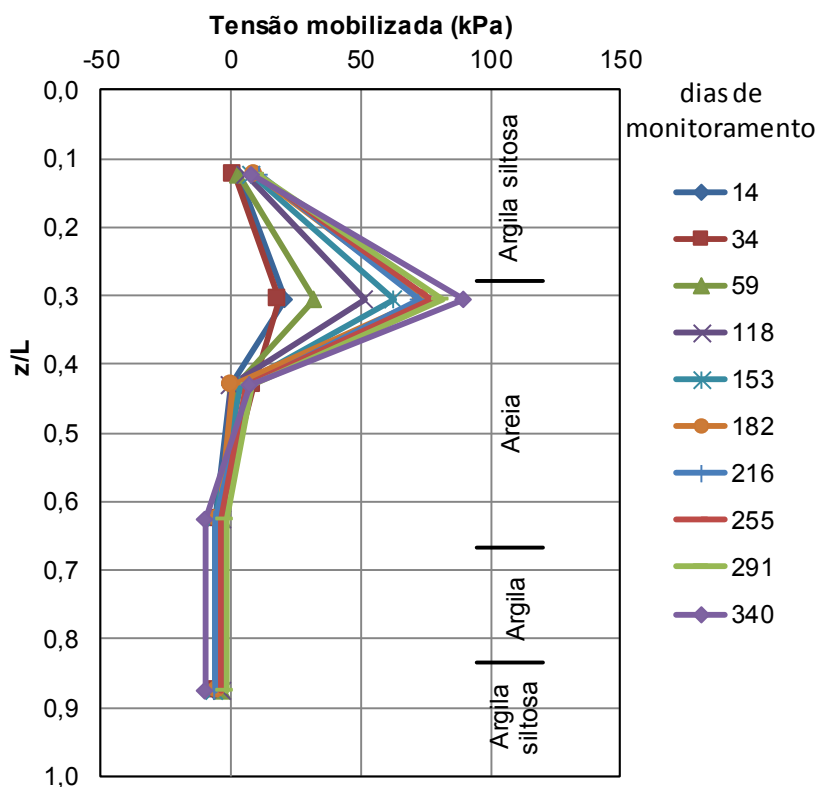


Figura 57 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ ) vs.  $z/L$  da estaca E121B durante o período de monitoramento.

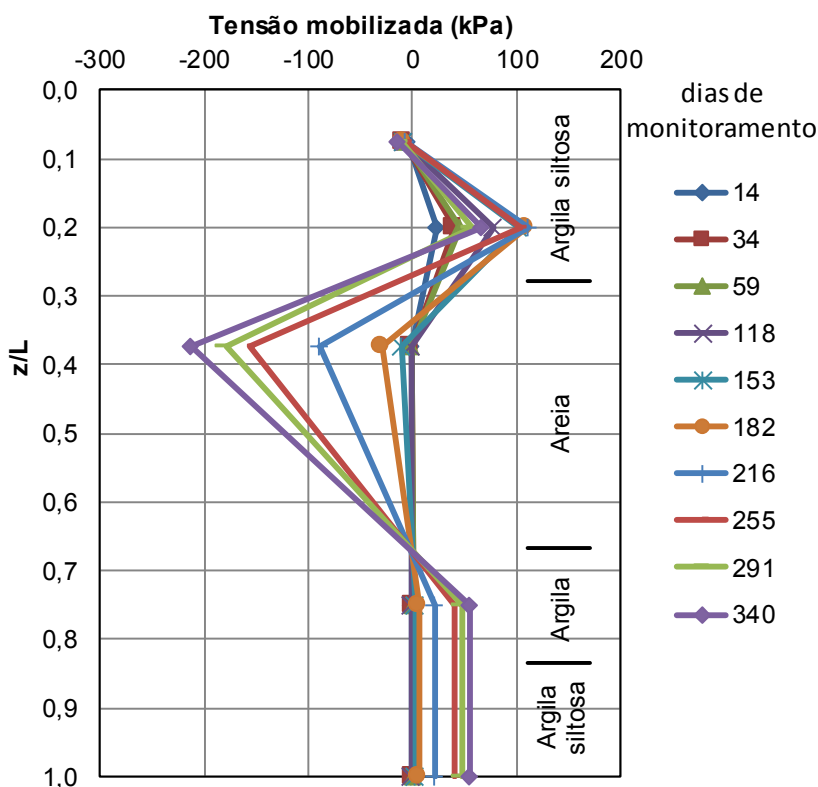


Figura 58 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ ) vs.  $z/L$  da estaca E12F durante o período de monitoramento.

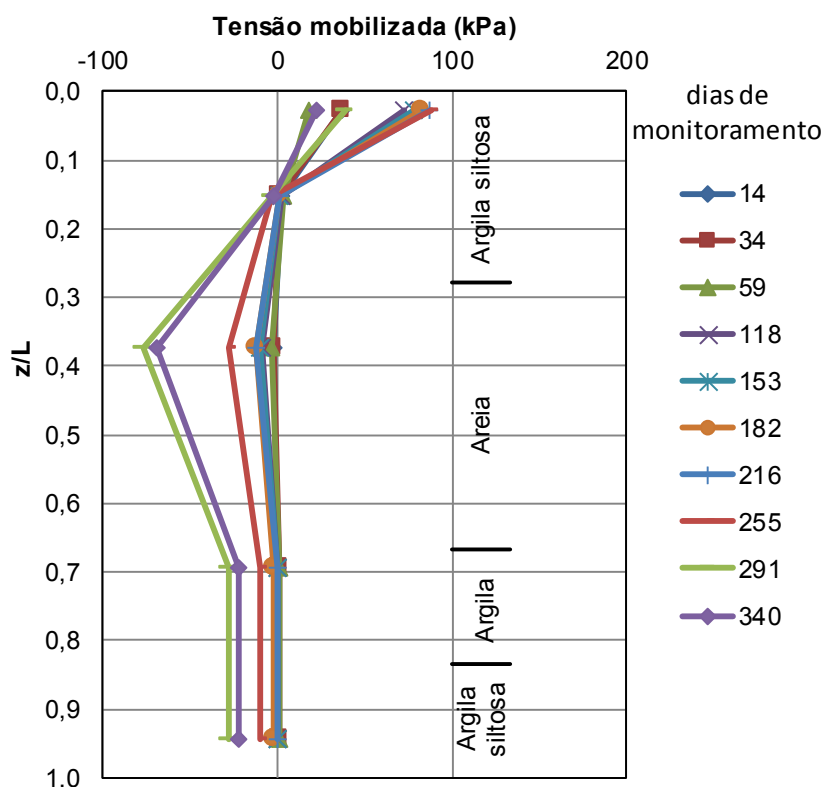


Figura 59 – Variação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau$ ) vs.  $z/L$  da estaca E1B durante o período de monitoramento.

A fim de comparar os resultados experimentais com a solução de Poulos e Davis, fez-se necessário o conhecimento do módulo de elasticidade real do maciço em estudo. Para efeito de estimativa do módulo de elasticidade do solo considerado que, segundo Stroud (1989), citado por Schnaid (2012), a variação de  $E'/N_{SPT,60}$  tende para 1 MPa quando a carga aplicada tende para valores próximos da capacidade de carga do solo, em solos arenosos. Uma estimativa de  $E_s$  pela equação sugerida por Bowles (1996) para areias saturadas (Eq. [9]) indica valor médio da ordem de 1 MPa para a camada de solo arenoso, coerente com o sugerido por Stroud, e faixa de valores mínimos sugeridos por Burland e Burbidge (1985) e Clayton (1986), valores ilustrados na Tabela 13.

$$E = 250(N_{55} + 15) \quad \text{Eq. [9]}$$

Tabela 13 – Relações  $E/N_{SPT,60}$  (em MPa) (Clayton, 1986)

N <sub>SPT</sub>	E/N <sub>SPT,60</sub> (MPa)		
	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6 – 2,4	0,4 – 0,6	3,5 – 5,3
10	2,2 – 3,4	0,7 – 1,1	4,6 – 7,0
30	3,7 – 5,6	1,5 – 2,2	6,6 – 10,0
60	4,6 – 7,0	2,3 – 3,5	8,9 – 13,5



Para a camada de argila siltosa, foi adotada a equação sugerida por Bowles (1996) (Eq. [10]). Para camadas de solo argiloso normalmente adensado mole, o módulo de elasticidade do solo é estimado a partir de ensaios de adensamento e amostras retiradas em obras de formação geológica similar, executados pelo LECIV da UENF por Póvoa (2016) e Nascimento (2016). Os valores encontrados para  $S_u$  são da ordem de 10kPa e  $E_u$  da ordem de 700kPa.

$$E = 300(N_{55} + 6) \quad \text{Eq. [10]}$$

Após calcular o módulo de elasticidade de cada camada do maciço, foi possível encontrar os módulos de elasticidade do solo na base da estaca ( $E_b$ ) e ao longo do fuste ( $E_s$ ).  $E_s$  foi calculado pela média ponderada pela espessura das camadas, enquanto para  $E_b$  considerou-se a área de influência da ponta. No caso, para a área de influência, considerou-se 3x o diâmetro da estaca para cima, e 7,5x o diâmetro para baixo. Sendo assim, os valores de  $E_b$  e  $E_s$  estimados foram de aproximadamente 20500 e 6500 kPa, respectivamente, e a relação  $E_b/E_s = 3,2$ .

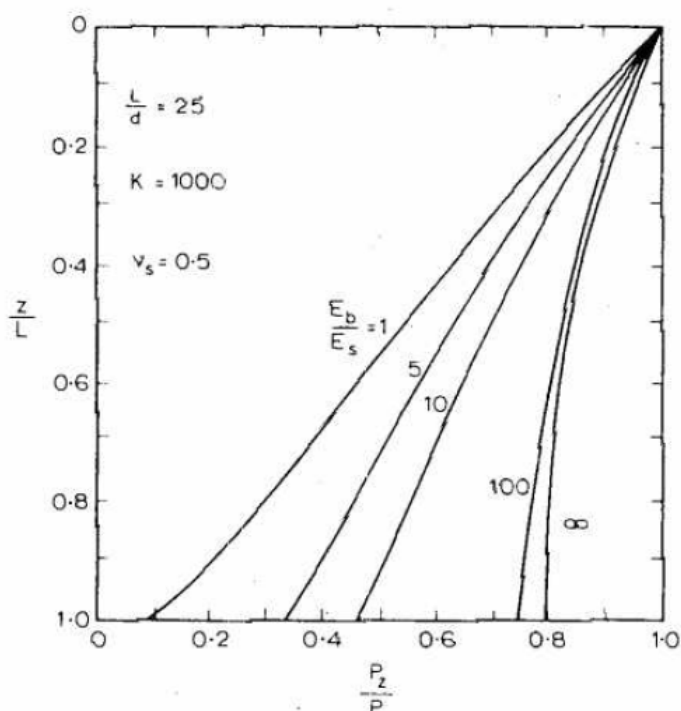


Figura 60 – Distribuição de carga ao longo da estaca assentada em solo mais rígido (Poulos e Davis, 1980)

As figuras 61 a 64 representam os mesmos resultados obtidos nas figuras 52 a 55, porém normalizando os valores de distribuição de carga  $Q$  pela carga última  $Q_{ult}$  nas etapas de monitoramento escolhidas para análise.

Nota-se que as estacas E33B e E121B mostram mobilização de carga de ponta em relação à carga total de ordem próxima aos valores propostos pela solução teórica de Poulos e Davis. Por outro lado, para o caso das estacas E12F e E1B, essa mesma relação carga ponta/carga total aproxima dos resultados da solução somente nos carregamentos iniciais, divergindo significativamente após os 200 dias, após o desenvolvimento de atrito negativo na parte inferior da estaca, gerando a sobrecarga na ponta.

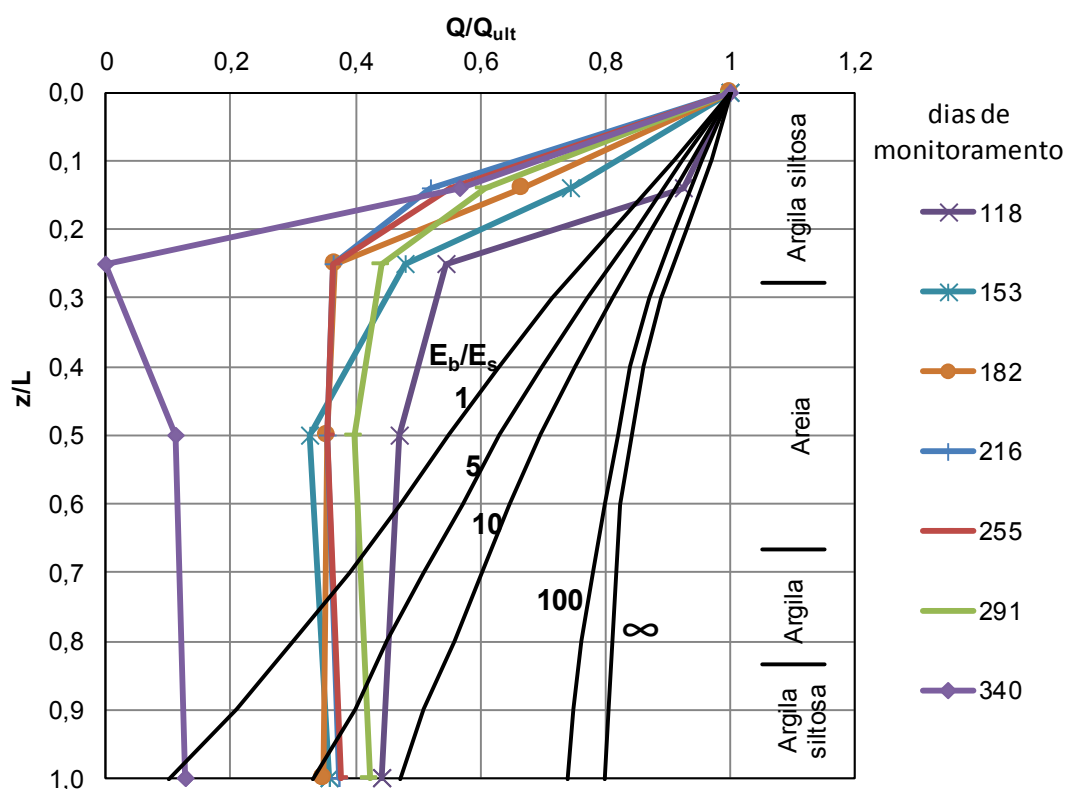


Figura 61 – Comparação da carga mobilizada ao longo da estaca ( $Q/Q_{ult}$ ) vs. profundidade ( $z/L$ ) com a teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1980) para a estaca E33B.

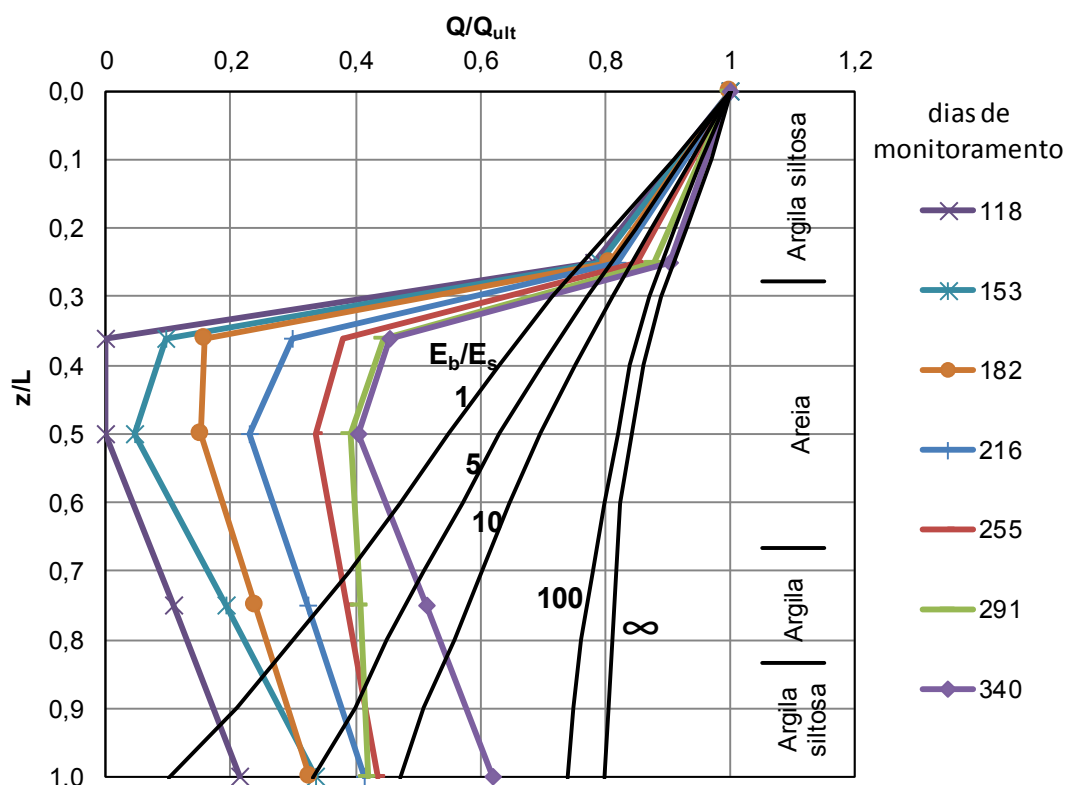


Figura 62 – Comparação da carga mobilizada ao longo da estaca ( $Q/Q_{ult}$ ) vs. profundidade ( $z/L$ ) com a teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1980) para a estaca E121B.

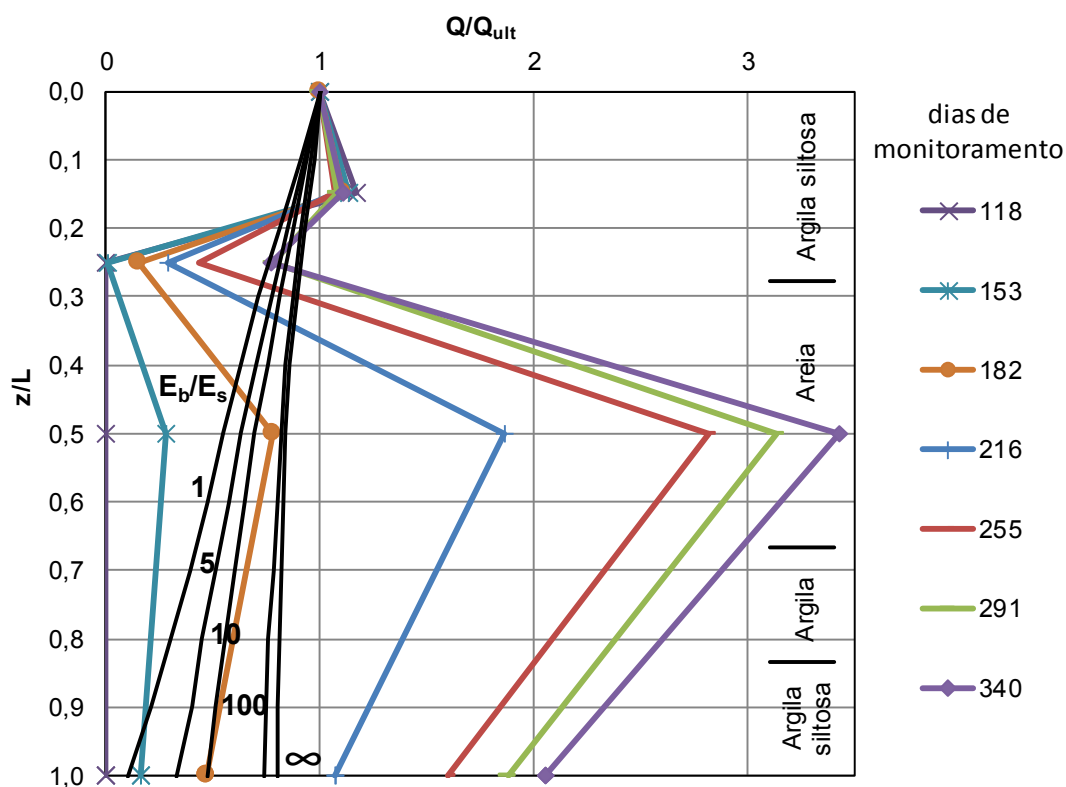


Figura 63 – Comparação da carga mobilizada ao longo da estaca ( $Q/Q_{ult}$ ) vs. profundidade ( $z/L$ ) com a teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1980) para a estaca E12F.

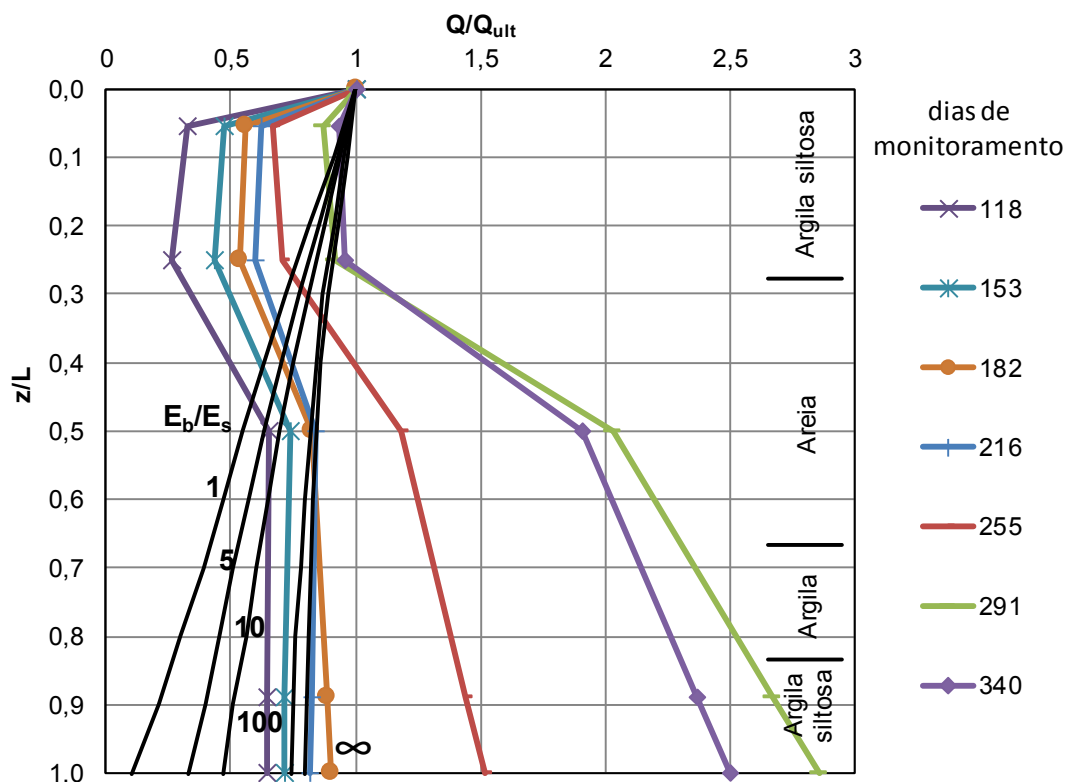


Figura 64 – Comparação da carga mobilizada ao longo da estaca ( $Q/Q_{ult}$ ) vs. profundidade ( $z/L$ ) com a teoria da elasticidade de Poulos e Davis (1980) para a estaca E1B.

### 5.7. Comparação com o teste de carga e com metodologia empírica de ELU

A comparação entre a capacidade de carga estimada por teste de carga e por metodologia empírica com os resultados obtidos no presente trabalho tem como objetivo mostrar o nível e a distribuição de tensões mobilizadas na estaca durante a construção da obra em relação às previsões de ELU.

Como referência para efeito de análise, são utilizados os resultados dos ensaios dinâmicos – PDA para definição da capacidade de carga das estacas. Para isso utiliza-se a metodologia de interpretação CAPWAP® (Modulus Engenharia, Relatório 354/2015), apresentada nos relatórios de ensaios executados na obra, que permite estimar a distribuição de tensões mobilizadas na ponta e fuste da estaca separadamente. É importante destacar que a estimativa da capacidade de carga estática através de PDA deve ser feita com cuidado, tendo em vista tanto a natureza do carregamento quanto os níveis de deslocamento induzidos no final do ensaio. Particularmente, nos ensaios executados, nota-se aumento de energia dinâmica aplicada nos últimos estágios de carregamento sem aumento de mobilização de

resistência dinâmica. Portanto, considera-se, que ocorre a ruptura por carregamento dinâmico foi bem definida nos ensaios, admitindo-se assim que é razoável a correlação entre a carga máxima dinâmica mobilizada e o ELU estático.

A previsão da capacidade de carga através de metodologia empírica é feita através da proposta de Aoki e Velloso (1975), consagrado na geotécnica brasileira. Nesse método a estimativa do ELU é feita separando as componentes de atrito lateral e ponta utilizando fatores de mobilização de resistência que dependem do tipo de solo. São utilizados os valores para  $\alpha$ ,  $k$ ,  $F1$  e  $F2$  sugeridos Monteiro (1997) para estaca hélice contínua monitorada.

As figuras 65 a 68 ilustram a comparação entre os resultados de tensão mobilizada por atrito lateral  $\tau$ , já discutidas no item 5.5, os resultados dos ensaios PDA, apresentados no item 4.2, e a previsão do ELU pelo método empírico, sendo os valores normalizados pelo valor médio de  $\tau$  provenientes dos ensaios PDA  $\tau_{m,ult}$ .

Nas figuras 65 e 66, a partir dos resultados experimentais do *telltale*, pode-se observar que a dissipação de tensão ocorre por completo nas camadas superiores da estaca. Ressalta-se que nível de tensões por atrito mobilizado vai além das expectativas nos ensaios PDA e método empírico.

Na Figura 67, também há uma dissipação de tensão na camada superior, porém, com a mobilização de tensões negativas na camada de areia. Nota-se que essa camada é a que pode mobilizar o maior nível de tensão por atrito tanto nos resultados dos ensaios PDA quanto no método de estimativa de ELU.

Na Figura 68, as mobilizações de tensão por atrito são negativas em praticamente todo o corpo da estaca, com exceção do trecho mais superficial. Além disso a distribuição de tensões observada é relativamente simétrica às tensões mobilizadas nos ensaios PDA. Ressalta-se que a estaca E1B foi a que apresentou maior recalque entre as quatro analisadas, compatibilizando os resultados das duas instrumentações distintas: os *telltales* e o monitoramento de recalques.

O desenvolvimento de tensões negativas na interface solo estaca pode ser explicado pelo fenômeno classicamente denominado por atrito negativo. Nesse caso, há um deslocamento relativo do solo em relação, empurrando o elemento estrutural

para baixo. No caso clássico, é comum que as camadas de solo do maciço mais superficial recalque mais que a estaca. No presente trabalho a instrumentação sugere que são as camadas inferiores que se deslocam mais do que a estaca (figuras 50 e 51), especialmente a camada de areia. Esse comportamento pode estar associado ao desconfinamento da base da camada de areia na região de periferia da obra. É possível que esse desconfinamento tenha sido provocado por processos de adensamento não uniforme da camada de solo argiloso mole, localizado imediatamente abaixo da camada de areia. Espera-se que os acréscimos de tensão no maciço gerado pelo conjunto de estacas da obra estejam gerando distribuição de tensões com componente principal não vertical e/ou uniforme na camada de solo mole e porções inferiores da camada de areia, nos limites da projeção da obra, ou seja, na região de periferia.

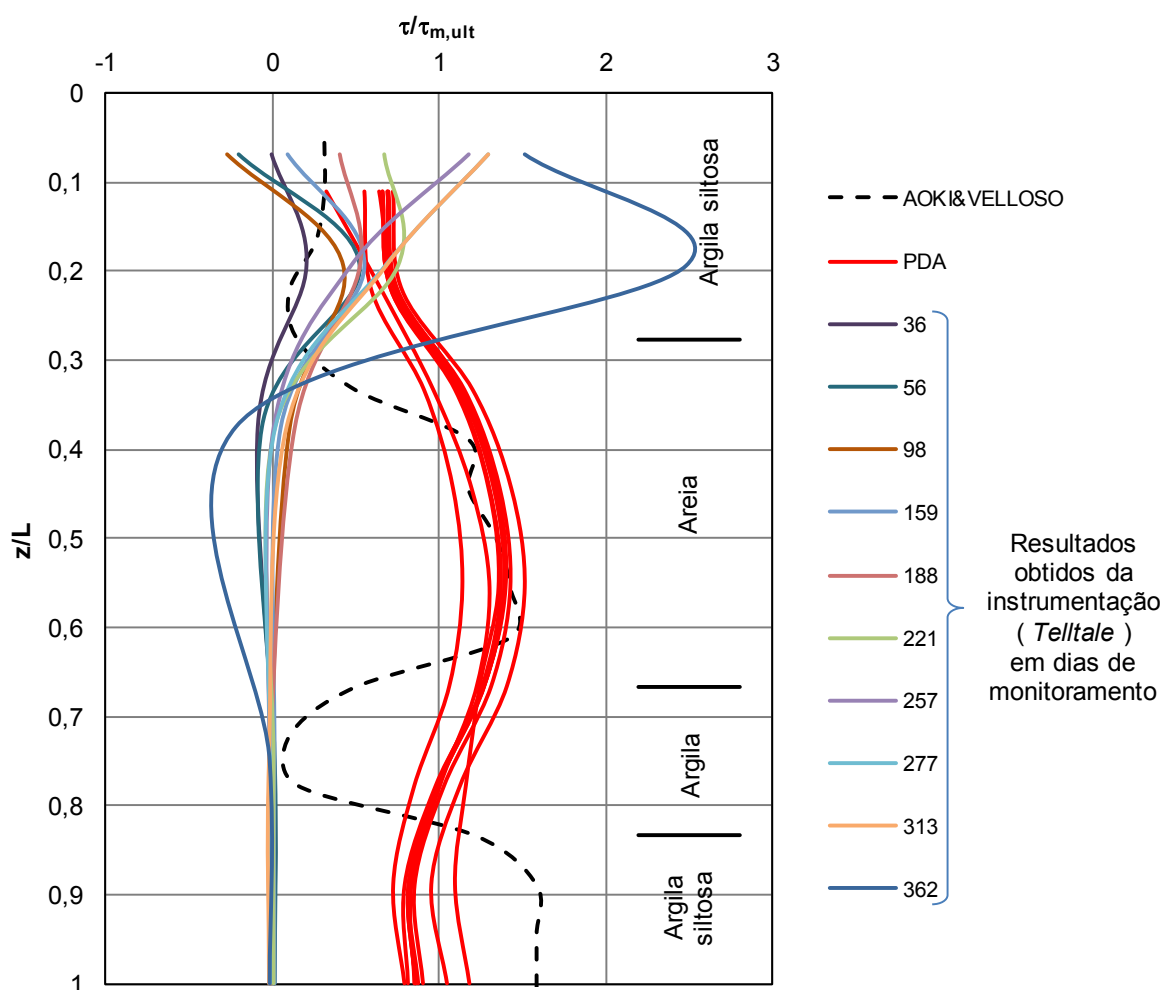


Figura 65 – Comparação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau/\tau_{m,ult}$ ) vs.  $z/L$  com os resultados do PDA e com o método de Aoki e Veloso (1975) da estaca E33B.

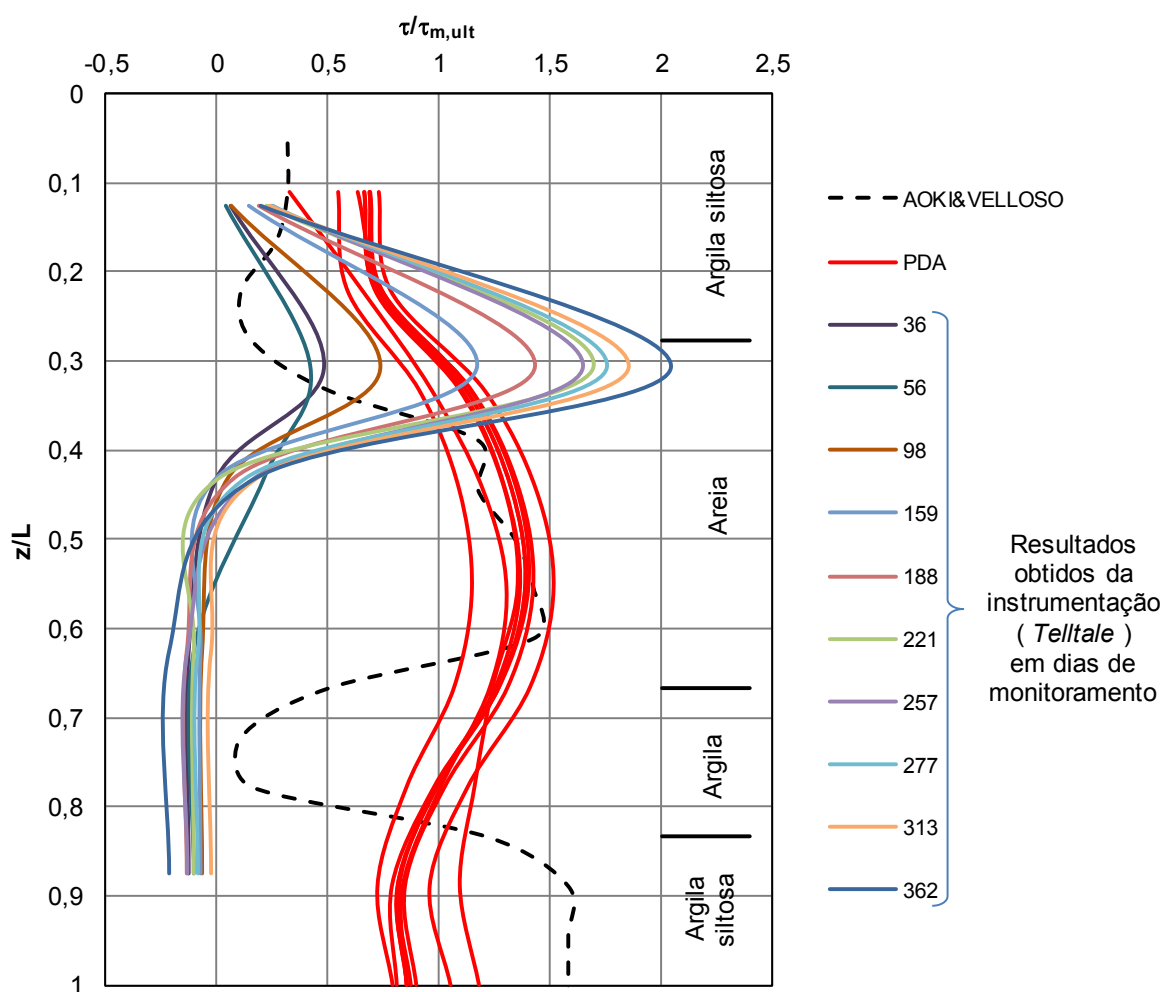


Figura 66 – Comparação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau/\tau_{m,ult}$ ) vs.  $z/L$  com os resultados do PDA e com o método de Aoki e Velloso (1975) da estaca E121B.

## 5.8. Considerações finais

A estimativa do peso próprio durante as etapas de construção, entendido como carga total atuante nas estacas, foi considerada satisfatória. Após o término da construção da estrutura e da alvenaria, os pilares estavam com carregamentos de aproximadamente 70% da soma das cargas permanentes e sobrecargas de projeto, dado compatível com o encontrado na bibliografia técnica. Nesse mesmo período, as estacas analisadas apresentavam fator de segurança médio de 3,4.

Inicialmente, era esperado que todos os trechos das estacas estivessem submetidos apenas à compressão. Entretanto, os resultados de deformação ao longo da estaca mostraram que alguns trechos, a partir de determinados momentos,

estariam submetidos à carregamentos de tração. Tais comportamentos foram justificados pela dissipação de poropressão e pelo escoamento da camada de argila mole presente entre os 12 e 15 m de profundidade. A tensão média transferida para esta camada é da ordem de 50 kPa, sendo plausível admitir, para este nível de tensão, grandes deformações em camadas de solo de elevada compressibilidade.

Os métodos de solução teórica, como o de Poulos e Davis (1980), em geral são baseados em solo homogêneo. Tal caso é incompatível com a real complexibilidade dos maciços encontrados na engenharia geotécnica. Por outro lado, as estacas intermediária e central apresentaram resultados de mobilização de carga de ponta em relação à carga total de mesma magnitude comparado à solução teórica utilizada. O mesmo não se pode afirmar sobre as estacas periféricas, que tiveram comportamentos singulares.

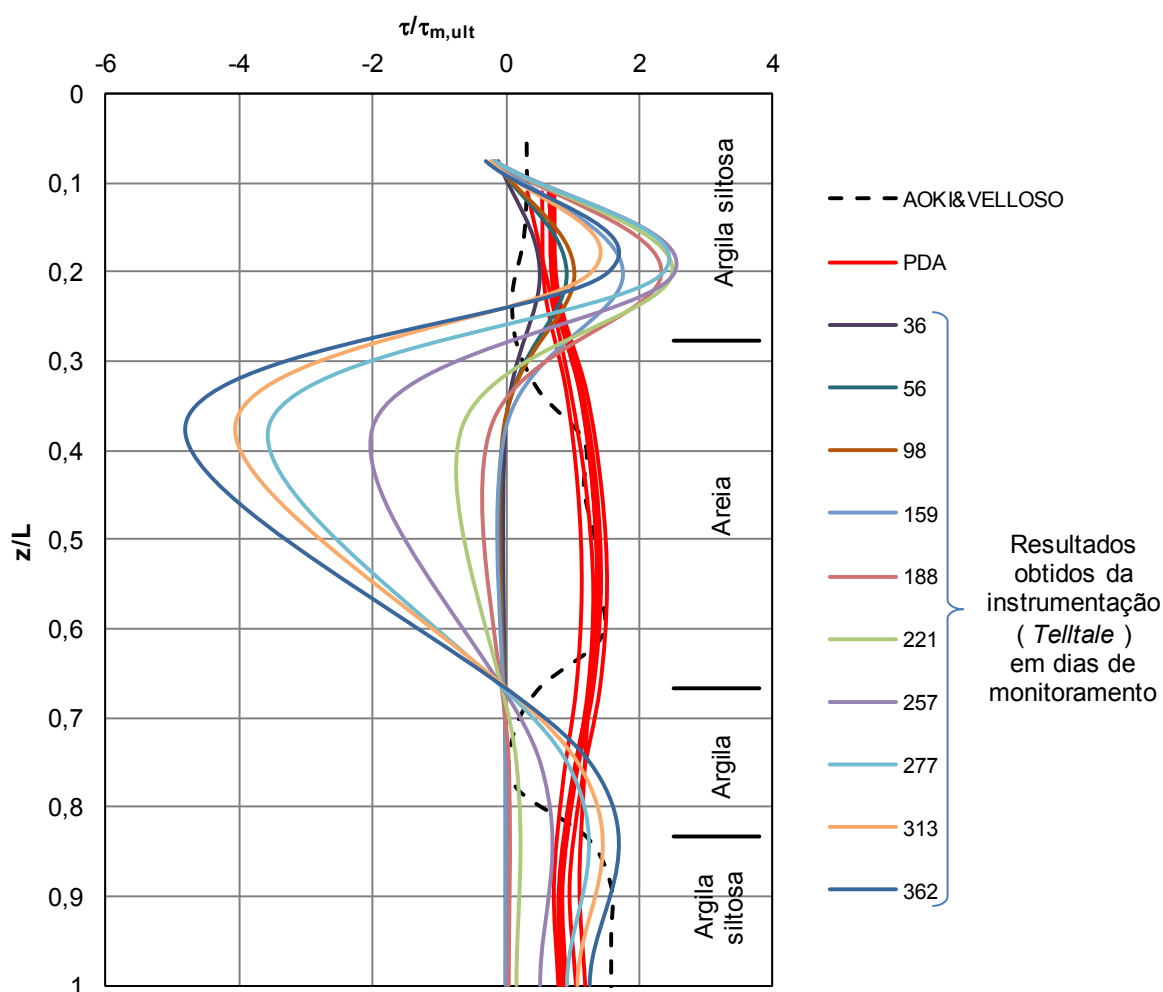


Figura 67 – Comparação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau/\tau_{m,ult}$ ) vs.  $z/L$  com os resultados do PDA e com o método de Aoki e Velloso (1975) da estaca E12F.



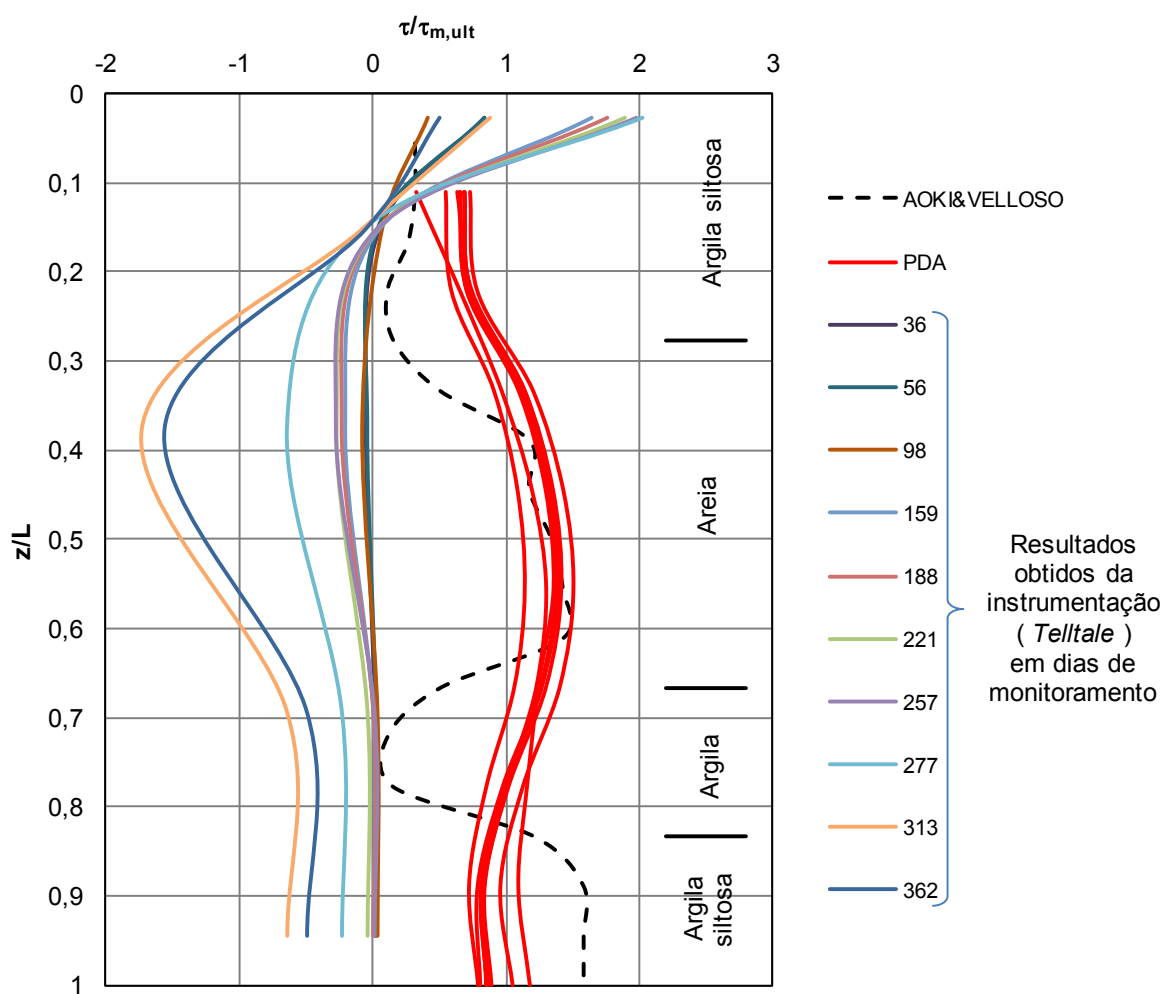


Figura 68 – Comparação da tensão mobilizada por atrito lateral ( $\tau/\tau_{m,ult}$ ) vs.  $z/L$  com os resultados do PDA e com o método de Aoki e Velloso (1975) da estaca E1B.

A partir dos resultados do *telltale*, em primeiro lugar, nota-se que a dissipação de tensão ocorre por completo nas camadas superiores das estacas intermediária e central. Além disso, nas estacas periféricas, surgem tensões negativas com valores de módulo compatível com os resultados do PDA e estimativa ELU. Por fim, pode-se encontrar uma compatibilidade entre os resultados do *telltale* e do monitoramento de recalques, concedendo confiança à ambos os resultados.

## CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta uma análise dos mecanismos de transferência de carga através de resultados do monitoramento de estacas tipo hélice contínua durante o processo construtivo de um caso real de obra. As estacas monitoradas foram estrategicamente posicionadas na obra de modo a representarem níveis de carga e posição espacial característicos dos pilares centrais, intermediários e de periferia.

A revisão bibliográfica indica claramente a pouca experiência no entendimento dos mecanismos de interação solo-estaca em particular em estacas hélice contínua. A discussão dos mecanismos de transferência de carga é feita normalmente a partir de provas de carga estáticas, resultados de ensaios dinâmicos – PDA e, eventualmente, monitoramento de recalques. Destaca-se que tais análises são sujeitas a critérios de interpretação limitadas às condições de contorno e simplificações inerentes a cada um desses procedimentos, não representando o processo de interação real que ocorre nas fundações. Casos de monitoramento de estaca hélice contínua em condições reais de carregamento, na obra, não foram observados na bibliografia técnica.

A metodologia utilizada para a instrumentação das estacas mostrou que o uso de *telltale* para medida de deslocamentos em pontos localizados e em profundidades diferentes em condições reais de campo é possível e envolve baixos custos. No entanto, a instalação dos medidores de deformação não foi bem-sucedida, provavelmente consequência do manuseio durante a instalação e penetração de água no transdutor. O comprimento dos dutos de isolamento dos *telltale* também deve ser montado/fabricado com cuidado, pois a instrumentação em grande profundidade gera danos nas emendas e conseqüentemente o entupimento por penetração da massa cimentícia do concreto das estacas.

Das análises realizadas foi possível observar como se desenvolvem os mecanismos de transferência de carga durante a construção da obra. Para isso foi fundamental um programa de ensaios especial para determinação das propriedades do concreto das estacas, além do monitoramento dos recalques. Destaca-se que foi

observado que a estimativa das propriedades de resistência e deformabilidade do concreto das estacas hélice contínua é fundamental para se estimar o comportamento de interação sol-estaca. Nesse caso foi observado que o modo de elasticidade é consideravelmente menor que o esperado, considerando os níveis de resistência observados para o concreto utilizado nas estacas. Além disso, foi observado que o concreto extraído das estacas HCM registrou elevadas absorção e porosidade, resultantes do processo de execução e cura desse tipo de estaca.

O monitoramento dos recalques, que está sendo realizado paralelamente à presente pesquisa, também se mostrou um instrumento fundamental para a interpretação dos mecanismos de transferência de carga solo-estaca.

A partir dos dados da instrumentação conclui-se que a posição relativa da estaca na obra é um dos principais condicionantes de comportamento, sendo que as estacas de periferia apresentaram comportamento significativamente distinto das estacas mais centralizadas.

Os resultados obtidos são comparados com previsões a partir da teoria da elasticidade e resultados de ensaios dinâmicos - PDA. Foi possível observar significativas diferenças entre os níveis e distribuição de tensões entre os resultados obtidos e as previsões a partir da teoria da elasticidade e ensaios dinâmicos. Sobretudo, notou-se que há maior mobilização de atrito lateral nas camadas superiores do que se prevê e que essa distribuição de tensões é fortemente influenciada pela estratigrafia.

Especialmente, verificou-se que a presença de camada de solo mole interferiu significativamente na interação solo-estaca. Nesse caso, o processo de transferência de carga gerado pelo grupo de estacas da obra pode ter gerados níveis de tensões e deformações no maciço que provocaram o desconfinamento da base da camada de areia mais superior. Deste modo, o comportamento observado, que indica o deslocamento acentuado de trechos intermediários e ponta das estacas de periferia, pode ser explicado pelo desenvolvimento de atrito negativo.

Conclui-se finalmente que a interação solo-estaca observada através da instrumentação do caso de obra permitiu definir com sucesso os mecanismos de transferência de carga das estacas. Principalmente, pode-se dizer que os

mecanismos de interação solo-estaca observados são complexos e dependem de fatores de difícil controle, sendo necessários outros casos de obra monitoradas para melhor compreensão de tais mecanismos.

Além disso, recomenda-se para trabalhos futuros, a modelagem numérica desse caso de obra, com o propósito de verificar possibilidades de deformação relativa do maciço e verificar a veracidade do surgimento de atrito negativo. É importante também, desenvolver pesquisas para permitir o aprimoramento de técnicas de instrumentação de estacas em profundidade, preferencialmente com transdutores de baixo custo, para se permitir o monitoramento mais frequente em casos reais de obra. Finalmente, sugere-se o aprofundamento em estudos sobre as propriedades do concreto de estacas hélice contínua, tendo em vista que previsões a partir de controle tecnológicos podem ser substancialmente diferentes da condição real.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980). Carga para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). Estacas - Prova de Carga Estática - Método de Ensaio. NBR 12131.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos. NBR 5739.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). Projeto e Execução de Fundações. NBR 6122.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015). Concreto – Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova. NBR 5738.
- Albuquerque, P. J. R. (2001), Estacas escavadas, hélice-contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Doutorado, Escola Politécnica, USP. São Paulo. 272f
- Alledi, C. T. D. B. (2004), Comportamento à compressão de estacas hélice contínua, instrumentadas, em solos sedimentares. Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo, Brasil.
- Alledi, C. T. D. B. (2013), Transferência de Carga de Estacas Hélice Contínua Instrumentadas e Executada no Distrito Federal. Doutorado, PPGE/UFV, Viçosa, Minas Gerais.
- Alledi, C. T. D. B. (2014), Provas de Carga em Estacas Hélice Contínua Monitoradas em Solos Sedimentares, COBRAMSEG, Goiânia, Goiás Ou Provas de carga em estacas hélice contínua monitoradas em solos sedimentares In: XIII Cong. Brasileiro de Mec. Solos e Engenharia Geotécnica, 2006, Curitiba. 2006. v.2, p.1067 – 1072.
- Almeida Neto, J. A. (2002) Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 174p.
- Almeida Neto, J.A. (2002) Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 174p.
- Alonso, U. R. (1996), Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T. In: Seminário De Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3., São Paulo.
- Antunes, W.; Tarozzo, H. (1998). Estacas hélice contínua. In: HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 9, p. 345 - 348.
- Aoki, N. (1984). Previsão da curva carga-recalque. Palestra proferida na escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, 1984.

- Aoki, N. e Velloso, D. A. (1975), Um Método Aproximado para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas. Em 5<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. v.1, p.367-376.
- Araújo, G. S. (2008). Análise da Capacidade de Carga de Estaca Hélice Contínua em Função do Torque, da Pressão de Injeção de Concreto e Parâmetros do. Monografia de Projeto Final em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 74 p.
- Barros, R. A. (2005) Previsão e Controle de Recalques Durante a Construção de Edifícios. Dissertação de mestrado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF, 118 p., Campos dos Goytacazes, Brasil.
- Bastos, J. P. A. (2005). Electromagnetic Modeling by Finite Element Methods. Florianopolis: Marcel Dekker, Inc.
- Berezantev, V. G. (1961), Load bearing capacity and deformation of piled foundations. Proc. 5th ICSMFE, Paris, v.2, p.11-12.
- Bishop, R. F.; Hill, P.; Mott, N.F. (1945). The theory of indentation and hardness tests. Proc. Physics Society, 1945. V.57, p.147.
- Bowles, J. E. (1996), Foundation analysis and design. The McGrawHill Companies. Inc., New York.
- Brebbia, C. A. (1978). Weight residual classification of approximate methods. Applied Mathematical Modelling, vol. 2, n. 3, p. 160-164.
- Brons, K. F.; Kool, A. F. (1988) Methods to improve the quality of auger piles. In: International Geotechnical Seminar On Deep Foundations On Bored And Auger Piles, 1, Ghent-Belgium. Proceedings... Rotterdam: A.A. Balkema, p. 269-272.
- Burland, J. B.; Burbidge, M. C. Settlement of foundations on sand and gravel. Proceedings of the ICE, part 1, v.78, p.1325-1371, 1985.
- Caputo, A. N. et al. (1997) Estaca hélice contínua: projeto, execução e controle. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS). São Paulo: Núcleo Regional de São Paulo.
- Clayton, C. R. I. Discussion on "The settlement of foundations on granular soils by Burland and Burbidge (1986)". Proceedings of the ICE, Part1, v. 80, p. 1630-1633, 1986.
- Costa, W. L. (1981). Revisão e análise crítica comparativa entre os diversos métodos de determinação da capacidade de suporte. Goiânia, Ed. Da Universidade Federal de Goiás, 276p, Coleção Teses Universitárias, 17.
- Coyle, H. M. e Reese, L. C. (1966). "Load Transfer of Axially Loaded Piles in Clay," JSMFD, ASCE, vol. 92, SM 2, March, pp. 1-26.
- Davis, E. H. e Poulos, H. G. (1968), The use of elastic theory for settlement prediction under three-dimensional conditions. Géotechnique. v.18, n.1, p.67-91.
- Décourt, L. (1996). Análise e projeto de fundações profundas. FUNDAÇÕES: teoria e prática. São Paulo: Pini.
- Décourt, L. e Quaresma, A. R. (1978), Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. Em 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, v.1, p.45-53.

- Di Marzo, G. R. (2010). Aplicação do método dos elementos finitos na análise de tensões induzidas em cabos umbilicais. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia de Energia e Automação Elétrica. Escola Politécnica da USP.
- Ferreira, M. S. (2017). Estacas geotérmicas: uso de energia sustentável e resposta termomecânica sob variação de temperatura. Dissertação de mestrado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil.
- Gusmão, A. D.; Gusmão Filho, J. A. (1994a). Avaliação da Influência da Interação Solo-Estrutura em Edificações. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Paraná.
- Hall, L. (2003). Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23, nº 5, pp. 403-413.
- Huebner, K. H. (1976) *The Finite Element Method for Engineers*. Nova Iorque: John Wiley & Sons.
- Lima Júnior, E. T. (2006). Formulação do método dos elementos de contorno para análise de cascas abatidas. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Matos Filho, R. F. e Paiva, J. B. (2007), Análise da interação estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com o método dos elementos de contorno. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v.9, n.40, p.59-80.
- Meyerhof, G. G. (1951), The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, *Geotechnique*, vol. 2, no. 4, pp. 301-331.
- Mindlin, R. D. (1936), Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Journal of Applied Physics*, v.7, n.5, p.195-202.
- Modulus Engenharia (2015). Ensaio de carregamento dinâmico. Relatório 354-15.
- Monteiro, P. F. (1997), Capacidade de carga de estacas – Método Aoki e Velloso. Rio de Janeiro: Relatório Interno de Estacas Franki Ltda
- PDI Engenharia (2014). Ensaio de carregamento dinâmico (PDA) – Estacas tipo hélice contínua. Relatório 022/2014.
- Penna, A. S. D. et al. (1999) A estaca hélice-contínua: a experiência atual. São Paulo: ABMS/ABEF/IE.
- Pérez, N. B. M. (2014). Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP. Dissertação de Mestrado. Faculdade Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp. Campinas, SP.
- Poulos, H. G., e Davis, E. H. (1980), *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons, New York.
- Prellwitz, M. (2015) Monitoramento de recalques por fotogrametria usando o princípio dos vasos comunicantes. Dissertação de mestrado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil.
- Prellwitz, M. (2016). Aplicação de monitoramento de recalque para estimativa de parâmetro de interação solo-estrutura. Proposta de Tese de Doutorado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil.

- Prellwitz, M; Maia, P. C. (2017). Análise de um caso de obra de monitoramento de recalque por fotogrametria. II Congresso Fluminense de Pós-Graduação. Campos dos Goytacazes, Brasil.
- Randolph, M. F. e Wroth, C. P. (1978), Analysis of deformation of vertically loaded piles. Journal of the Geotechnical Engineering Division. v.104, n.GT12, p.1465-1488.
- Savaris, G. (2008), Monitoração de Recalques de um Edifício e Avaliação da Interação Solo-Estrutura. Mestrado, Laboratório de Engenharia Civil – UENF, Campos dos Goytacazes, Brasil.
- Schnaid, F. Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2 ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2012.
- Schnaid, F., 2012, Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª Edição. São Paulo, Oficina de textos, 189 p.
- Segerlind, L. J. (1976). Applied Finite Element Analysis. Nova Iorque: John Wiley & Sons.
- Silva, C. M. (2014), Transferência de Carga em Estaca Tipo Hélice Contínua Instrumentadas em Profundidade, COBRAMSEG, Goiânia, Goiás.
- Skempton, A. W. (1951). The bearing capacity of clays. Building Research Congress, v.1, p.180-190.
- Skempton, A. W.; Yassin, A. A.; Gibson, R. E. (1953) – “Théorie de la force portante des pieux dans le sable”. Annales de L’Institut du Bâtiment et des Travaux Publics, n.ºs 63-64, pp. 285-290.
- Stroud, M. A. The standard penetration test - its application and interpretation. In: Geotech. Conf. On Penetration Testing In The Uk, Birmingham. Proceedings... London: Thomas Telford, 1989.
- Terzaghi, K. (1943), Theoretical Soil Mechanics, John Wiley e Sons, New York.
- Vera-Tudela, C. A. R; Bulcão, A. (2012). Fundamentos e aplicações do método dos elementos de contorno. Revista de Ciências Exatas, RJ, EDUR, v. 27/31, n.1, jan / jun, p. 111-126, 2012.
- Vésic, A. S. (1975a), "Principles of Pile Foundation Design," Soil Mechanics Series No. 38, School of Engineering, Duke University, Durham, NC.
- Vésic, A. S. Ultimate loads and settlements of deep foundations. In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATIONS. Proceedings... Duke University, pág 63-68, 1973.
- Wutzow, W. W. (2003). Formulação do método dos elementos de contorno para análise de chapas com enrijecedores. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos.