



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

FELIPE MANTOVANI

**AVALIAÇÃO DE ESTACAS ESCAVADAS COM
ANOMALIAS POR MEIO DE PROVAS DE CARGA
ESTÁTICAS E ENSAIOS DE INTEGRIDADE DE
BAIXA DEFORMAÇÃO**

CAMPINAS
2019

FELIPE MANTOVANI

**AVALIAÇÃO DE ESTACAS ESCAVADAS COM
ANOMALIAS POR MEIO DE PROVAS DE CARGA
ESTÁTICAS E ENSAIOS DE INTEGRIDADE DE
BAIXA DEFORMAÇÃO**

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

Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

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

ASSINATURA DO ORIENTADOR(A)

CAMPINAS

2019

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

M319a Mantovani, Felipe, 1984-
Avaliação de estacas escavadas com anomalias por meio de provas de carga estáticas e ensaios de integridade de baixa deformação / Felipe Mantovani. – Campinas, SP : [s.n.], 2019.

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

1. Estacas de concreto. 2. Integridade estrutural. 3. Prova de carga. 4. Propagação de ondas. I. Albuquerque, Paulo José Rocha de, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Evaluation of anomalies in drilled piles through static load tests and low strain integrity tests

Palavras-chave em inglês:

Concrete piles
Structural integrity
Static load test
Wave propagation

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Paulo José Rocha de Albuquerque [Orientador]
David de Carvalho
Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi

Data de defesa: 28-11-2019

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

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

- ORCID do autor: <https://orcid.org/0000-0002-4131-8408>

- Currículo Lattes do autor: <http://lattes.cnpq.br/6550759795616300>

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

**AVALIAÇÃO DE ESTACAS ESCAVADAS COM ANOMALIAS
POR MEIO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS E
ENSAIOS DE INTEGRIDADE DE BAIXA DEFORMAÇÃO**

Felipe Mantovani

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque
Presidente e Orientador/Unicamp

Prof. Dr. David de Carvalho
Unicamp

Profa. Dra. Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi
IFES

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

Campinas, 28 de novembro de 2019

DEDICATÓRIA

Para Stella e Tom,
com amor.

AGRADECIMENTOS

À Stella, minha melhor amiga e esposa, obrigado por todo o cuidado, pelos anos de incentivo e por me ensinar a ser uma pessoa melhor.

Ao meu filho Tom, que nasceu e cresceu junto com essa dissertação, por ser um baterista fantástico, um grande imitador de corujas e inventor de palavras perfeitas.

Ao meu pai Ismael, meu grande amigo, por apresentar-me à Geotecnia e pelo trabalho pesado durante os ensaios. À minha mãe Rita, meu modelo de dedicação à docência, pelos chás ayurvédicos. À minha irmã Marília, meu exemplo de coragem, ao Dan e meus sobrinhos Sebastian, Samuel e Oliver, agradeço por estarem sempre próximos, mesmo morando longe. Aos meus tios Osmar e Bruna por serem modelos de comprometimento e autenticidade. Aos meus avós, em especial à vó Nena, que me ensinou sobre o poder da dedicação. Aos meus sogros Adilson e Marilsa, pais e profissionais muito acima da média, por me acolherem como filho.

Ao professor Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, orientador dessa dissertação, pelos anos de ensinamentos desde a graduação, pela confiança, paciência e amizade.

Ao professor David de Carvalho pelas contribuições durante o exame de qualificação e pelo tempo dedicado às análises dessa dissertação.

Ao engenheiro Reynaldo Luiz de Rosa pela coleta de dados com o equipamento PIT e suporte na interpretação dos reflectogramas.

Ao professor José Maria de Camargo Barros pela participação no exame de qualificação e por todas as sugestões ao texto.

Aos colegas da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp, Yuri, Luis e Danilo que me ajudaram com a execução das provas de carga estáticas.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos e Estradas "Luiz Eduardo Meyer": José Benedito Cipriano, Reinaldo Leite e Anderson Silvestre da Luz pelos conhecimentos transmitidos e pelo auxílio para montagem das provas de carga.

À Mantovani e Mori, Construtora Franco Penteado e Universidade São Francisco pelo inestimável suporte para que eu pudesse concluir essa etapa.

Aos engenheiros da Pile Dynamics, Inc. pela atenção durante minha visita à empresa e pelo material disponibilizado para elaboração desta dissertação.

À Unicamp, por todos esses anos de aprendizado.

Torna-te aquilo que és.
(Friedrich Nietzsche)

RESUMO

Defeitos construtivos em estacas escavadas são frequentes e podem comprometer o uso e segurança de edificações. A moldagem desses elementos envolve processos subterrâneos de difícil inspeção. A investigação de uma estaca ao longo de sua profundidade pode ocorrer após sua moldagem, através de ensaios como o ensaio de integridade de baixa deformação, que considera as leituras do tempo de propagação de uma onda acústica através do elemento.

Para este trabalho foram executados oito elementos em concreto com variações de material e dimensões de seção transversal para se avaliar os efeitos gerados em resultados de ensaios de integridade de baixa deformação pelas anomalias, pela ocorrência de atrito lateral e pela presença ou não de armadura. Os ensaios foram executados com os equipamentos PIT da fabricante PDI e PET da fabricante Piletest. Foram executadas também quatro estacas escavadas (uma íntegra e outras três com variações de material e dimensões de seção transversal) para aplicação de ensaios de integridade de baixa deformação e provas de carga estáticas com a finalidade de se determinar cargas de ruptura e a influência de anomalias.

O subsolo do Campo Experimental é constituído por solo coluvionar de diabásio sendo formado por argila siltosa porosa, não saturada e laterítica. Constatou-se correspondência satisfatória entre os reflectogramas registrados por ambos os equipamentos e com os perfis conhecidos de elementos e estacas. Foi observado aumento na velocidade de propagação da onda de tensão com o tempo de cura do concreto. As velocidades de onda foram maiores em elementos não armados e não houve reflexão de sinal em finais de trechos armados e não armados. As cargas de ruptura obtidas nas provas de carga estáticas apresentaram-se superiores às cargas de ruptura estimadas pelos métodos semiempíricos. A laterização do solo e sucção matricial podem ter contribuído para o ganho de resistência.

Palavras-chave: estacas de concreto, integridade estrutural, prova de carga, propagação de ondas

ABSTRACT

Constructive defects in bored piles are frequent and can risk the use and safety of buildings. The molding of these elements involves underground processes that are difficult to inspect. The investigation of a pile along its depth can occur after its molding, through tests such as the low deformation integrity test, which considers the readings of the propagation time of an acoustic wave through the element.

For this work, eight concrete elements were performed with material and cross-sectional dimension variations to evaluate the effects generated in results of low deformation integrity tests due to anomalies, due to the occurrence of lateral friction and due to the presence or absence of reinforcement. The tests were performed with the equipments PIT manufactured by PDI and PET manufactured by Piletest. Four bored piles (one intact and the other three with variations in material and cross-sectional dimensions) were also carried out for the application of low deformation integrity tests and static load tests in order to determine breaking loads and the influence of anomalies.

The subsoil of the Experimental Field consists of colluvial diabase soil formed by porous, unsaturated and lateritic silty clay. A satisfactory correspondence was found between the reflectograms recorded by both equipment and with the known profiles of elements and piles. An increase in the propagation speed of the stress wave was observed along the concrete curing time. The wave speeds were higher in non-reinforced elements and there was no signal reflection at the end of reinforce and non-reinforced sections. The rupture loads obtained in the static load tests were higher than the ultimate loads estimated by semiempirical methods. Soil laterization and suction may have contributed to the resistance gain.

Keyword: concrete piles, structural integrity, static load test, wave propagation

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Estacas de madeira em Londres com 6.000 anos (a) e Paris em 1905 (b) (AMIR, 2017).....	24
Figura 2 Condições que requerem o uso de fundações por estacas (Adaptado de VESIC, 1977).....	25
Figura 3 Exemplos de imperfeições geológicas (POULOS, 2005)	28
Figura 4 Caracterização incorreta do subsolo (Adaptado de POULOS, 2005)	29
Figura 5 Problemas em estacas relacionados a técnicas construtivas (Adaptado de POULOS, 2005).....	29
Figura 6. Performance mostrada pela contagem de pulsos da bomba (a) e pelo medidor de vazão magnético (b) em uma mesma estaca, à mesmas profundidades (LIKINS, 2015).....	33
Figura 7. Pile installation recorder (PIR) (" https://www.pile.com/ ", [acessado em 14/10/2018.])	34
Figura 8. Caliper mecânico (a) e SoniCaliper (b) (" http://www.sonicaliper.com/ ", [acessado em 14/10/2018]).....	35
Figura 9. Perfil da estaca estimado pelo Caliper Log (a) Seção transversal prevista vs seção transversal real a 33,52 m de profundidade pelo Caliper Log (b) (" http://www.sonicaliper.com/ ", [acessado em 14/10/2018.]).....	36
Figura 10. Equipamento SHAPE conectado à haste (a) e perfil resultante (b)	37
Figura 11. Componentes do equipamento SID (MOGHADDAM; HANNIGAN; ANDERSON, 2018).....	37
Figura 12. Imagem obtida pelo SID após injeção de ar comprimido (MOGHADDAM; HANNIGAN; ANDERSON, 2018)	38
Figura 13. Shaft Quantitative Inspection Device.....	39
Figura 14. Resultados do teste SQUID	39
Figura 15. Determinação da espessura da camada de detritos	40
Figura 16. Equipamentos baseados no método sônico. (a) PET, (b) PIT, (c) SIT e (d) TDR2	43
Figura 17. Princípio do ensaio sônico.....	47
Figura 18. Convenção de sinais para ondas de compressão geradas (Adaptado de PDI, 2017).....	47
Figura 19. Convenção de sinais para ondas refletidas (Adaptado de PDI, 2017)	48
Figura 20. Registros de ensaio de baixa deformação. (a) estaca sem anomalia (b) estaca com anomalia indicada pela seta (LIKINS; ROBINSON; G. PISCSALKO, 2012)	48
Figura 21. Perfil da estaca com defeito (LIKINS; ROBINSON; G. PISCSALKO, 2012)	49
Figura 22. Sinais obtidos pelo software PIT-W Pro (LIANG; BEIM, 2008)	51
Figura 23. Modalidades do TIP – Sonda térmica (a) e fiação térmica (b)	52
Figura 24. Raio da estaca vs profundidade estimada e perfil 3D (SELLOUNTOU; ALVAREZ, 2013).....	53
Figura 25. Distribuição teórica da temperatura ao longo da seção transversal de uma estaca com 3,3 m de diâmetro (MULLINS; LIKINS; BEIM, 2012).....	54
Figura 26. Cross Hole Analyzer (PDI) e Cross Hole Ultrasonic Monitor (Piletest)	55
Figura 27. Princípio do Ensaio Cross Hole (a) e boletim de estaca íntegra (b) (Adaptado de NIEDERLEITHINGER; AMIR; HÜBNER, 2010).	55
Figura 28. Diagrama esquemático do sistema PileInspect (PILEINSPECT, 2016).....	58
Figura 29. Diagrama esquemático para uma barra submetida a uma força P	59

Figura 30. Reflectograma típico para diferentes perfis (adaptado de PILETEST.COM LIMITED, [s.d.].....	62
Figura 31. Limitações do ensaio (adaptado de PILETEST.COM LIMITED, [s.d.]	64
Figura 32. Localização do Campo Experimental no Campus.....	65
Figura 33. Mapa geológico simplificado do município de Campinas (SENNA; KAZZUO, 2010).....	67
Figura 34. Locação das sondagens e do poço no Campo Experimental	69
Figura 35. Perfil geológico com parâmetros médios do solo (GARCIA, 2015).....	70
Figura 36. Valores de sucção em função da profundidade (GON, 2011).....	71
Figura 37. Média mensal da precipitação acumulada, em milímetros, em comparação à média de precipitação acumulada registrada no período de 1990 a 2018 (“ https://www.cpa.unicamp.br/graficos ”, [acessado em 03/11/2019.].....	72
Figura 38. Disposição das estacas escavadas ensaiadas	73
Figura 39. Descrição das estacas com anomalias	74
Figura 40. Cilindro oco para simulação de defeito em estaca utilizado por Freitas Neto (2013)	75
Figura 41. Posicionamento do macaco hidráulico e chapa metálica	76
Figura 42. Detalhamento das estacas de reação	77
Figura 43. Detalhes de travamento de porca (a) e emenda entre tirantes (b) (DYWIDAG, 2019).....	77
Figura 44. Sistema de aquisição de dados HBM (a), célula de carga para 500 kN (b) e LVDT (c).....	78
Figura 45. Interface do software Catman Easy durante PCE	79
Figura 46. Equipamentos e montagem da PCE	79
Figura 47. Esquema final de montagem da prova de carga estática	80
Figura 48. Preparo da cabeça da estaca.....	81
Figura 49. Concretagem dos elementos 1, 2 e 3 (a) e concretagem do elemento 4 com argila (b)	83
Figura 50. Vista em planta dos elementos moldados	84
Figura 51. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1 aos 3 dias.....	86
Figura 52. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1A aos 3 dias	87
Figura 53. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2 aos 3 dias.....	87
Figura 54. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2A aos 3 dias	87
Figura 55. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3 aos 3 dias.....	87
Figura 56. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3A aos 3 dias	88
Figura 57. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4 aos 3 dias.....	88
Figura 58. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4A aos 3 dias	88
Figura 59. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5 aos 3 dias.....	88
Figura 60. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5A aos 3 dias	89
Figura 61. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6 aos 3 dias.....	89
Figura 62. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6A aos 3 dias	89
Figura 63. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7 aos 3 dias.....	89
Figura 64. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7A aos 3 dias	90
Figura 65. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8 aos 3 dias.....	90
Figura 66. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8A aos 3 dias	90
Figura 67. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1 aos 7 dias.....	91
Figura 68. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1A aos 7 dias	92

[illegible]

Figura 115. Influência do tempo de cura do concreto na velocidade de propagação de onda nos elementos armados	105
Figura 116. Influência do tempo de cura do concreto na velocidade de propagação de onda nos elementos não armados	106
Figura 117. Velocidades médias de onda em elementos armados e não armados.....	107
Figura 118. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca E01 com idade superior a 28 dias	108
Figura 119. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca ED02 com idade superior a 28 dias	108
Figura 120. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca ED03 com idade superior a 28 dias	108
Figura 121. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca ED04 com idade superior a 28 dias	109
Figura 122. Reflectograma para ED2 com velocidade padrão para o grupo de estacas	109
Figura 123. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1 com 28 dias.....	110
Figura 124. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca E01 com idade superior a 28 dias	110
Figura 125. Exemplo da NBR 6122:2019 para cálculo da ruptura convencional	112
Figura 126. Domínios de ponta e atrito no gráfico de Rigidez (<i>PEREIRA; KORMANN; PASSINI, 2016</i>)	113
Figura 127. Curvas carga vs recalque para as provas de carga nas estacas E1, ED2, ED3 e ED4.....	114
Figura 128. Curva carga versus recalque com ruptura convencionada para estaca E1	115
Figura 129. Gráfico de rigidez –estaca E1	116
Figura 130. Curva carga versus recalque com ruptura convencionada para estaca ED2 ..	117
Figura 131. Gráfico de rigidez – estaca ED02.....	117
Figura 132. Fuste da estaca ED02 após escavação (a) e conferência do diâmetro (b).....	118
Figura 133. Fuste da estaca ED02 após escavação (a) e aspecto da anomalia após escavação (b)	119
Figura 134. Remoção manual da areia na região da anomalia (a) e aspecto após remoção (b)	119
Figura 135. Curva carga versus recalque com ruptura convencionada para estaca ED3 ..	120
Figura 136. Gráfico de rigidez – estaca ED03.....	121
Figura 137. Curva carga versus recalque com ruptura convencionada para estaca ED4 ..	122
Figura 138. Gráfico de rigidez – estaca ED04.....	123
Figura 139. Cargas de ruptura calculadas e obtidas por diferentes métodos	124
Figura 140. Relação entre a carga de ruptura calculada pela média dos métodos semiempíricos e a obtida da prova de carga estática	125

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Principais normas de ensaios de integridade	45
Tabela 2. Ensaios de integridade mais comuns (adaptado de PISCSALKO; HANNIGAN, 2018).....	57
Tabela 3. Parâmetros do solo (adaptado de GON, 2011)	68
Tabela 4. Teores de umidade durante a realização das provas de carga.....	71
Tabela 5. Resultados dos ensaios de compressão simples nas seções defeituosas (adaptado de FREITAS NETO, 2013)	75
Tabela 6. Velocidades de propagação de onda nos elementos armados em m/s	105
Tabela 7. Velocidades de propagação de onda nos elementos não armados em m/s	106
Tabela 8. Carga de ruptura das estacas ensaiadas	111
Tabela 9. Cargas de ruptura obtidas em cada análise	123

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABENDI: Associação Brasileira de Ensaios Não Destrutivos.
ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
AS: Australian Standards
ASTM: American Society for Testing Materials.
C: coesão do solo
c: velocidade de onda (compressão e/ou tração) no aço (SPT).
CSL: Crosshole Sonic Logging
CPT: Cone Penetration Test ou Cone Mecânico.
CV: coeficiente de variação.
DGGT: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik
E: módulo de elasticidade do concreto.
E_c: Estaca
ED: Estaca com defeito
EMBRAPA: Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
φ: diâmetro da estaca.
FEC: Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp.
GPa: gigapascal
JGJ: Chinese Industry Standards.
kN: quilonewton
kPa: quilopascal
LST: Low Strain Testing
LVDT: Linear Variable Differential Transformer ou Transformador Diferencial Variável Linear
MPa: megapascal
N_{SPT}: índice de resistência à penetração através do ensaio SPT.
NBR: Norma Brasileira (elaborada e distribuída pela ABNT).
NFP: Norme Française
PDA: Pile Dynamic Analyser (PDI).
PDI: Pile Dynamics Incorporation.
PET: Pile Echo Tester
PIT: Pile Integrity Test
PIR-a: Pile Instalation Recoder
qc: tensão de resistência de ponta obtido no ensaio de cone (CPT ou CPTU).
Qrup: carga de ruptura física da estaca
ρ: massa específica do concreto.
R²: Coeficiente de determinação
R: Estaca de reação
Rult: Ruptura física da estaca
SHAPE: Shaft área profile evaluator.
SID: Shaft Inspection Device
SPT: Standard Penetration Test.
SPT-T: Standard Penetration Test com medição de Torque.
SQUID: Shaft Quantitative Inspection Device
T_{max} – torque máximo
UNICAMP: Universidade Estadual de Campinas
w: teor de umidade do solo.
w_{média}: teor de umidade médio do solo

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1. Justificativa	21
1.2. Objetivo Geral	21
1.3. Objetivos Específicos.....	22
2. REVISÃO DA LITERATURA	23
2.1 Fundações profundas	23
2.1.1 Fundações por estacas	23
2.1.2 Estacas escavadas de pequeno diâmetro com trado mecanizado	25
2.2 Defeitos em estacas	27
2.2.1 Tipos de defeitos.....	27
2.2.1.1 Problemas envolvendo o comportamento do solo	30
2.2.1.2 Problemas envolvendo os mecanismos de interação solo-estrutura	30
2.2.1.3 Problemas envolvendo o desconhecimento do comportamento real das fundações.....	31
2.2.1.4 Problemas envolvendo a estrutura da fundação	31
2.2.2 Prevenção de defeitos	32
2.2.2.1 Registrador de Instalação de Estacas.....	33
2.2.2.2 Inspeção de escavação.....	35
2.2.2.3 Minidispositivo para Inspeção de Escavações (Miniature Shaft Inspection Device - Mini-SID)	37
2.2.2.4 Quantitative Inspection Device (SQUID)	38
2.2.3 Detecção de defeitos	40
2.2.3.1 Métodos não intrusivos.....	41
A. Ensaio de Integridade de Baixa Deformação (LST – Low Strain Testing)	41
B. Método da Resposta Transiente	50
2.2.3.2 Métodos intrusivos	51
A. Método de perfilagem térmica.....	51
B. Método Cross-hole (CSL - Cross-hole Sonic Logging).....	54
C. Gama-Gama Logging	56
D. Visão geral dos principais ensaios de integridade	56
2.2.3.3 Projeto PileInspect.....	57
2.3 Propagação de ondas acústicas em estacas.....	58
2.3.1 Equação da onda	59
2.4.1 Avaliação final do elemento.....	62
2.4.2 Limitações do Ensaio de Integridade de Baixa Deformação	63
3 CAMPO EXPERIMENTAL	65

3.1 Localização	65
3.2 Aspectos geológicos locais	65
3.3 Aspectos geotécnicos.....	68
3.4 Estacas escavadas com anomalias	72
3.4.1 Estacas ensaiadas e estacas de reação	72
3.4.2 Caracterização do concreto.....	75
3.4.3 Montagem da prova de carga	76
3.4.4 Preparo das estacas	80
3.4.5 Procedimento para execução da Prova de Carga Estática	81
3.5 Elementos de concreto	82
3.5.1 Características e moldagem	82
3.5.2 Ensaio de integridade de baixa deformação.....	85
3.5.4 Equipamentos utilizados	85
4 RESULTADOS E ANÁLISES	86
4.1 Elementos de concreto.....	86
4.1.1 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade 3 dias	86
4.1.2 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade 7 dias	91
4.1.3 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade 14 dias	96
4.1.4 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade 28 dias	100
4.1.5 Velocidades de propagação de onda.....	104
4.2 Estacas escavadas	107
4.2.1 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade superior a 28 dias	108
4.2.1.1 Influência do atrito lateral no ensaio de integridade de baixa deformação .	110
4.2.2 Provas de Carga Estáticas	111
4.2.2.1 Cargas de ruptura através de métodos semiempíricos	111
4.2.2.2 Cargas de ruptura	112
4.2.2.3 Curvas carga vs. recalque - E1, ED2, ED3 e ED4	113
4.2.2.4 Estaca E1	114
4.2.2.5 Estaca ED2.....	116
4.2.2.6 Estaca ED3.....	120
4.2.2.7 Estaca ED4.....	121
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	126
5.1 CONCLUSÕES	126
5.1.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS – PIT E PET	126
5.1.2 VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS	126
5.1.3 INFLUÊNCIA DO ATRITO LATERAL	127
5.1.4 LIMITAÇÕES DO ENSAIO DE INTEGRIDADE DE BAIXA DEFORMAÇÃO	127

5.1.5 INFLUÊNCIA DAS ANOMALIAS NAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS	127
5.1.5.1 ESTACA E1.....	128
5.1.5.2 ESTACA ED2.....	128
5.1.5.3 ESTACA ED3.....	128
5.1.5.4 ESTACA ED4.....	128
5.1.6 FATORES QUE PODEM INFLUENCIAR O ATRITO LATERAL	129
5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	129
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131

1. INTRODUÇÃO

O comportamento a longo prazo de uma fundação é resultado da necessidade do conhecimento dos mecanismos de transmissão de cargas ao solo e pode ser afetado por inúmeros fatores como conhecimento adequado do terreno, procedimentos executivos, até eventos pós implantação (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

De maneira geral, quando ocorrem problemas nas fundações, eventuais reparos tem um custo elevado, visto que demandam soluções complexas, de grande responsabilidade e que podem gerar alterações temporárias na dinâmica de uso da edificação. A ocorrência de patologias nas fundações podem também dar origem a danos arquitetônicos, estéticos, estruturais e funcionais causando desconforto, transtornos, prejuízos financeiros e colocando, até mesmo, vidas em risco (FREITAS NETO, 2013).

Estacas escavadas são usadas de forma extensiva por seu baixo custo e alta produtividade, tendo como uma de suas características a moldagem in loco. O processo executivo consiste na retirada do solo em um diâmetro previsto em projeto até certa profundidade também pré-determinada, para posterior preenchimento com concreto. A concretagem pode ocorrer de baixo para cima e simultaneamente à retirada do solo (exemplos: estacas hélice contínua e raiz) ou certo tempo depois, após remoção do material e abertura total do furo (exemplo: estaca escavada a seco). O método executivo produz variados graus de redução de confinamento, portanto, com redução de rigidez e da resistência do solo (COSTA BRANCO, 2006).

A garantia de integridade de fuste desses elementos é fundamental sob o ponto de vista da boa engenharia à medida em que existe, atualmente, um aumento das tensões características de projeto, conduzindo a elementos individuais com cargas mais elevadas que as anteriormente adotadas (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008) demandando assim, maior atenção aos elementos estruturais construídos e seus respectivos desempenhos. A responsabilidade e a repercussão da falha de uma estaca é pois, diferenciada atualmente, se comparada à situação de grupos de estacas em que a falha de um elemento individual não provoca, necessariamente, o colapso do bloco.

Apesar dos inúmeros métodos de dimensionamento e previsão de comportamento de fundações por estacas, seu desempenho está intimamente atrelado a cuidados tomados durante a execução e instalação. O controle de qualidade deve abranger dois aspectos: a integridade da estaca que reflete na resistência como elemento estrutural e a capacidade de carga do sistema solo-estaca. O primeiro aspecto pode ser avaliado por meio de métodos desenvolvidos a partir dos princípios de propagação de ondas (Ensaio de integridade de baixa deformação) e o segundo através de provas de carga estáticas e dinâmicas (FREITAS NETO, 2013). Inúmeros são os casos em que a integridade de fuste do elemento é comprometida por interferência de um ou mais fatores, comprometendo também o desempenho do sistema de fundações projetado.

A evolução no desenvolvimento de equipamentos construtivos de fundações e de materiais resultou no aumento da capacidade de carga dos elementos individuais, fazendo com que, em grande número de casos, seja utilizada uma única estaca para cargas elevadas, ao contrário da solução clássica de bloco sobre várias estacas para essa condição.

O ensaio de prova de carga estática é considerado a ferramenta mais confiável para a previsão de performance de longo prazo de uma estaca (RAUSCHE, 2018). Não obstante, o uso em grande escala de provas de carga estáticas e a investigação individual através de escavação de patologias em elementos enterrados é dispendioso em termos financeiros. Dessa forma, equipamentos que produzem informações a respeito da integridade desses elementos a partir da análise do comportamento de ondas ao percorrerem os mesmos, podem ser de grande valia para investigação e detecção de anomalias com custo reduzido e maior produtividade.

O ensaio de integridade em estacas ou ensaio de integridade de baixa deformação (Low Strain Integrity Test) é um ensaio não destrutivo e que tem se mostrado uma ferramenta valiosa na avaliação do comprimento e da integridade de estacas (MORGANO, 1996).

A crescente demanda do mercado brasileiro vem acompanhada de críticas da comunidade geotécnica e de dúvidas sobre a real eficácia dessa metodologia e sua aplicação para cada tipo de estaca. A ausência de norma técnica regulamentadora do ensaio no Brasil também gera questões relativas à padronização do ensaio e

interpretação de resultados nem sempre conclusivos, por limitação da própria tecnologia (BEIM; BUNGENSTAB, 2014).

Buscou-se neste estudo analisar os resultados obtidos através de ensaios de integridade de estacas e contribuir para uma melhor compreensão das informações obtidas por meio desses. Beim e Burgenstab (2014) já afirmavam que o compartilhamento de experiências de ensaios de diferentes casos de obra é certamente de grande valia para gerar discussões sobre a melhor aplicação e aproveitamento da técnica.

1.1. Justificativa

A elevada heterogeneidade do solo e a complexidade para previsão de seu comportamento podem resultar em patologias nas fundações e, por consequência, na edificação em si. A busca por soluções após a ocorrência do problema é igualmente complexa e, em geral, altamente onerosa.

De acordo com Milititsky; Consoli; Schnaid (2008), o conhecimento dos possíveis problemas permite uma atuação mais qualificada dos envolvidos nas etapas de investigação, projeto, contratação, fornecimento de materiais, execução e fiscalização do trabalho. Este estudo tem como justificativa ampliar o conhecimento sobre alguns dos possíveis problemas em uma fundação profunda do tipo estaca e seus efeitos geotécnicos e estruturais avaliados através de provas de carga estáticas e ensaios de integridade de baixa deformação.

1.2. Objetivo Geral

O presente trabalho apresenta resultados relativos a duas frentes de pesquisa. A primeira frente é composta por elementos de concreto moldados em fôrmas horizontais e sobre o terreno no Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – FEC da Unicamp, nos quais foram realizados ensaios de integridade de baixa deformação, de forma bilateral e com dois equipamentos diferentes. São eles o PIT® (Pile Integrity Tester) da fabricante PDI e o PET® (Pile Echo Tester) da fabricante Piletest.

O objetivo desta frente é testar se os resultados obtidos através de ensaios de integridade são compatíveis com os perfis moldados e avaliar se o atrito lateral influencia consideravelmente o ensaio. A compatibilidade dos resultados obtidos será

verificada a partir da comparação com os resultados teóricos esperados em termos de formato dos sinais obtidos, velocidades de propagação de ondas e outros aspectos.

A segunda frente é composta por quatro estacas escavadas com diâmetro de 30 cm e comprimento de 5 m sendo uma das estacas íntegra e as outras três com variações previamente definidas e executadas na seção transversal. As quatro estacas foram submetidas a prova de carga estática rápida e a ensaios de integridade de baixa deformação com o objetivo de se analisar como cada anomalia poderia impactar as cargas de ruptura das estacas e como seriam identificadas pelos ensaios de integridade.

1.3. Objetivos Específicos

- a. Verificar se há concordância entre os resultados obtidos por meio dos diferentes equipamentos;
- b. Avaliar se a armadura de reforço causa reflexão de sinal e/ou influência significativa na velocidade de propagação de onda;
- c. Verificar se há influência do atrito lateral nos reflectogramas através da comparação com os reflectogramas das estacas escavadas;
- d. Verificar se as anomalias das estacas reduzem sua carga de ruptura estrutural;
- e. Analisar se as cargas de ruptura obtidas pelas provas de carga são compatíveis com as cargas de ruptura calculadas através dos métodos semiempíricos.

2. REVISÃO DA LITERATURA

A fundação é elemento determinante na boa funcionalidade de uma estrutura e sua avaliação de desempenho, não configura uma tarefa trivial. A segurança de obras geotécnicas sofre grande influência do processo executivo, sendo o controle de qualidade na execução fundamental para o processo de transferência de cargas ao solo (CUNHA; CARVALHO; SILVA, 2002).

As falhas de execução constituem o segundo maior responsável pelos problemas de comportamento das fundações. Problemas estes que podem advir de uma campanha de investigação geotécnica insuficiente ou inadequada, de erros de projeto e definição dos elementos, da ausência ou inadequação de materiais e procedimentos para execução através de equipamentos adequados e profissionais experientes além de supervisão e controle construtivo rigorosos (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

2.1 Fundações profundas

A norma brasileira de fundações NBR 6122/2019 - Projeto e Execução de Fundações define como fundação profunda um elemento de fundação que transmite a carga ao terreno por sua base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Sob essa classificação incluem-se as estacas, tubulões e caixões. Estes últimos, diferindo dos tubulões por serem prismáticos e os tubulões, cilíndricos.

2.1.1 Fundações por estacas

A presença de solo pouco resistente ou compressível pode inviabilizar a utilização de fundações rasas. Além disso, a existência de cargas muito elevadas também pode dificultar a obtenção de um coeficiente de segurança adequado através de fundações rasas (PÉREZ, 2014).

Nesses casos, a utilização de estacas como elementos de fundação, ou seja, com a finalidade de transmitir cargas a camadas mais competentes do subsolo, constitui uma solução mais apropriada. O uso de estacas como elementos de fundação remonta à pré-história com a construção de palafitas. Essas consistiam em

habitações compostas por troncos construídas em áreas alagadiças, a certa altura do nível d'água a fim de se evitar que as mesmas fossem carregadas pela correnteza de rios. Não obstante, até o final do século 19 o projeto de fundações em estacas foi baseado inteiramente na experiência, ou mesmo na divina providência (POULOS; DAVIS, 1980).

Tecnologias modernas de datação detectaram estacas de madeira recentemente descobertas em Londres com mais de 6.000 anos e ainda razoavelmente íntegras (Figura 1a) e cravação manual de estaca de madeira em uma cidade desenvolvida como Paris no século 20 (Figura 1b) (AMIR, 2017).



a



b

Figura 1. Estacas de madeira em Londres com 6.000 anos (a) e Paris em 1905 (b) (AMIR, 2017)

A norma brasileira de fundações NBR 6122:2019 define estacas como elementos de fundação profunda executados inteiramente por equipamentos ou ferramentas sem que, em qualquer fase da execução, haja descida de pessoas. Podem ser constituídos de madeira, aço, concreto pré-moldado ou moldado in loco ou uma combinação desses materiais.

Trata-se de elementos esbeltos, ou seja, com seção transversal em geral com dimensão muito inferior se comparado a seu comprimento, instalados no solo por perfuração ou cravação. Apesar do custo, uma fundação profunda pode ser necessária para conferir a segurança requerida a determinadas estruturas.

Algumas das condições que podem requerer fundações por estacas (VESIC, 1977):

- Quando uma ou mais camadas superiores do solo são altamente compressíveis, as estacas são utilizadas para transmitir a carga para a rocha

são subjacente ou camada inferior mais resistente (Figura 2a). As estacas podem dissipar a carga também apenas por atrito lateral, no caso de ausência de camada competente ou rocha na ponta (Figura 2b);

- Estruturas submetidas a esforços de vento e momentos que geram tração nas fundações (Figura 2c);
- Estruturas de contenção, fundações de estruturas de contenção, estruturas altas submetidas a ventos fortes ou forças de um terremoto. Nesse caso, as fundações trabalham a flexão, submetidas a forças horizontais (Figura 2d e Figura 2e);
- Locais sujeitos a erosão e perda de capacidade de carga superficial como cabeceiras de pontes (Figura 2f).
- Uso de estacas em áreas vizinhas a locais com previsão de escavação para transferir as cargas para um nível abaixo da futura escavação (Figura 2g);
- Fundações em solos expansivos e colapsíveis (com aumento e redução de volume respectivamente). Nesses casos, fundações por estacas que se estendem além da zona ativa, onde ocorre expansão ou redução de volume, podem ser uma alternativa (Figura 2h);

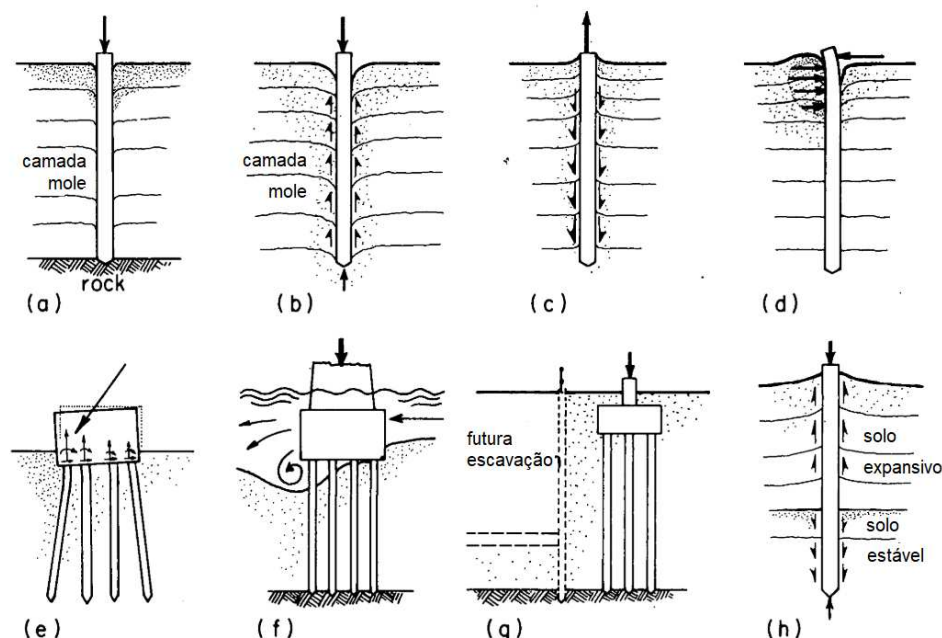


Figura 2 Condições que requerem o uso de fundações por estacas (Adaptado de VESIC, 1977)

2.1.2 Estacas escavadas de pequeno diâmetro com trado mecanizado

São chamadas estacas escavadas aquelas em que o procedimento executivo se dá com a retirada de solo podendo haver necessidade ou não de sistemas de

estabilização das paredes do furo. Em solos com alguma porcentagem de finos e, portanto, existência de coesão, a escavação sem elementos de suporte pode ser viável. Já em solos arenosos ou abaixo do nível d'água, faz-se necessária a utilização de camisas metálicas ou preenchimento da escavação com fluídos estabilizantes ao longo do processo executivo a fim de se evitar o desmoronamento das paredes da cava.

Trata-se do tipo mais econômico de estaca escavada, sem a necessidade de qualquer revestimento, porém só deve ser utilizada em solos razoavelmente coesos e firmes, acima do nível freático. Dentre as vantagens desse tipo de estaca cita-se a ausência de vibração, baixo custo, facilidade de obtenção das dimensões de projeto e alta produtividade. Como desvantagens, menciona-se a impossibilidade de limpeza total de ponta, remoldamento e desconfinamento do solo ao longo de toda a escavação. A produtividade diária é estimada em 120 metros lineares (COSTA BRANCO, 2006).

A remoção de solo quando da execução das estacas pode causar descompressão no terreno em maior ou menor grau em função dos tipos de solo existentes e do tipo de estaca escavada executada, sendo menor para estacas escavadas Hélice Contínua (FLEMING et al., 2009). Essa descompressão se dá por um deslocamento negativo do solo, ou seja, para dentro da perfuração. Nesse caso, esse deslocamento desfavorece a capacidade de carga do elemento, ao contrário do que ocorre com as estacas de deslocamento. Além disso, depósitos de solo no fundo da perfuração impedem o contato da estaca com o terreno natural reduzindo sua resistência de ponta. Outro fator com influência na resistência de ponta de uma estaca escavada é o efeito de êmbolo (sucção) causado pela subida rápida do trado (COSTA BRANCO, 2006).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define essas estacas como escavadas por trado espiral em subsolo que se mantenha estável sem necessidade de revestimentos ou fluídos estabilizantes com profundidade limitada ao nível do lençol freático. A perfuração é executada com trado curto acoplado a uma haste até a profundidade especificada em projeto podendo, ao final, ocorrer apiloamento com soquete caso especificado em projeto para posterior concretagem que deve ser executada no mesmo dia da perfuração.

O procedimento executivo envolve o posicionamento do trado no eixo da estaca e início da perfuração através de processo rotativo. Prossegue-se com a descida do trado, escavação, subida com o solo entre as pás do trado e descarga na superfície com rotação rápida do trado. A remoção deste solo solto deve ser executada de forma constante por um auxiliar, com enxada (COSTA BRANCO, 2006). Simultaneamente à escavação, o operador pode verificar as características do material escavado com o esperado a partir das sondagens executadas.

A concretagem é feita através de funil com comprimento mínimo de 1,5 m para orientar o fluxo de concreto e evitar o carreamento de solo para o interior da estaca. A inserção de armadura em função de esforços de tração e compressão pode ocorrer antes ou após a concretagem.

2.2 Defeitos em estacas

A moldagem de estacas escavadas competentes é uma das mais difíceis tarefas de um engenheiro civil. Tendo em vista que seu processo construtivo acontece em um ambiente subterrâneo e hostil e é invisível, é razoável se esperar um certo percentual de estacas com falhas. (AMIR, 2017).

2.2.1 Tipos de defeitos

Os aspectos que podem impactar na performance de uma fundação em estacas podem ter causas diversas sendo elas naturais (inerentes à própria complexidade do perfil geológico), provenientes de investigação inadequada do subsolo, de construção, provenientes de provas de carga em estacas e do carregamento durante a vida útil (POULOS, 2005).

Imperfeições de origem natural provém de processos geológicos ocorridos no subsolo e que deram origem ao atual perfil, muitas vezes, não horizontal, não contínuo, com alterações de rocha ou intrusões de rocha dispersas pelo subsolo, com leito rochoso inclinado, camadas inferiores mais moles e menos competentes (Figura 3).

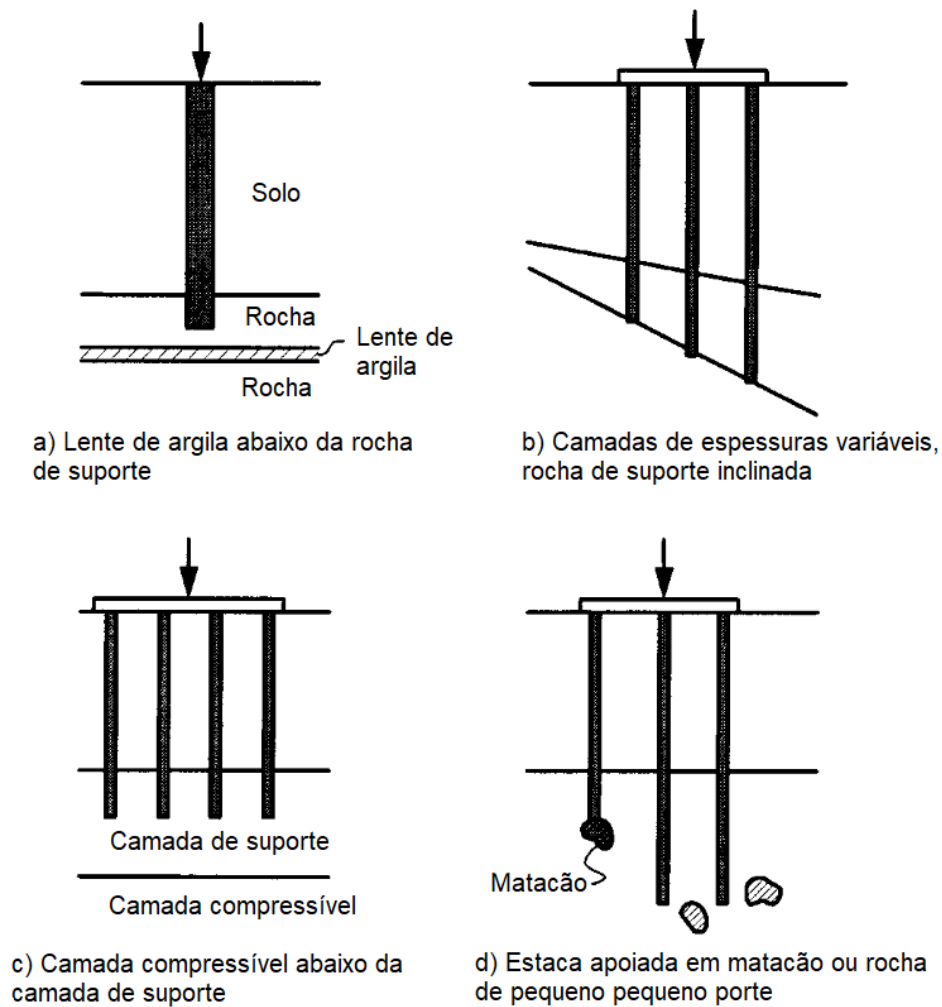


Figura 3 Exemplos de imperfeições geológicas (POULOS, 2005)

Em geral relacionadas à heterogeneidade do subsolo, investigações geotécnicas inadequadas relacionam-se com uma quantidade insuficiente de testes ou com profundidade insuficiente dos testes executados para identificação de variações estratigráficas do subsolo e de parâmetros geotécnicos relevantes. A Figura 4 ilustra uma caracterização incorreta do subsolo.

Problemas construtivos podem ser oriundos de controle de qualidade durante a execução e erros em procedimentos executivos. Podem incluir ponta com solo amolgado por má limpeza após execução, problemas de variação de seção transversal de estacas moldadas in loco ao longo do fuste, contaminação do concreto entre outros (Figura 5).

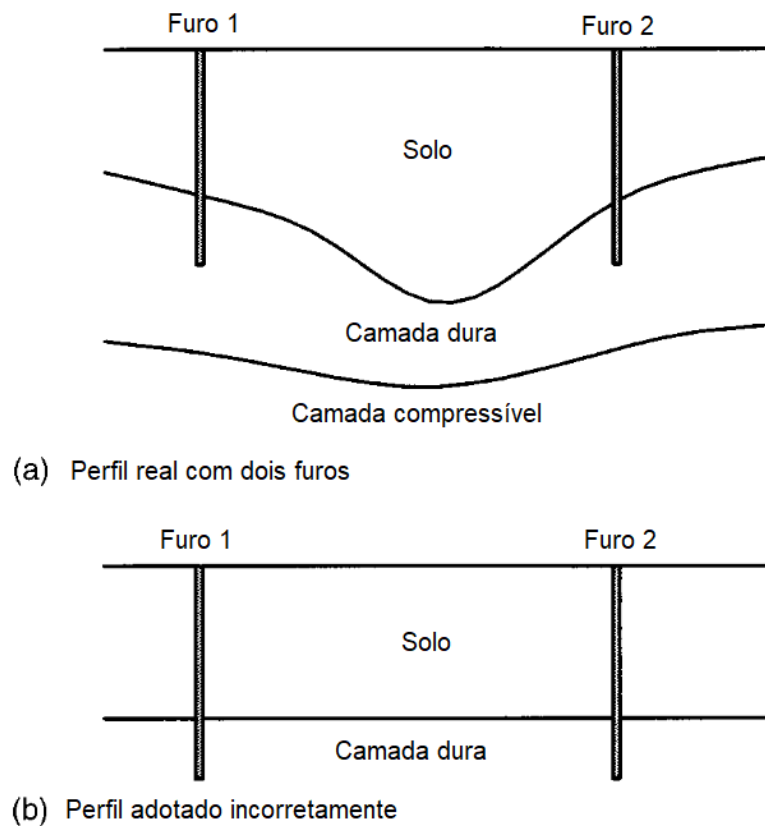


Figura 4 Caracterização incorreta do subsolo (Adaptado de POULOS, 2005)

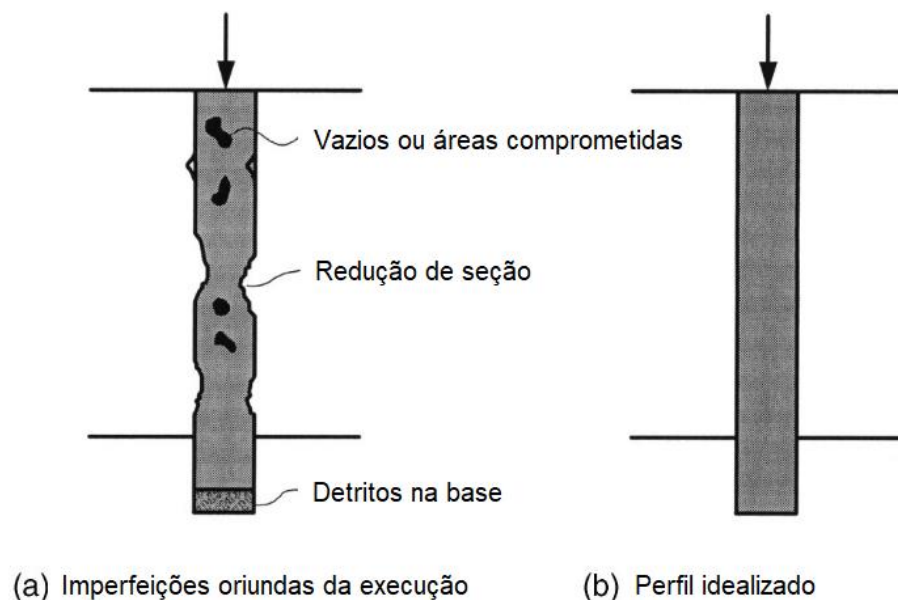


Figura 5 Problemas em estacas relacionados a técnicas construtivas (Adaptado de POULOS, 2005)

MILITITSKY et al. (2008) destacam os seguintes tipos de problemas que podem ocorrer ao longo da vida útil de uma fundação desse tipo:

2.2.1.1 Problemas envolvendo o comportamento do solo

- Relacionados estritamente à análise do material que interage com o sistema de fundações. Podem ocorrer por superestimativa do comportamento do subsolo, sem a adequada caracterização de todas as situações representativas do mesmo como a localização de camadas menos resistentes ou compressíveis e presença de lençol de água;
- Utilização de correlações empíricas ou semiempíricas inadequadas à situação em questão (estimativa de tensões admissíveis por ensaios SPT para grandes áreas carregadas ou pela extrapolação da correlação para material distinto);
- Erros na estimativa das propriedades de comportamento do solo pela extrapolação indevida para além da faixa de ocorrência da correlação (extrapolação da penetração em ensaios SPT em rochas alteradas com $N_{SPT} > 100$ golpes para estimativa de tensão admissível em fundação profunda);
- Relacionados ao uso de correlações inadequadas como análise de resultados de SPT ou CPT para obtenção de propriedades de compressibilidade do material;
- Adoção de fundações inadequadas ante aspectos específicos do solo (por exemplo fundações diretas em solo colapsíveis);

2.2.1.2 Problemas envolvendo os mecanismos de interação solo-estrutura

- Sobreposição de tensões em fundações próximas sem consideração de efeito de redução de eficiência;
- Estimativa de tensões ante resultados de ensaios de placa extrapoladas para grandes áreas carregadas com comportamento distinto do caso real;
- Advindos da inobservância do fenômeno de atrito negativo em fundações profundas;
- Existência de aterro assimétrico sobre camadas compressíveis provocando o aparecimento de solicitações horizontais nos elementos de fundação;
- Ausência de travamento em duas direções no topo de estacas isoladas;
- Ausência de verificação de flambagem em estacas muito esbeltas em solos moles.

2.2.1.3 Problemas envolvendo o desconhecimento do comportamento real das fundações

- Utilização de sistemas diferentes de fundações na mesma estrutura por diferenças de cargas ou variação de profundidades das camadas resistentes do subsolo resultando em recalques diferenciais e danos na estrutura;
- Falta de análise da influência de novos elementos de reforço de fundações profundas com problemas;

2.2.1.4 Problemas envolvendo a estrutura da fundação

- Definição imprecisa ou ausência de definição das cargas atuantes nos elementos de fundação;
- Falta de atenção às etapas intermediárias de construção e os carregamentos e esforços nos elementos durante essas etapas;
- Erros no dimensionamento estrutural dos elementos de fundação como vigas de equilíbrio, estacas carregadas transversalmente, blocos de coroamento entre outros;
- Armaduras de estacas de concreto armado tracionadas, calculadas sem previsão de fissuração do concreto causando degradação da armadura;
- Ausência de verificação da estabilidade global da estrutura;
- Ausência de detalhamento estrutural adequado;
- Uso de armaduras exageradamente densas causando dificuldades construtivas;

Segundo Freitas Neto (2013), os defeitos de origem geotécnica ocorrem devido a projetos mal concebidos, falhas nos estudos geológico-geotécnicos e falhas de execução. Dentre eles, destacam-se os relacionados à obtenção de menor capacidade de carga real do que a prevista por ponta e atrito lateral na estaca. Esses, podem ser detectados através de provas de carga estática ou monitoramento dinâmico no caso de estacas cravadas. Falhas estruturais requerem ensaios específicos, chamados de ensaios de integridade.

As causas para defeitos estruturais em elementos de fundação moldados in loco são diversas e variam de métodos de execução complexos como os que demandam perfuração e concretagem sob lama, processos executivos inadequados,

má qualidade de concretagem ou do próprio concreto, condições de solo desfavoráveis entre outras causas. A impossibilidade de inspeção do elemento finalizado tem mobilizado pesquisadores e engenheiros ao desenvolvimento de métodos indiretos com essa finalidade.

De acordo com Likins (2015), os métodos para avaliar fundações em estacas há 50 anos eram limitados à inspeção durante execução e provas de carga estáticas. Essas últimas aplicadas a apenas uma pequena amostragem de estacas por restrições de tempo e orçamento.

Os defeitos estruturais podem afetar de forma diversa a capacidade de carga de uma estaca, em função de sua posição e magnitude. Dessa forma, a implementação de uma estratégia para controle de qualidade contra potenciais defeitos com medidas corretivas é muito importante especialmente para estacas únicas de grandes diâmetros dimensionadas para suportar grandes cargas (SELLOUNTOU; ALVAREZ, 2013).

2.2.2 Prevenção de defeitos

Tendo em vista não haver um perfeito monitoramento nos processos executivos das estacas escavadas, há possibilidade de defeitos acidentais. (MULLINS; LIKINS; BEIM, 2012). Segundo Mullins (2010), a execução nesses casos depende fortemente do emprego de boas práticas pelo executor, engenheiro ou responsável para a execução de um elemento de qualidade já que envolve normalmente processos de concretagem ocultos e que geram dúvidas quanto à qualidade do concreto e dimensões do elemento. Fazem-se necessários, portanto, equipamentos e técnicas visando a prevenção de patologias durante a execução.

A utilização de tecnologia digital em canteiros de obra proporciona uma análise rápida dos resultados do ensaio oferecendo uma ideia inicial de possíveis problemas e permitindo decisão rápida quanto à execução de novos ensaios ou redimensionamento de blocos de fundação (CUNHA, 2008). A relação seguinte reúne os testes de integridade mais comuns e reconhecidos e outros menos utilizados de acordo com Rausche, Alvarez e Linkins (2017).

2.2.2.1 Registrador de Instalação de Estacas

Equipamento que faz o monitoramento do volume de concreto bombeado durante a retirada do trado na execução de estacas tipo hélice contínua ou segmentada e estacas ômega. Esse controle permite a avaliação do andamento das fases de execução da estaca através de sensores instalados em pontos específicos (MUCHETI, 2008). O volume de concreto inserido é medido pela Lei de Faraday através de um medidor de vazão magnético e pode ser relacionado com a profundidade do trado (LIKINS, 2015).

Destaca-se a maior precisão dos medidores magnéticos de vazão em detrimento à simples contagem de pulsos da bomba e acompanhamento em tempo real pelo operador para a adoção de medidas corretivas caso seja detectado um volume de concreto bombeado abaixo dos limites requeridos (Figura 6). Em alguns países como EUA e Inglaterra, o medidor de vazão magnético é obrigatório tendo em vista que o medidor de pulsos da bomba provou-se impreciso e não confiável (PISCSALKO; LIKINS, 2003). Equipamentos de monitoramento automatizados (Automated Monitoring Equipment – AME) permitem a análise da execução de estacas perfuradas exibindo o volume concreto previsto versus concreto lançado em tempo real.

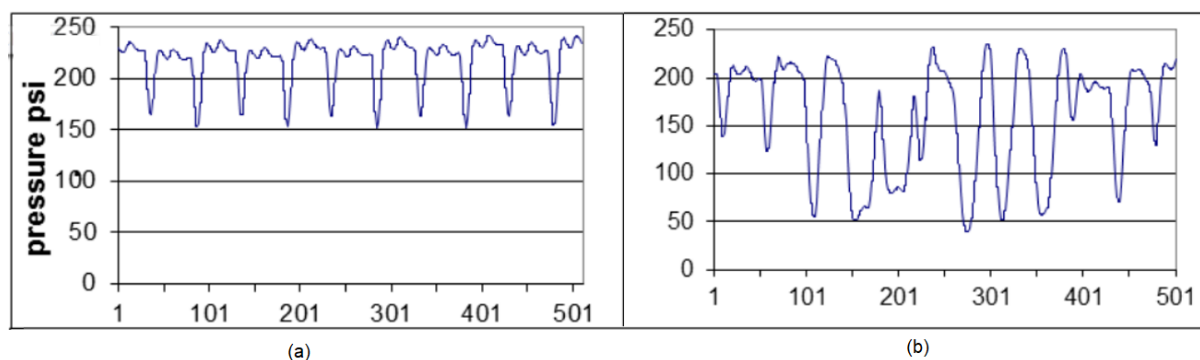


Figura 6. Performance mostrada pela contagem de pulsos da bomba (a) e pelo medidor de vazão magnético (b) em uma mesma estaca, à mesmas profundidades (LIKINS, 2015).

O equipamento consiste de uma unidade principal instalada na cabine de operação Figura 7, um dispositivo de medição de profundidade, um medidor de vazão magnético, um transdutor de pressão que fornece uma indicação do torque no trado e uma medição da rotação do eixo helicoidal sendo operado através de tela sensível ao toque da unidade principal (PILE DYNAMICS, 2012).

Os resultados podem ser impressos ou transferidos para um computador com análise através de software específico e geração de relatórios de instalação e produtividade, juntamente com gráficos de parâmetros-chave versus profundidade.



Figura 7. Pile installation recorder (PIR) ("<https://www.pile.com/>", [acessado em 14/10/2018.])

A velocidade de retirada do trado pode ser controlada com injeção de volume concreto sempre superior ao volume teórico calculado pelo diâmetro nominal da estaca para se evitar vazios na concretagem e reduções de seção estrutural da estaca. Estacas que apresentem registro de volume de concreto injetada inferior em algum ponto ao longo de seu comprimento pode reescavada enquanto o concreto ainda está fluido e concretada novamente (LIKINS, 2015).

Um dos sistemas mais adotados em equipamentos em uso no Brasil é da fabricante francesa Jean Lutz e chamado Taracord. Há também o Taralog, desenvolvido posteriormente pelo mesmo fabricante e diferindo apenas nas telas de apresentação. Os dados são apresentados durante a fase de perfuração com valores do torque, velocidade de rotação do trado, velocidade de penetração do trado, inclinação da torre e durante a fase de concretagem com fluxo e volume de concreto, pressão do concreto, consumo instantâneo e médio, perfil da estaca, controle de pressão na ponta do trado, desvio da estaca e velocidade de subida do trado através de sensores. Essas informações podem ser transferidas para um computador e impressas.

2.2.2.2 Inspeção de escavação

O formato ou perfil do furo pode ser medido após a escavação e antes da concretagem por meio da utilização do equipamento Caliper. Trata-se de um equipamento que fornece uma medição contínua do tamanho e da forma de um furo ao longo de sua profundidade. O instrumento pode conter braços mecânicos (Figura 8a) ou utilizar tecnologia ultrassom como o da fabricante Fugro Loadtest (Figura 8b).

Trata-se de uma forma também de controle de qualidade da lama em estacas escavadas com fluido estabilizante. Caso o equipamento não consiga determinar as paredes da perfuração devido aos particulados de lama, trata-se de uma informação útil de que algo encontra-se errado com as características da mesma (LIKINS, 2015).



Figura 8. Caliper mecânico (a) e SoniCaliper (b) ([“http://www.sonicaliper.com/”](http://www.sonicaliper.com/), [acessado em 14/10/2018])

Com isso, pode-se obter o diâmetro e desaprumo da perfuração para diferentes profundidades e o perfil final (Figura 9a e b) assumindo-se que não haverá alterações durante a concretagem. Equipamentos com boa resolução permitem uma boa estimativa do volume de concreto a ser utilizado.

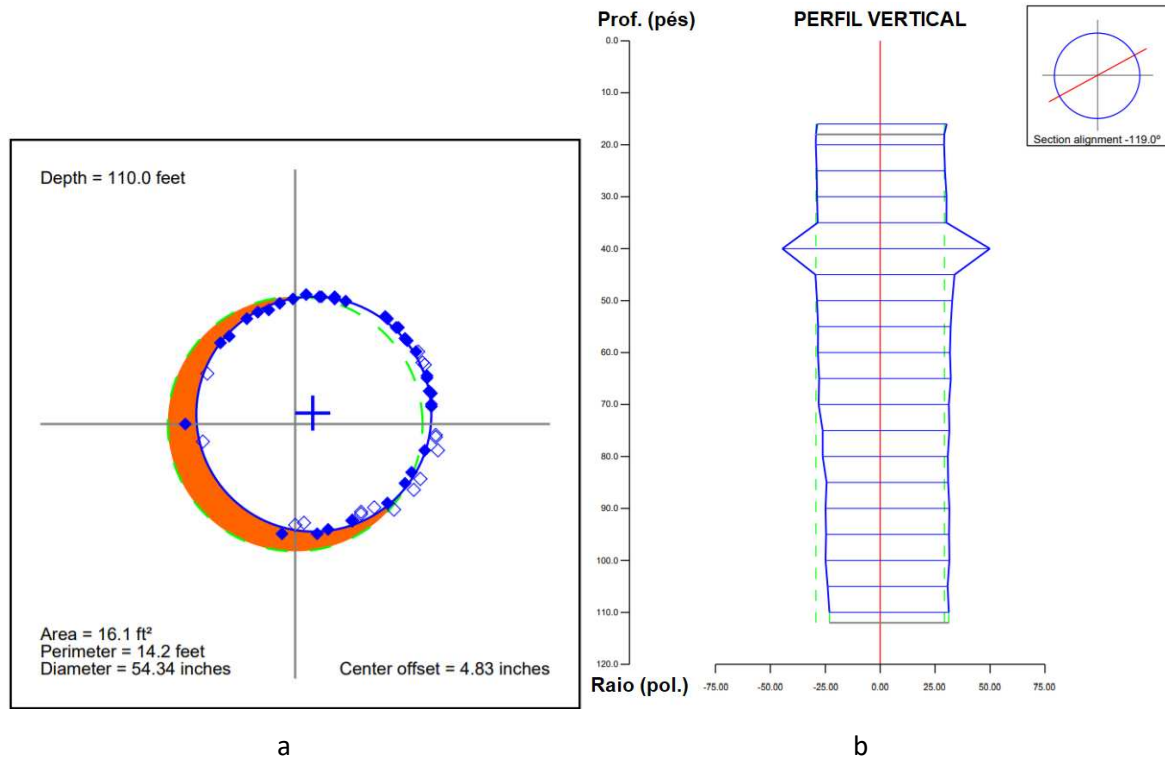


Figura 9. Perfil da estaca estimado pelo Caliper Log (a) Seção transversal prevista vs seção transversal real a 33,52 m de profundidade pelo Caliper Log (b) ("<http://www.sonicaliper.com/>", [acessado em 14/10/2018.])

Um segundo equipamento também utilizado para a avaliação do fuste escavado é o Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE) da fabricante Pile Dynamics (Figura 10). O equipamento permite uma melhor caracterização tridimensional do formato de estacas escavadas com fluído estabilizante, estacas tipo barrete e paredes diafragma assim como sua verticalidade antes do lançamento do concreto.

O equipamento pode ser acoplado à própria haste da perfuratriz para adquirir dados ao longo da profundidade da perfuração (Figura 10a). A taxa de aquisição de dados é de um escaneamento por segundo em cada canal, podendo variar o número de canais entre 4 e 8. Com isso, os dados são transferidos a um computador através de sistema sem fio para determinação de raio, volume e verticalidade do elemento (Figura 10b).

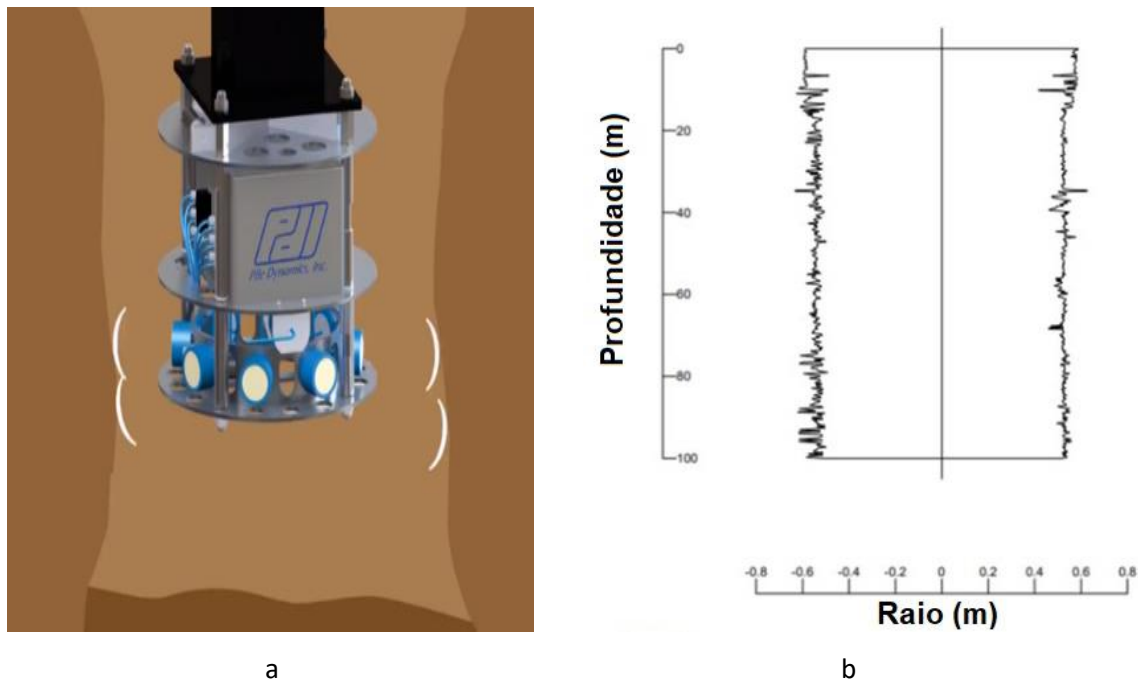


Figura 10. Equipamento SHAPE conectado à haste (a) e perfil resultante (b)

2.2.2.3 Minidispositivo para Inspeção de Escavações (Miniature Shaft Inspection Device - Mini-SID)

Dispositivo para verificação das condições do solo na ponta de estacas escavadas. Consiste em um sino de mergulho equipado com câmera de alta definição, saídas de ar comprimido e água, uma fonte de luz e calhas para análise de detritos localizadas no campo visual da câmera (Figura 11) (MOGHADDAM; HANNIGAN; ANDERSON, 2018).

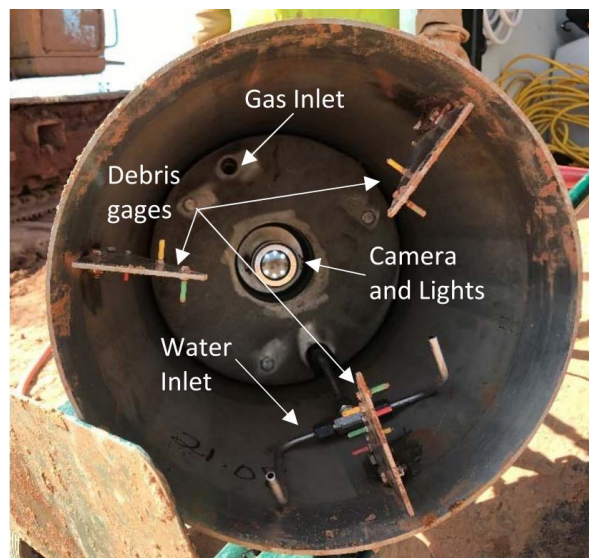


Figura 11. Componentes do equipamento SID (MOGHADDAM; HANNIGAN; ANDERSON, 2018)

O dispositivo é montado e posicionado sobre a perfuração e então inserido na mesma através de um guincho. Uma vez alcançado o fundo libera-se ar comprimido deslocando a lama e detritos para fora do sino. Caso as calhas estejam cobertas por detritos, libera-se água para limpeza. A imagem permite uma análise da espessura dos detritos de perfuração remanescentes sobre o fundo da mesma. Na Figura 12 observa-se as marcas do material remanescente no fundo da perfuração nas calhas laterais.

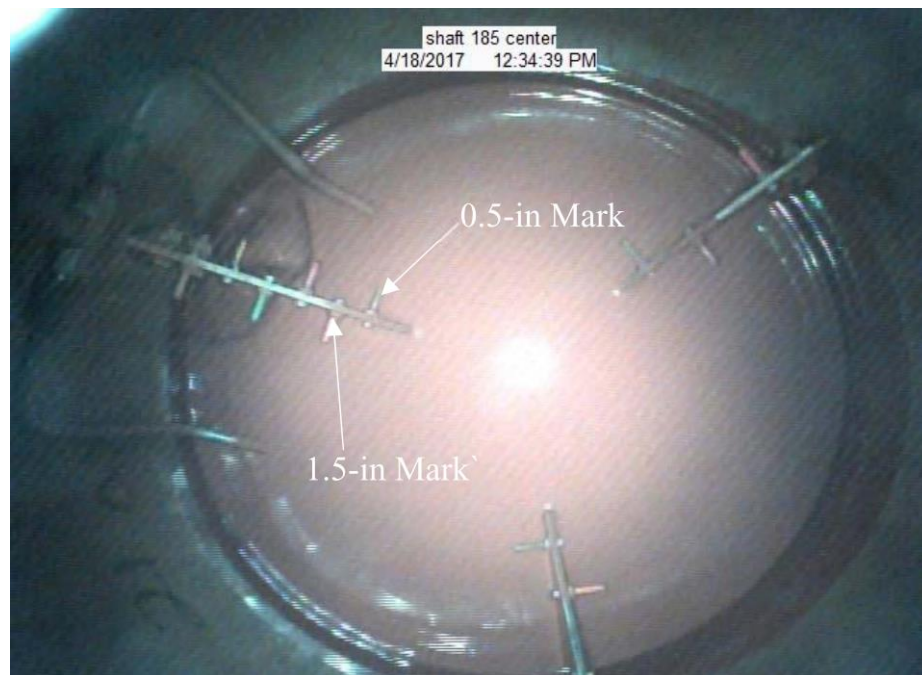


Figura 12. Imagem obtida pelo SID após injeção de ar comprimido (MOGHADDAM; HANNIGAN; ANDERSON, 2018)

2.2.2.4 Quantitative Inspection Device (SQUID)

Moghaddam et. al (2018) afirmam que o SQUID tem formato octogonal com diagonal máxima de 647 mm e altura de 635 mm. É composto por três penetrômetros e três placas para medidas simultâneas de força e deslocamento (Figura 13).

Os penetrômetros podem ter formato cônico ou plano com área média de seção transversal de 10 cm². A resistência à penetração é medida através de strain gages com capacidade máxima de 100 MPa. O procedimento também se dá com o posicionamento do equipamento sobre a perfuração, acoplado por exemplo, à haste do equipamento para execução das estacas. Atingido o fundo, a haste deve transferir força suficiente ao equipamento para a penetração dos penetrômetros nas camadas de detritos e de suporte e para o deslocamento das placas. Com isso, são medidas

as forças e deslocamentos com plotagem em tempo real no tablet SQUID (Figura 14) (MOGHADDAM; HANNIGAN; ANDERSON, 2018). Os componentes indicados pelos números 1 e 2 são, respectivamente, o transdutor de força e a placa para medição de deformação de solo solto.

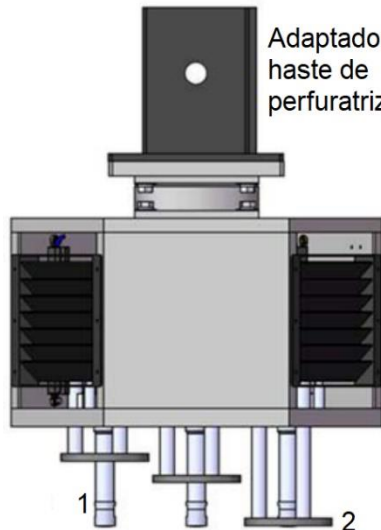


Figura 13. Shaft Quantitative Inspection Device

Confirmadas a limpeza de ponta e adequada resistência no penetrômetro, a estaca pode ser concretada e sua resistência de ponta adequadamente considerada na carga de projeto (RAUSCHE; ALVAREZ; LIKINS, 2017).

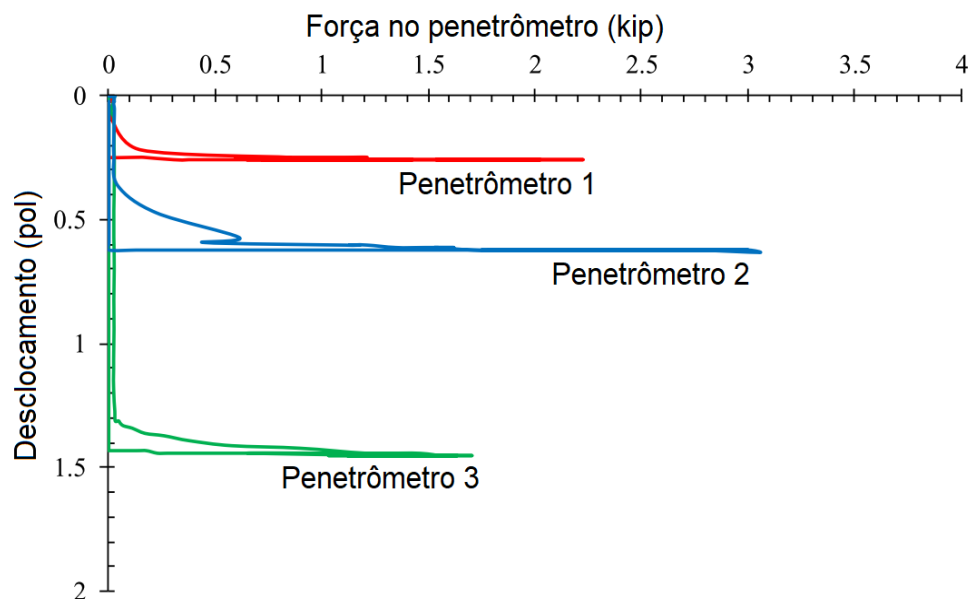


Figura 14. Resultados do teste SQUID

Segundo Moghaddam et. al, (2018), a interpretação do ensaio para caracterização das camadas abaixo do penetrômetro se dá pela teoria de Terzaghi para fundações circulares. Com isso, obtém-se intervalos de resistência à força do penetrômetro. Para camadas de detrito, as resistências mínima e máxima no penetrômetro são, respectivamente, de 0,089 e 704 kN. Acima desse intervalo, o material pode ser considerado solo natural ou rocha. Em contrapartida, para resistências abaixo de 0,089 kN, supõe-se material com peso específico abaixo de 24 kN/m³ e que será arrastado pelo concreto durante o processo de concretagem. A espessura da camada de detritos pode ser determinada através da plotagem de curvas força-deslocamento conforme a Figura 15.

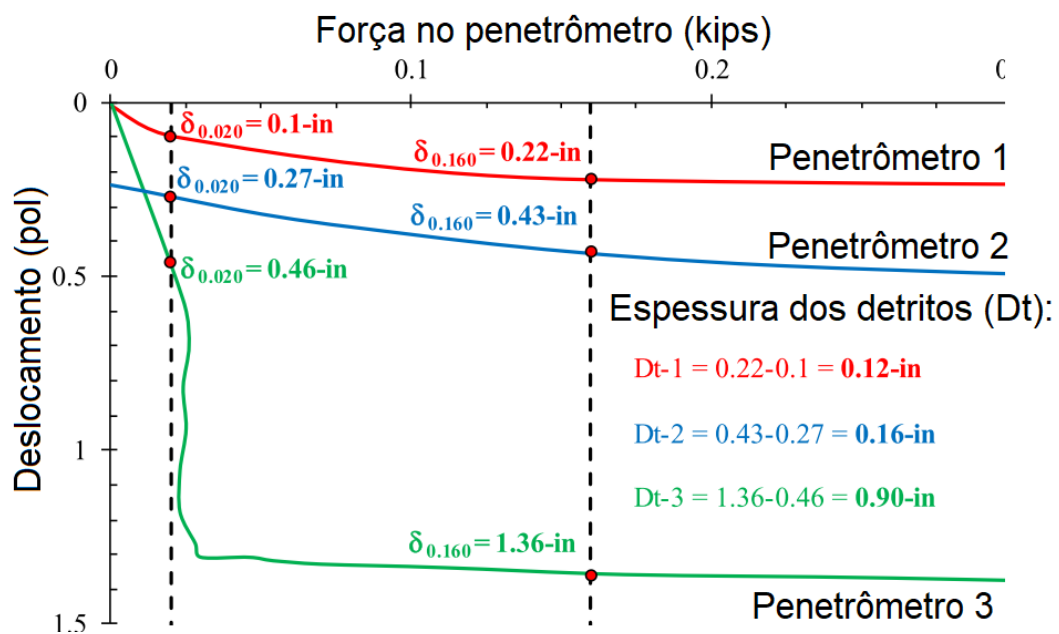


Figura 15. Determinação da espessura da camada de detritos

2.2.3 Detecção de defeitos

Os testes de integridade em estacas visam detectar zonas de seção transversal reduzida e/ou com material de propriedades inferiores. Inicialmente executados através de métodos diretos como escavação (limitada a poucos metros) ou extração de testemunhos, os métodos começaram a passar por inovações na década de 70 do século 20 com o surgimento dos métodos indiretos com gravadores eletrônicos analógicos e osciloscópios. A terceira geração de equipamentos veio durante a década de 90, quando computadores portáteis dotados de bom processamento de dados e transdutores de fácil conexão apareceram (AMIR, 2017).

A adequação de uma fundação envolve sua capacidade de carga geotécnica e resistência estrutural. O segundo aspecto, relacionado de forma direta com a suficiência de sua seção transversal e resistência do material da qual é composta.

A avaliação estrutural é essencial para a detecção de problemas estruturais antes da sequência executiva da estrutura (LIKINS, 2015). Se uma fraqueza é detectada, o reparo ou substituição pode ser executado com custo relativamente pequeno. A ausência de testes de integridade aumenta o risco de problemas não detectados e que podem onerar o empreendimento em uma magnitude muito maior que o custo inicial da investigação estrutural. Os testes de integridade têm, portanto, a função de encontrar defeitos, assegurar qualidade e reduzir riscos¹.

Amir (2017) divide os testes de integridade de estacas em intrusivos e não intrusivos sendo os últimos aqueles que fazem uso da teoria de propagação de onda unidimensional. Os primeiros preconizam a instalação de tubos internos à estaca durante a fase de construção e os últimos requerem apenas preparo do topo da estaca.

2.2.3.1 Métodos não intrusivos

A. Ensaio de Integridade de Baixa Deformação (LST – Low Strain Testing)

Tendo em vista que são apresentados neste trabalho resultados de ensaios de integridade de baixa deformação, há maior detalhamento deste tipo de ensaio. Além disso, o método sônico é o mais difundido para análise de integridade. Pode-se dizer, sem exagero, que o número de estacas testadas anualmente pelo método chega-se em milhões (AMIR; AMIR, 2008a).

- **Breve histórico**

As origens do método são derivadas das análises e técnicas dos ensaios de grandes deformações em estacas pré-moldadas e têm início com Paquet em 1968 com o Método da Resposta de Frequência em Estado Estacionário (também chamado pelo autor de “la méthode d`écho”).

Posicionando um vibrador eletrodinâmico sobre a cabeça da estaca com aplicação de força constante e frequência crescente, Paquet conseguiu detectar

¹ Fala do eng. sênior da empresa Pile Dynamics, Inc. Brent Robinson, Ph.D, P.E. durante o Webinar “Ensaio de integridade de baixa deformação”) em dezembro de 2017

descontinuidades na estaca. Os dados de velocidade na cabeça da estaca e força aplicadas eram obtidos para diversas frequências. Plotando-se a razão Mobilidade M (v/F) contra a frequência, a diferença (Δf) entre picos sucessivos (frequências ressonantes), indicavam a profundidade z da descontinuidade mais próxima da superfície (AMIR, 2017).

O teste, também conhecido por “low-strain Impulse-Echo” e “Sonic-Echo” era de difícil aplicação em campo devido à tecnologia disponível à época com um vibrador de grande porte e etapas preliminares elaboradas o que dificultou sua popularização. Apenas a partir de 1974 os equipamentos foram disponibilizados comercialmente na Europa e então nos EUA.

Com a disponibilização de transdutores de força compactos e a Transformada Rápida de Fourier, o método Impact Frequency Response propunha a substituição do vibrador por um martelo de mão instrumentado e um transdutor de força. Os dados de força e velocidade são transformados para o domínio da frequência e apresentados os dados de mobilidade contra frequência. O primeiro equipamento digital foi lançado em 1984 pela TNO na Holanda e em 1985 nos EUA (HERTLEIN; DAVIS, 2006).

Inicialmente desenvolvido para aplicação em estacas pré-moldadas, o método evoluiu para análise também de estacas moldadas in loco. Embora métodos não destrutivos para análise de integridade de estacas fossem já bastante disseminadas na Europa no início da década de 80, tornaram-se rotineiros nos EUA apenas no final da mesma década (CUNHA, 2008). Segundo Niyama (2003), os primeiros equipamentos para ensaio de integridade de baixa deformação foram trazidos ao Brasil pela empresa PDI e pelo IPT em 1994, iniciando-se a difusão da ferramenta.

- Principais equipamentos disponíveis

Dentre os fabricantes de equipamentos para ensaio de integridade sônico, os principais são a Pile Dynamics com o equipamento PIT (EUA), a Piletest com o equipamento PET (Israel), a Testconsult/CEBTP com o TRD2 (França), a Profound com o SIT e a TNO com o FPDS-7 (Holanda) (Figura 16a, 16b, 16c e 16d). O equipamento com maior penetração no mercado brasileiro é o da americana Pile Dynamics e seu primeiro modelo surgiu em 1989.



Figura 16. Equipamentos baseados no método sônico. (a) PET, (b) PIT, (c) SIT e (d) TDR2

- Objetivos do ensaio

O objetivo do ensaio é encontrar defeitos de grande magnitude, ou seja, que comprometam mais de 20% da seção ou as propriedades de resistência do material (informação verbal)². Uma vez que o concreto apresente resistência suficiente (em geral cerca de 7 dias), gera-se um impacto de baixa deformação na cabeça da estaca ensaiada através de um golpe de martelo. O tamanho do martelo afeta a amplitude do pulso sendo que o martelo menor (900 g) oferece maior sensibilidade a defeitos menores e com maior detalhamento. O martelo maior, por sua vez, oferece maior energia atingindo maiores profundidades.

Além de ser um ensaio bastante eficiente para detecção de anomalias em estacas de concreto, é também útil para confirmação do comprimento de estacas. Tendo em vista que os diagnósticos são baseados fortemente na comparação de

² Fala do eng. sênior da empresa Pile Dynamics, Inc. Brent Robinson, Ph.D, P.E. durante o Webinar “Ensaio de integridade de baixa deformação”) em dezembro de 2017

sinais obtidos, o ensaio deve ser realizado no maior percentual possível de estacas da obra (ABENDI, 2016). O ensaio de pequena deformação deve ser o primeiro teste de desempenho de uma fundação, cujos resultados nortearão a escolha das estacas a serem ensaiadas em atendimento ao item 9.2.2.1 da ABNT NBR 6122:2019. Apesar disso, o resultado de um ensaio de pequena deformação não deve ser utilizado como único critério para aceitação ou rejeição de uma estaca já que pode apontar problemas inexistentes ou inexpressivos como:

- Reflexões causadas pela mudança de camadas de solo com variações de resistência relativamente bruscas;
- Variações pequenas de impedância em decorrência do próprio processo executivo das estacas moldadas in loco;
- Presença de fissuras de retração por secagem do concreto.

Trata-se de um ensaio de baixo custo e cuja grande produtividade (segundo Linkins (2015), pode-se ensaiar mais de 50 estacas por dia) permite testar todas as estacas de uma obra. Outra vantagem do ensaio se dá no fato de não haver seleção prévia do elemento a ser ensaiado, fato que pode contaminar os reais processos executivos utilizados. O equipamento é pequeno e portátil, podendo ser utilizado em canteiros distantes e de difícil acesso.

Mesmo em casos onde não se obtenha com clareza a reflexão da ponta, o ensaio é útil para a inspeção de anomalias significativas na porção superior da estaca onde estão aplicadas as maiores tensões na estaca (LIKINS, 2015).

- Normas

Dentre as normas e referências não há uma brasileira. No entanto, a norma brasileira de fundações ABNT NBR 6121:2019 determina que uma das condições a serem observadas após a escavação para execução de bloco sobre estacas com auxílio de máquinas é que todas as estacas devem ser rigorosamente inspecionadas para avaliação de integridade estrutural e, em caso de dúvida, reavaliadas. Além disso, o item “sequência executiva” presente em todos os anexos referentes a estacas prevê que *“Pelo menos 1 % das estacas, e no mínimo uma por obra, deve ser exposta abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d’água, para verificação da sua integridade e qualidade do fuste”*.

São observadas as seguintes normas internacionais:

Tabela 1. Principais normas de ensaios de integridade

País	Referência	Título
Alemanha	DGGT - Sociedade Geotécnica Alemã	Recomendação de verificação de integridade para futura inclusão na norma DIN - Instituto Alemão para Normatização
Austrália	AS2159-1995	Projeto e instalação de estaqueamento
China	JGJ 93-95	Especificação para ensaio dinâmico de baixa deformação em estacas
China	JGJ 94-94	Código técnica para a construção de fundações por estacas. Capítulos 9 e 9.1
Estados Unidos	ASTM D-5882-2016	Procedimento padrão para ensaio de integridade de baixa deformação em estacas
França	NFP 94-160-2/4	Investigação e auscultação de obras enterradas pelos métodos da reflexão e impedância
França	NFP 94-160-1	Ensaio de sondagem sônica
Inglaterra	Institution of Civil Engineers	Especificação para estaqueamento – capítulo 11.2

Sobre as normas mencionadas, a “Especificação para estaqueamento” do Institution of Civil Engineers da Inglaterra, destaca que deve haver grande diferença entre o módulo de elasticidade do material constituinte da estaca e o solo adjacente. Além disso, os testes devem ser realizados por uma empresa com especialidade e aprovação para a atividade. Com isso, os resultados de testes de integridade devem ser interpretados por engenheiros especializados, mas têm limitações. Os ensaios de integridade ainda não são capazes de identificar todas as imperfeições de uma estaca, porém são ferramentas úteis especialmente contra grandes falhas. Resultados controversos e de difícil interpretação podem ocorrer assim como podem ser detectados pequenos defeitos que não necessariamente afetam o desempenho da estaca. Nesses casos, o engenheiro especialista deve emitir seu julgamento sobre a aceitabilidade ou não da estaca.

A norma americana também destaca que a avaliação de integridade seja feita por engenheiros especializados e com experiência. Informações como procedimentos

executivos e observações, perfil do solo e cargas são importantes para uma boa análise. A norma ainda menciona que testes de integridade de baixa deformação não devem ser as únicas ferramentas utilizadas para a classificação de estacas. Em caso de detecção de defeitos mais importantes, testes adicionais devem ser indicados assim como reparos ou substituição do elemento.

- Princípios do ensaio

A força criada pela aplicação do golpe de martelo gera uma zona de compressão que se move para baixo ao longo do comprimento da estaca (Figura 17) com velocidade de onda “c”. O tempo de ocorrência das reflexões é lido a partir de um acelerômetro fixado através de cera ou vaselina no topo da estaca (ABENDI, 2016) para obtenção do valor de c.

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (1)$$

O ensaio é útil para detectar alterações na impedância do material da estaca, definida por:

$$Z = \frac{EA}{c} \quad (2)$$

As reflexões são medidas em função do tempo em relação à aplicação do golpe e que é convertido em seguida em comprimento, ou distância, através de:

$$T = \frac{2L}{c} \quad (3)$$

Onde L representa o comprimento de estaca e c a velocidade de propagação da onda compressiva de baixa intensidade no material. A velocidade de propagação de onda no concreto pode variar de 3.500 a 4.200 m/s em função de sua classe de resistência e idade. Para fins de análise e diagnóstico de estacas adota-se preliminarmente um valor de 4.000 m/s. Conhecendo-se o comprimento das estacas executadas a partir dos relatórios de execução, pode-se obter a velocidade típica da onda para a obra em questão e incertezas relativas ao comprimento reduzidas.

Espera-se reflexões em determinado tempo de maneira que reflexões antecipadas indicam alteração na seção transversal ou material do elemento. A aceleração é integrada para interpretação da velocidade (LIKINS, 2015). O sinal pode

ser reforçado e os ruídos reduzidos através da aplicação de vários golpes em cada região da cabeça da estaca (principalmente para estacas de grandes diâmetros).

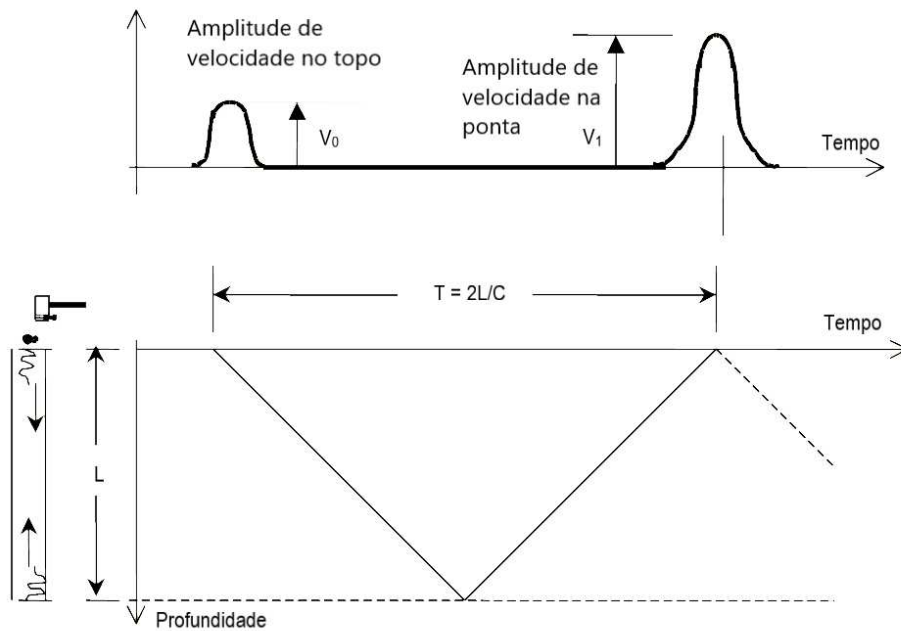


Figura 17. Princípio do ensaio sônico

A convenção de sinais para força e velocidade pode variar entre os fabricantes, embora os equipamentos permitam a personalização das configurações. De acordo com a convenção de sinais da Pile Dynamics, fabricante do PIT, para a onda gerada de compressão a força e velocidade são positivas para baixo (Figura 18).



Figura 18. Convenção de sinais para ondas de compressão geradas (Adaptado de PDI, 2017)

Quando essa onda encontra uma alteração de seção transversal, uma alteração na resistência do solo ou até mesmo a ponta da estaca, gera-se uma onda refletida. Em situações nas quais o elemento apresente aumento de seção ou a ponta estiver em contato com solos ou rochas resistentes, a onda refletida também é de compressão com velocidade vertical para cima (velocidade negativa) (Figura 19a).

Caso contrário, com redução de seção transversal ou ponta da estaca livre, a força atuante será de tração (negativa) e a velocidade de partícula para baixo e, portanto, também positiva (Figura 19b).

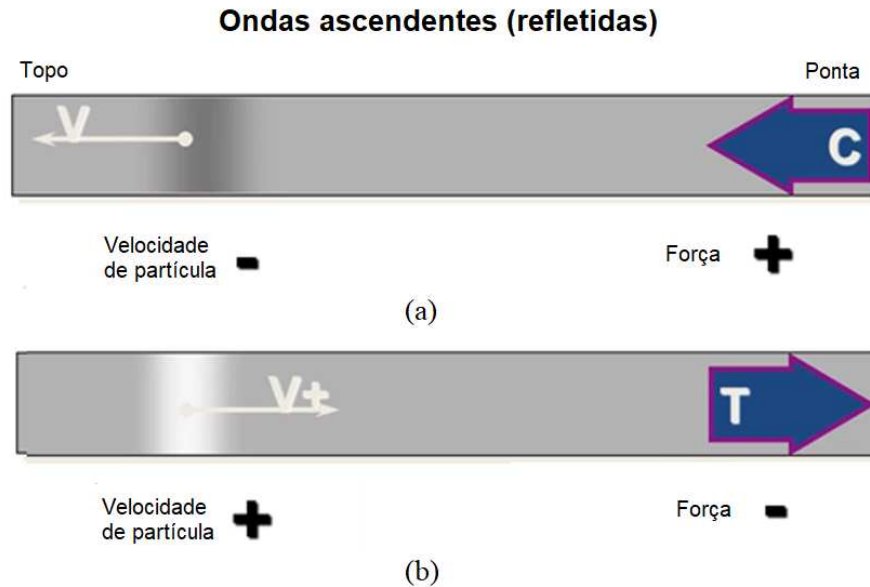


Figura 19. Convenção de sinais para ondas refletidas (Adaptado de PDI, 2017)

Observa-se na Figura 20a o registro de uma estaca com 25 m de profundidade cuja onda refletida atinge a cabeça da estaca em $2L/c$. Na Figura 20b a reflexão ocorre na profundidade de 15 m, ou seja, de forma antecipada se comparada ao comprimento informado da estaca.

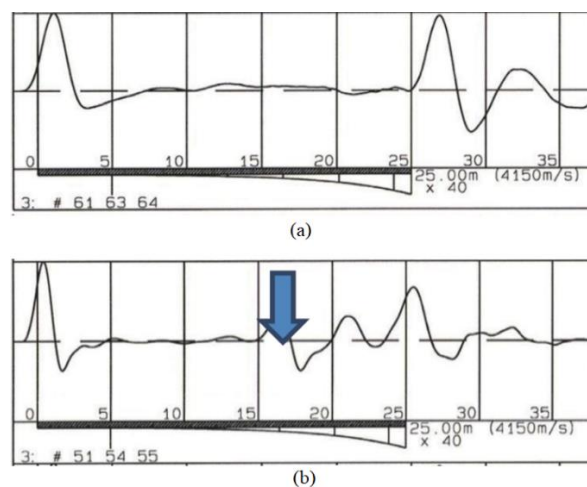


Figura 20. Registros de ensaio de baixa deformação. (a) estaca sem anomalia (b) estaca com anomalia indicada pela seta (LIKINS; ROBINSON; G. PISCALKO, 2012)

Para casos com presença de anomalia ou defeito muito próximo ao topo da estaca, a onda refletida pode se sobrepor à onda do impacto. Com isso, o sinal do impacto pode parecer excepcionalmente achatado. Nesses casos, a leitura adicional do sinal de força através de um martelo instrumentado pode auxiliar a interpretação, já que ambos os sinais possuem normalmente a mesma largura. Trata-se do Método da Resposta Transiente, descrito no item B desta seção.

O equipamento PIT (Pile Dynamics) permite uma análise quantitativa dos defeitos detectados através dos métodos “Profile Analysis” e “Beta (β)”. A fabricante ressalta, no entanto, que os métodos possuem severas limitações e ilustram apenas aquilo que já é visível em um reflectograma a um engenheiro experiente.

O Método “Profile Analysis” é uma extensão do método sônico. O perfil da estaca é obtido através da análise do deslocamento no topo (integral da velocidade) como uma imagem da impedância da estaca ao longo da profundidade (Figura 21).

A análise pelo método Beta (β) se dá pela obtenção de uma relação entre as impedâncias obtidas em dois trechos da estaca (fator β). A diferença entre as impedâncias pode ser obtida pela diferença entre o pico de impacto e o pico refletido apresentados no reflectograma. O método só pode ser utilizado em estacas onde um sinal de ponta nítido foi identificado e amplificado à mesma magnitude do pico de impacto. Ressalta-se ainda que, como os métodos consideram diferentes fatores, podem produzir resultados diferentes.

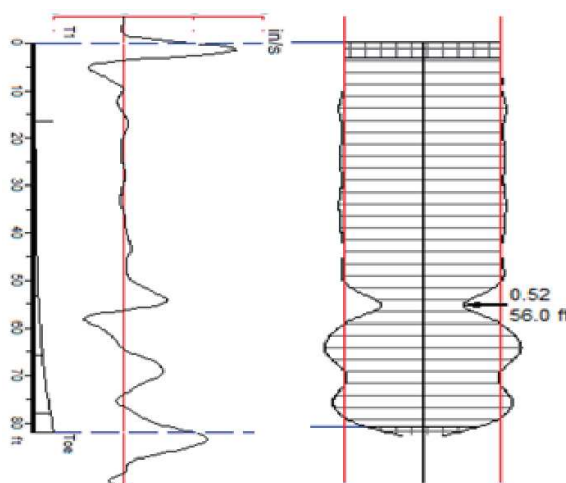


Figura 21. Perfil da estaca com defeito (LIKINS; ROBINSON; G. PISCSALKO, 2012)

Dentre as principais desvantagens do ensaio de baixa deformação estão: os comprimentos e profundidades indicados dependem da velocidade da onda no

concreto, normalmente desconhecida; a grande influência do atrito lateral que dissipa parte da energia da onda ao longo do trajeto; o fato de que a cabeça da estaca deve ser acessível e preparada para aplicação dos golpes. Além disso não é recomendável que existam grandes prolongamentos de armadura sobre a estaca.

B. Método da Resposta Transiente

Alguns equipamentos de ensaio de integridade de baixa deformação possuem dois canais para entrada de dados. O primeiro canal é utilizado para a medida da aceleração no local onde o acelerômetro é instalado e é padrão para qualquer ensaio de integridade de baixa deformação. O segundo canal pode, no entanto, ser utilizado para leitura de sinal proveniente tanto de um martelo instrumentado quanto de um segundo acelerômetro para casos em que isto seja necessário seja por especificação de projeto ou motivos técnicos. A aplicação do Método da Resposta Transiente requer equipamento que disponha deste segundo canal para determinação da Mobilidade do elemento ensaiado, definida por:

$$M(f) = \frac{V(f)}{F(f)} \quad \text{Equação 4}$$

A Mobilidade é determinada pela razão entre $V(f)$ (velocidade na frequência f) e $F(f)$ (força na frequência f) e pode ajudar na detecção e localização de defeitos em situações onde apenas o sinal da velocidade não seja suficiente. O registro da força facilita o diagnóstico de falhas perto do topo do estaca e permite a análise completa no domínio da frequência.

Este método requer que sejam medidos o deslocamento na cabeça da estaca assim como a força de impacto (RAUSCHE; SHEN; LIKINS, 1991). Com isso, o equipamento utilizado é semelhante ao do ensaio de integridade de baixa deformação com o acréscimo de instrumentação no martelo através da instalação de um transdutor de força. A resposta é medida em ambos os canais simultaneamente sendo os sinais de força e velocidade digitalmente processados e convertidos em frequência através da Transformada de Fourier.

As primeiras aplicações do método em estacas faziam uso dos dados de força e velocidade com a aplicação de um estado fixo de vibração com forças a frequências variáveis. Como o espectro de frequências de força aplicada por um martelo de impacto portátil é plano sobre uma ampla faixa de frequências, a produção dos componentes de frequência para o teste das estacas pode se dar através de um

martelo simples instrumentado para medidas de força de impacto (RAUSCHE; SHEN; LIKINS, 1991). O comprimento da estaca pode ser determinado pela frequência dos intervalos entre os picos de mobilidade. Na Figura 22 pode-se verificar as curvas de Velocidade, Força e Mobilidade.

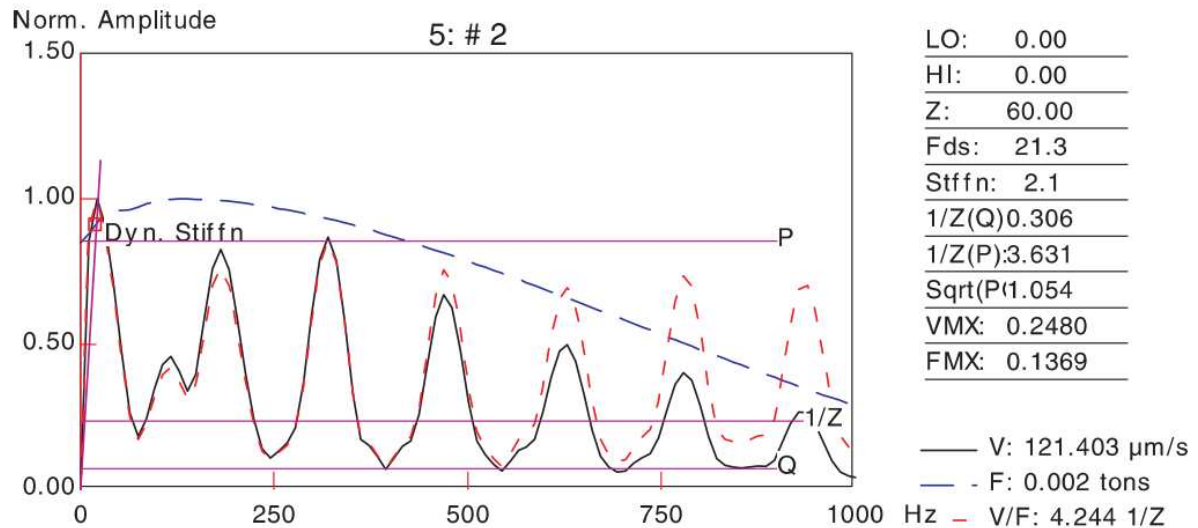


Figura 22. Sinais obtidos pelo software PIT-W Pro (LIANG; BEIM, 2008)

A utilização de um segundo canal para aquisição de dados relativos à força de impacto na cabeça da estaca permite ainda o cálculo da Rigidez Dinâmica da estaca definida por

$$M(f) = \frac{V(f)}{F(f)} \quad \text{Equação 5}$$

2.2.3.2 Métodos intrusivos

A. Método de perfilagem térmica

A necessidade se obter um quadro mais completo da integridade de estacas moldadas in loco levou à exploração de novas tecnologias. Concebido por pesquisadores da South Florida University, a Perfilagem Térmica de Integridade ou TIP faz uso de dados de calor de hidratação emitido durante o processo de cura do concreto para se avaliar a existência de anomalias em estacas, através da compreensão do processo de geração e difusão de calor e da distribuição teórica das temperaturas no interior das estacas moldadas in loco (MULLINS; LIKINS; BEIM, 2012).

Previamente a esse método, a geração de calor na hidratação do concreto foi sempre vista como um efeito colateral indesejado por suas potenciais consequências.

Mullins (2010) afirmava que a compreensão dos parâmetros que afetam o aumento da temperatura na cura do concreto tem como benefícios a habilidade de melhor prever as condições do concreto em estruturas e o uso do aumento da temperatura e sua difusão para a previsão da distribuição interna da temperatura em estacas escavadas.

O ensaio apresenta duas modalidades. Em uma delas (Figura 23a), uma sonda com quatro sensores térmicos (termopares infravermelhos direcionados horizontalmente e orientados a 0, 90, 180 e 270 graus) é inserida em tubos de acesso sem água para a leitura de medidas das paredes do tubo nas quatro direções ao longo de todo o comprimento da estaca. Na segunda modalidade (Figura 23b), acopla-se cabos térmicos com sensores térmicos descartáveis à armadura previamente à concretagem do elemento. No primeiro método a coleta de dados é em tempo real e os dados podem ser transferidos ao computador para análise. Na segunda modalidade, a aquisição é feita automaticamente durante o período de cura em intervalos desejados pelo usuário ou, tipicamente, a cada 15 minutos, logo após a concretagem (MULLINS; LIKINS; BEIM, 2012).



Figura 23. Modalidades do TIP – Sonda térmica (a) e fiação térmica (b)

As altas temperaturas internas no concreto atingem um valor de pico tipicamente nas primeiras 48 horas após a concretagem. A interpretação dos dados relativos a temperatura e o volume total de concreto, o perfil da estaca é estimado conforme a Figura 24 (SELLOUNTOU; ALVAREZ, 2013).

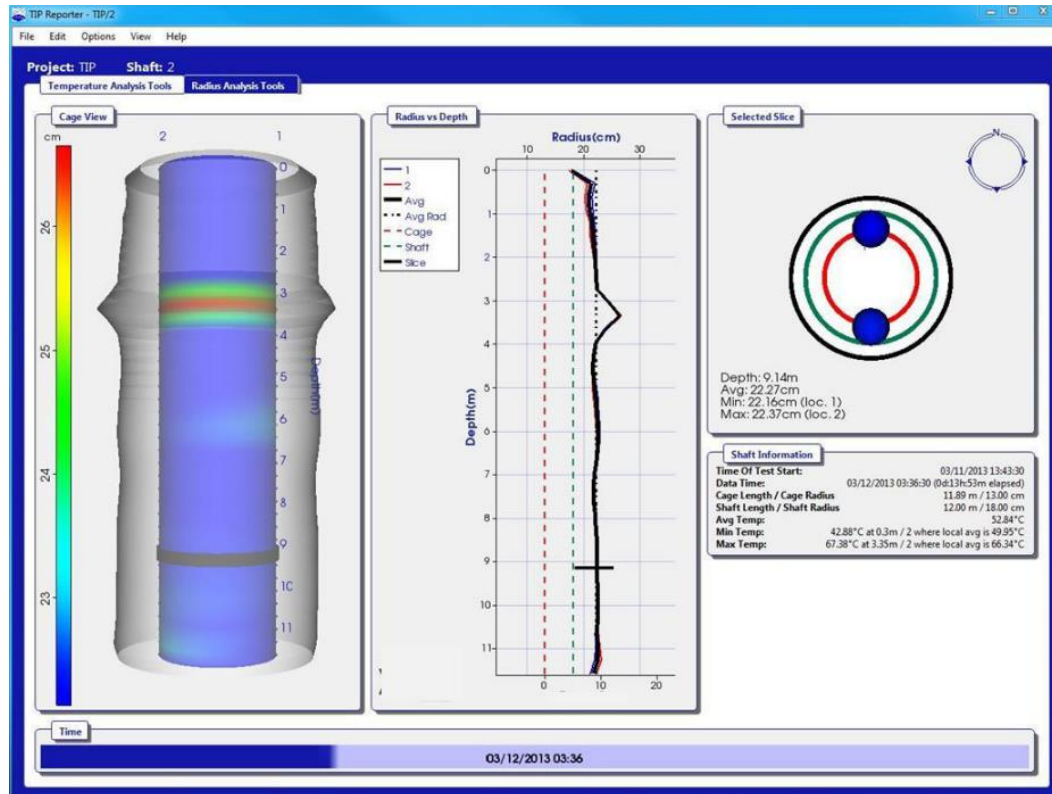


Figura 24. Raio da estaca vs profundidade estimada e perfil 3D (SELLOUNTOU; ALVAREZ, 2013)

A distribuição da temperatura ao longo da seção transversal de um fuste cilíndrico é aproximadamente normal conforme ilustrado na *Figura 25*. Alterações na seção transversal da estaca como estrangulamentos e bolhas são, em geral, indicadas por regiões relativamente frias. Regiões mais quentes, em contrapartida, indicam áreas com maior volume de concreto.

Segundo Mullins et al. (2012), a variação medida em cada um dos tubos de acesso ou em cada ponto dos cabos térmicos é afetada tanto pela excentricidade da armadura quanto pelo recobrimento de concreto.

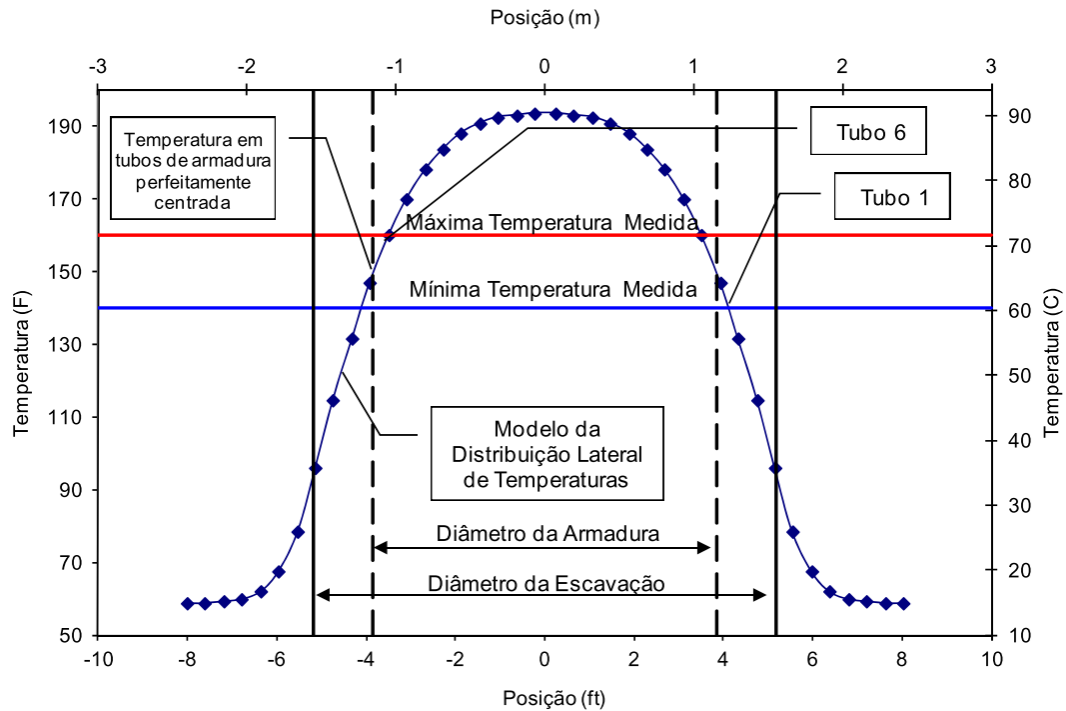


Figura 25. Distribuição teórica da temperatura ao longo da seção transversal de uma estaca com 3,3 m de diâmetro (MULLINS; LIKINS; BEIM, 2012)

B. Método Cross-hole (CSL - Cross-hole Sonic Logging)

Trata-se de um ensaio de integridade já bem estabelecido para estacas escavadas apresentando um grande avanço nas últimas décadas e que tem como princípio o método Crosshole Sonic Logging (CSL), normalizado pela ASTM D6760-08 - Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing. É atualmente considerado a ferramenta mais potente e sofisticada no controle de qualidade de fundações profundas (AMIR; AMIR, 2008b). Dentre os principais equipamentos para execução do ensaio estão o Cross Hole Analyser da fabricante PDI e o Cross Hole Ultrasonic Monitor da fabricante Pilestest ilustrados respectivamente nas Figura 26a e 26b.



Figura 26. Cross Hole Analyzer (PDI) e Cross Hole Ultrasonic Monitor (Piletest)

O método foi inicialmente descrito por Paquet em 1969 e o ensaio é executado através dos tubos de acesso de aço ou plástico pré-instalados na estaca e pode se dar também em perfurações no concreto da estaca, embora raramente.

O ensaio se dá com a instalação de uma sonda transmissora e outra receptora com frequência entre 40 e 80 kHz em diferentes níveis nos tubos de acesso. Os tubos de acesso são instalados nas armaduras previamente à concretagem (Figura 27a) e, no momento do ensaio, devem estar preenchidos com água.

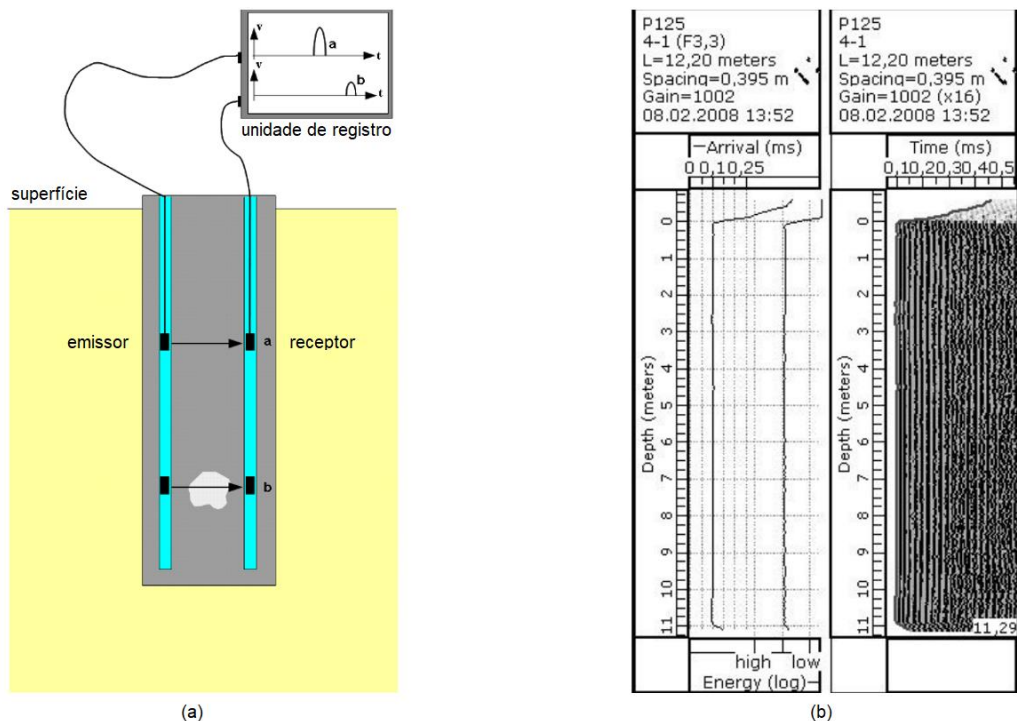


Figura 27. Princípio do Ensaio Cross Hole (a) e boletim de estaca íntegra (b) (Adaptado de NIEDERLEITHINGER; AMIR; HÜBNER, 2010).

A quantidade de tubos de acesso é função tipicamente do diâmetro da estaca. Medidas de transmissão de sinal são coletadas a cada 5 cm enquanto as sondas são

trazidas à superfície de modo a formar um perfil. Diversas combinações entre os tubos de acesso podem ser testadas para a coleta de diversos perfis (WHITE; NAGY, 2008).

No relatório de uma estaca obtido através do ensaio (Figura 27b), nota-se à esquerda a amplitude e tempo de chegada da onda e à direita os tempos acumulados.

A análise se baseia no fato de que o tempo entre a emissão e a recepção e a intensidade do sinal recebido dependem da qualidade do material atravessado pelo ultrassom. A interpretação dos resultados deste ensaio requer experiência e entendimento sobre as vantagens e desvantagens do método (WHITE; NAGY, 2008).

Dentre as vantagens, pode-se citar: sensibilidade independente do comprimento, possibilidade de detecção de múltiplos danos, possibilidade de detecção de danos perto da ponta, variações de resistência do solo não são determinantes ao ensaio, pode estimar o tamanho horizontal de uma anomalia caso existam tubos de acesso suficientes.

Dentre as desvantagens, estão: a exigência da concretagem das estacas com tubos e, com isso, definição prévia dos elementos a serem testados, incapacidade de detectar danos fora do alcance dos tubos e grande experiência para análise de resultados não triviais. Para estacas de pequeno diâmetro é possível o ensaio usando um só tubo, o que pode ser interessante para estacas raiz.

C. Gama-Gama Logging

Trata-se de um ensaio de integridade de estacas pouco utilizado em função da necessidade de uma fonte radioativa. O ensaio pode ser executado em estacas moldadas in loco através de tubos pré-instalados e utiliza medições de raios gama para análise da densidade do concreto na região circunvizinha ao tubo de acesso (de 76 a 114 mm de distância do centro do mesmo) (CALTRANS, 2005). A distribuição estatística das medições obtidas em cada estaca são o parâmetro para aceitação ou rejeição da mesma sendo maior a chance de rejeição quanto maior o desvio padrão (MULLINS; LIKINS; BEIM, 2012).

Não há restrições quanto à profundidade do fuste e o ensaio pode detectar múltiplos defeitos.

D. Visão geral dos principais ensaios de integridade

A Tabela 2 apresenta uma visão geral dos principais ensaios de integridade disponíveis para fundações profundas.

Tabela 2. Ensaios de integridade mais comuns (adaptado de PISCSALKO; HANNIGAN, 2018)

Visão geral dos ensaios de integridade mais utilizados						
Método	Norma	Tempo de cura do concreto necessário	Requer concretagem de acessórios	Avaliação da seção transversal	Vantagens	Limitações
Ensaio de Integridade de Baixa Deformação	D 5882	Mínimo de 7 dias ou 75% da resistência de projeto	Não	Apenas alterações significantes	Barato, econômico	Profundidade de 30 a 40 vezes o diâmetro
Método da Resposta Transiente	D 5882	Mínimo de 7 dias ou 75% da resistência de projeto	Não	Apenas alterações significantes	Barato, econômico	Profundidade de 30 a 40 vezes o diâmetro
Cross-hole Sonic Logging	D 6760	Mínimo de 3 a 7 dias (grandes diâmetros)	Um tubo de acesso em aço ou PVC a cada 305 mm de diâmetro.	Área de seção delineada pelo perímetro dos tubos de acesso	Usual, profundidade limitada apenas pelo cabo do equipamento	Sensível à ligação tubo de acesso com concreto; Pequenas trincas horizontais provavelmente não serão detectadas
Gamma-Gamma Logging	Não há	Não há restrição	Um tubo de acesso em aço ou PVC a cada 305 mm de diâmetro.	Até 102 mm do centro do tubo de acesso	Cobertura de concreto avaliada nas proximidades dos tubos de acesso	Guarda e transporte de fonte de raios gama
Ensaio de Integridade Térmico	D 7949	12 a 48 horas (depende do diâmetro da escavação)	Um cabo térmico ou um tubo de acesso a cada 305 mm de diâmetro.	Área total da seção transversal	Avalia alinhamento da armadura; avalia cobertura de concreto	Pequenas trincas horizontais provavelmente não serão detectadas

2.2.3.3 Projeto PileInspect

Com o objetivo de estabelecer padrões, melhores práticas e procedimentos para execução e análise de ensaios de integridade em estacas escavadas, pré-moldadas e de aço, a União Européia lançou em 2013 o projeto PileInspect com associação de Universidades, Institutos de Pesquisa, Organizações Profissionais e Laboratórios Privados.

Através de um equipamento composto por um vibrador portátil (Figura 28), o projeto tem como meta empregar técnicas sofisticadas de processamento de sinais para a criação de um sistema autônomo para análise de estacas e definição se danificadas ou não com estimativa da gravidade do dano.

Segundo os desenvolvedores do projeto, os objetivos são:

- Substituir o martelo instrumentado e o martelo para cravação de estacas por um vibrador portátil que assegurará espectros de vibração adaptáveis e repetíveis o que deve melhorar drasticamente a precisão de estimativa dos recursos de diagnóstico;
- Empregar metodologias para processamento de sinal altamente inovadoras a fim de aumentar a qualidade do diagnóstico e realizar o reconhecimento automático de defeitos.

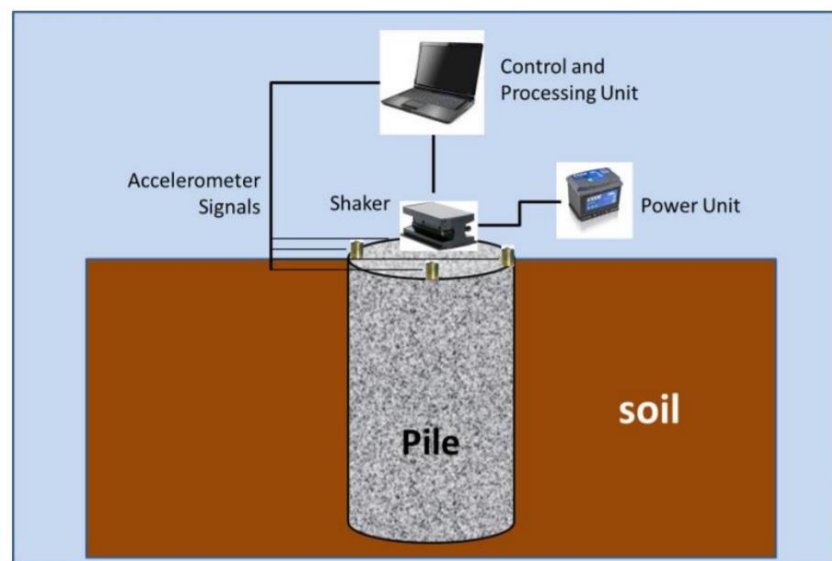


Figura 28. Diagrama esquemático do sistema PileInspect (PILEINSPECT, 2016)

2.3 Propagação de ondas acústicas em estacas

A transmissão de tensão ao longo de um elemento prismático com uma das dimensões muito maior que as outras duas (haste) após a aplicação de uma força em uma de suas extremidades, pode ser descrita através da equação de onda. Com a introdução da equação de onda unidimensional para a análise da cravação de estacas, muitos métodos para teste de integridade passaram a utilizar também este princípio: a partir da aplicação de um golpe gera-se o deslocamento de um ponto inicial. A aceleração associada ao deslocamento gera velocidade máxima do ponto que, então retorna ao repouso. Isso ocorre sucessivamente até a ponta da estaca.

2.3.1 Equação da onda

Seja uma haste prismática, com densidade ρ , submetida à aplicação de uma força P geradora de deslocamento u ao longo do eixo x no tempo t (Figura 29). A dedução da equação da onda unidimensional, demonstrada por Timoshenko e Goodier (1970), pode ser realizada considerando um elemento de comprimento infinitesimal “ dx ” sujeito a um deslocamento “ u ”:

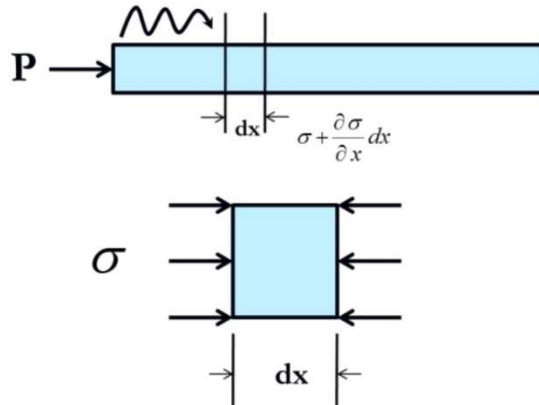


Figura 29. Diagrama esquemático para uma barra submetida a uma força P

Obtém-se a equação 6 a partir da segunda Lei de Newton (força é igual à massas vezes a aceleração).

$$F = A \frac{d\sigma}{dx} dx = A dx \rho \frac{d^2 u}{dt^2} \quad (6)$$

Com:

F = força atuante no elemento;

A = área da seção transversal;

σ = tensão;

dx = comprimento do elemento;

ρ = massa específica do elemento;

u = deslocamento;

t = tempo de análise

Em seguida, pela Lei de Hooke, sabe-se que a tensão é proporcional ao módulo de elasticidade (E) sobre a deformação. Obtém-se então a equação 7:

$$\frac{d^2 u}{dt^2} = \frac{E}{\rho} \frac{d^2 u}{dx^2} \quad (7)$$

Feitas as substituições, obtém-se, finalmente, a equação diferencial de segunda ordem que descreve, portanto, a propagação da onda unidimensional (equação 8).

$$\frac{d^2u}{dt^2} = c^2 \frac{d^2u}{dx^2} \quad (8)$$

2.3.2 Propagação de onda unidimensional

Tendo em vista a grande complexidade das soluções considerando todos os efeitos tridimensionais em ondas, para o problema do ensaio de integridade de baixa deformação, simplifica-se a equação de onda admitindo-se as seguintes hipóteses:

- A estaca é uma haste prismática, de seção transversal constante, com módulo de elasticidade E e massa específica homogênea ρ ;
- O comprimento de onda é igual ou maior que o diâmetro da estaca;
- As seções transversais permanecem planas, paralelas e uniformemente tensionadas;
- Efeitos de inércia lateral são desprezíveis.

O impacto do martelo na cabeça da estaca gera uma onda de compressão que a percorre. O formato de haste, com duas dimensões bem menores que a terceira, proporciona a propagação principalmente de ondas longitudinais (de compressão e de tração) que podem ser descritas pela combinação da Lei de Newton com a Lei de Hooke. A velocidade de propagação da onda na estaca varia entre 3.600 e 4.400 m/s e é função apenas de suas propriedades físicas e não depende da força do impacto. A velocidade da partícula, no entanto, é função da tensão aplicada à cabeça da estaca. A força P em uma dada seção é dada por:

$$P = \sigma A = \left(\frac{EA}{c}\right) v = Zv \quad (9)$$

Com “z” igual à impedância acústica da estaca. Ao atingir uma falha (redução de impedância), a onda se separa em duas partes: uma delas continua descendente como onda de compressão enquanto a outra é refletida como uma onda de tração. Durante o percurso, o atrito lateral reduz a energia da onda. Equipamentos modernos amplificam as reflexões embora também amplifiquem ruídos no processo (AMIR, 2017).

2.4 Interpretação dos sinais

Segundo especificação da Associação Brasileira de Ensaios Não Destrutivos - ABENDI, o ensaio de integridade baseia-se na aplicação de uma excitação mecânica no topo da estaca, nesse caso, através da aplicação de um golpe axial à mesma através de um martelo de mão e na análise da resposta do sistema a essa excitação, influenciada pela impedância da estaca, conforme definida pela equação 1:

$$Z = \frac{EA}{c} = A \frac{\sqrt{\gamma E}}{g} \quad (7)$$

Os sinais emitidos pelo ensaio devem ser interpretados através de software específico com aplicações de filtros, magnificadores de sinal (para compensação de perda de energia pela onda ao longo da profundidade), com alterações na velocidade da onda dentre outras ferramentas disponibilizadas por cada sistema. A ABENDI sugere a seguinte sequência para a obtenção de diagnóstico da estaca:

- Seleção dos sinais mais representativos de cada estaca com e obtenção do sinal médio. Para estacas de grande diâmetro, utilizar médias por setor;
- Aplicar o magnificador de sinal de maneira a mantê-lo constante para estacas de comprimento e diâmetro similares em uma mesma região geotécnica. Manter a magnitude da reflexão de ponta similar à do pulso inicial;
- Aplicar filtros, se necessário, observando-se restrições e sobreposições indevidas;
- Com sinal de ponta nítido, ajustar a velocidade de onda da estaca que varia entre os diferentes tipos de estacas;
- Verificar a velocidade média obtida para a obra e comparar individualmente cada estaca com este valor.
 - Velocidades muito mais baixas indicam material (concreto) de baixa qualidade ou comprimento de estaca maior que o informado. Velocidades muito mais altas indicam que a estaca é mais curta do que o informado.
- Aplicar a velocidade média para a obra para os sinais em que não há detecção da resposta de ponta. Caso não tenha havido resposta nítida para a ponta em nenhuma estaca, utiliza-se a velocidade média usual para o tipo de estaca;

- Plotar os gráficos de velocidade e efetuar o diagnóstico. Nessa fase, podem ser identificados padrões de estacas.

As principais alterações no perfil da estaca estão ilustradas na Figura 30 assim como os respectivos reflectogramas. Reduções de impedância são caracterizadas por reflexões no sinal de velocidade com a mesma direção do pulso inicial ocorrendo antes da reflexão de ponta. Aumentos na impedância da estaca são indicados por reflexões com sentido oposto ao pulso inicial.

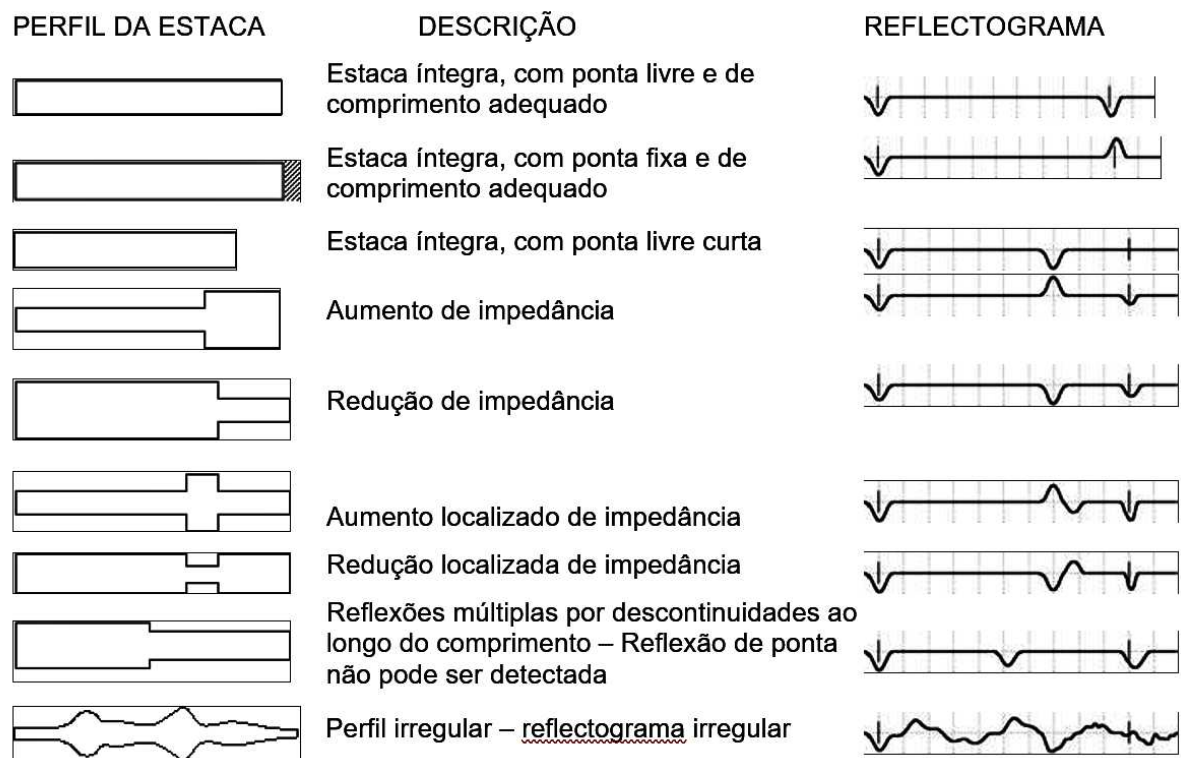


Figura 30. Reflectograma típico para diferentes perfis (adaptado de PILETEST.COM LIMITED, [s.d.])

A magnitude da reflexão indica o tamanho da mudança na impedância, que pode ocorrer por alteração nas propriedades do material ou na área da seção transversal.

2.4.1 Avaliação final do elemento

De acordo com a Associação Brasileira de Ensaios Não Destrutivos e Inspeção - ABENDI (2016), as estacas deverão ser classificadas em quatro tipos:

1. Tipo A: Detecção nítida da resposta de ponta e sem indicação de redução relevante de impedância;

2. Tipo B: Nítida indicação de redução de impedância e reflexão de ponta não aparente;
3. Tipo C: Indicação de possível redução relevante de impedância e reflexão de ponta aparente;
4. Tipo D: Sem detecção de resposta devido à estaca ter comprimento excessivo, e/ou alta resistência do solo por atrito lateral ou ainda apresentar sinal complexo devido à baixa qualidade do concreto no topo, interferências externas, entre outros. Nesse caso, o diagnóstico pode ser inconclusivo ou parcial até certa profundidade.

Outras observações importantes:

- Verificar se o sinal percebido como de ponta não é devido a reflexões secundárias;
- Verificar se possíveis defeitos não se repetem em outras estacas e podem estar relacionados com a geotecnia local;
- Verificar registros de execução e informações que possam confirmar diagnósticos de descontinuidades;
- Verificar disponibilidade de ensaios complementares (Ensaio de Carregamento Dinâmico, Prova de Carga e Estática e inspeção visual) em estacas com anomalias para confirmação de padrão verificado no ensaio de baixa deformação.

2.4.2 Limitações do Ensaio de Integridade de Baixa Deformação

O método limita-se, em geral, à avaliação do trecho de estaca acima da primeira anomalia ou não-uniformidade. A razão comprimento por diâmetro (L/D) deve ser limitada a 30 embora possa variar para menos na presença de solos muito duros ou estacas pouco uniformes (primeiro exemplo da Figura 31). Não obstante, estacas com razões L/D maiores que 50 já foram testadas com sucesso.

Além disso, variações graduais na seção transversal ao longo da estaca, alterações menores que 20% na área da seção, desvios de alinhamento e da vertical também são limitações do ensaio e podem não ser devidamente identificados (Figura 31).

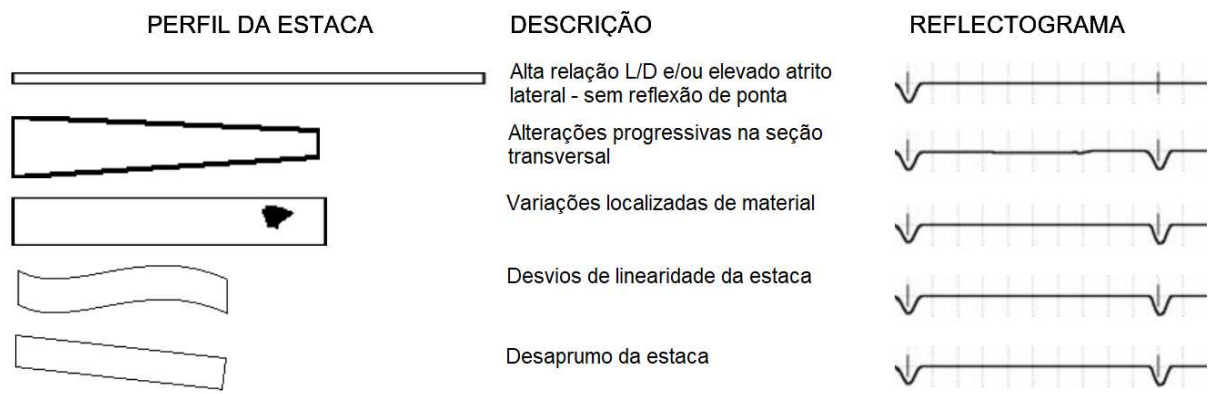


Figura 31. Limitações do ensaio (adaptado de PILETEST.COM LIMITED, [s.d.])

3 CAMPO EXPERIMENTAL

3.1 Localização

A pesquisa foi desenvolvida no Campo Experimental II de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas (Unicamp) localizado na Cidade Universitária “Zeferino Vaz”, distrito de Barão Geraldo, Campinas/SP. Observa-se na Figura 32 o local do Campo Experimental, o Departamento de Geotecnia, o prédio de salas de aula da FEC e o prédio da Unidade de Pesquisa EMBRAPA Informática Agropecuária. As coordenadas de localização da área são 22°49'00.7"S 47°03'40.8"O.

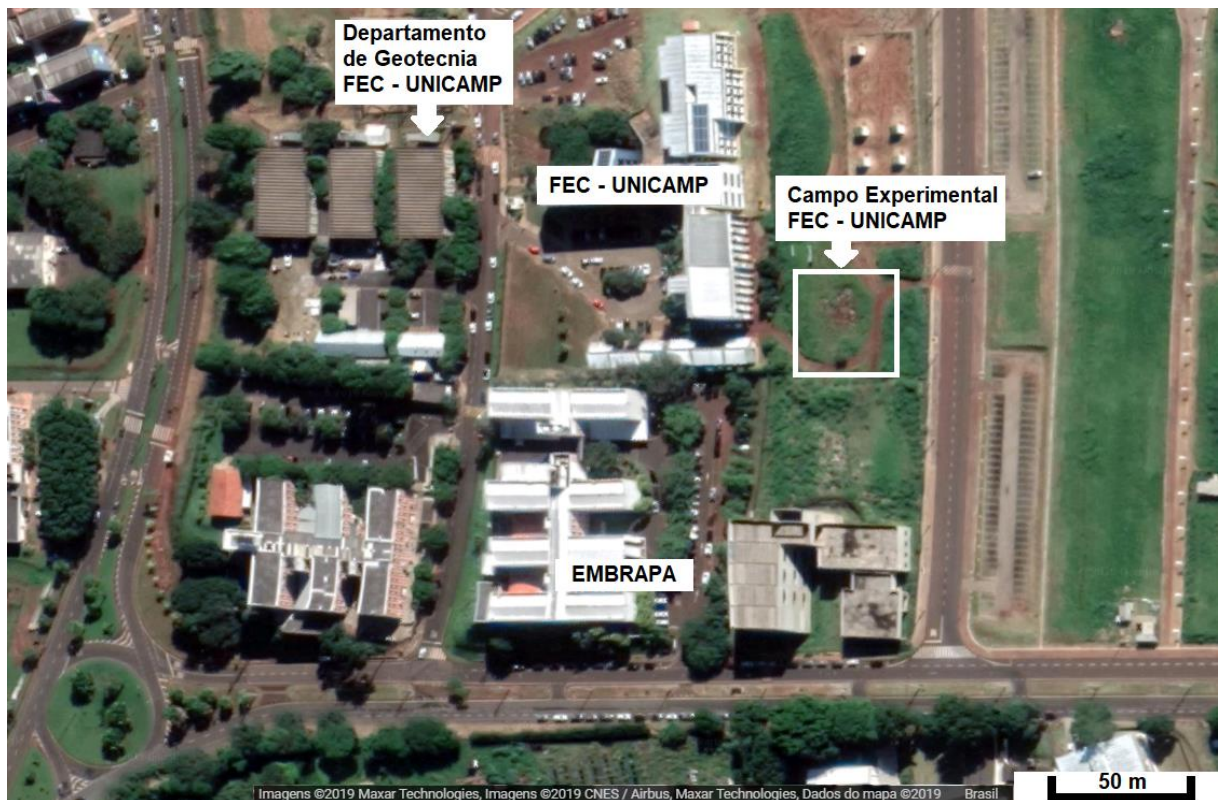


Figura 32. Localização do Campo Experimental no Campus

3.2 Aspectos geológicos locais

O Campo Experimental tem área de aproximadamente 600 m² e localiza-se ao norte de Campinas, região com predominância de solos de diabásio. Os perfis geológicos mostram a grande ocorrência dos migmatitos básicos (45 a 52% de sílica) e rochas intrusivas básicas da Formação Serra Geral sob a forma de sills que afloram em algumas áreas como um solo de alteração de rocha de cor marrom avermelhado e poroso, perfazendo 98 km² e ocupando cerca de 14% da área total da região. A

litologia predominante é o diabásio e nota-se nos afloramentos que estão bastante fraturados em pequenos blocos com fraturas abertas ou preenchidas com materiais argilosos (ZUQUETTE, 1987).

O Campo Experimental situa-se em uma área constituída de solo residual de diabásio, com camada superficial de aproximadamente 9,0 m de espessura de uma argila silto-arenosa de alta porosidade (devido ao carreamento dos finos para o horizonte mais profundo), seguida de uma camada de silte argilo-arenoso até 19 m. A camada superficial compõe-se, portanto, de um solo maduro intensamente intemperizado e a segunda camada por um solo residual jovem com características da rocha de origem.

De acordo com Schulze (2013), o baixo valor de massa específica aparente apresentado pelo solo laterítico justifica-se pela grande quantidade de vazios existente. A presença dos macroporos confere também ao solo elevada compressibilidade e característica de solo colapsível com reduções de volume e deformações bruscas quando umedecido até um valor crítico sob a ação de um carregamento.

Conforme se observa no mapa geológico da Figura 33, a localização da Unicamp é representada pelo símbolo inserido nas coordenadas aproximadas de 289 km Oeste e 7474 km Norte.

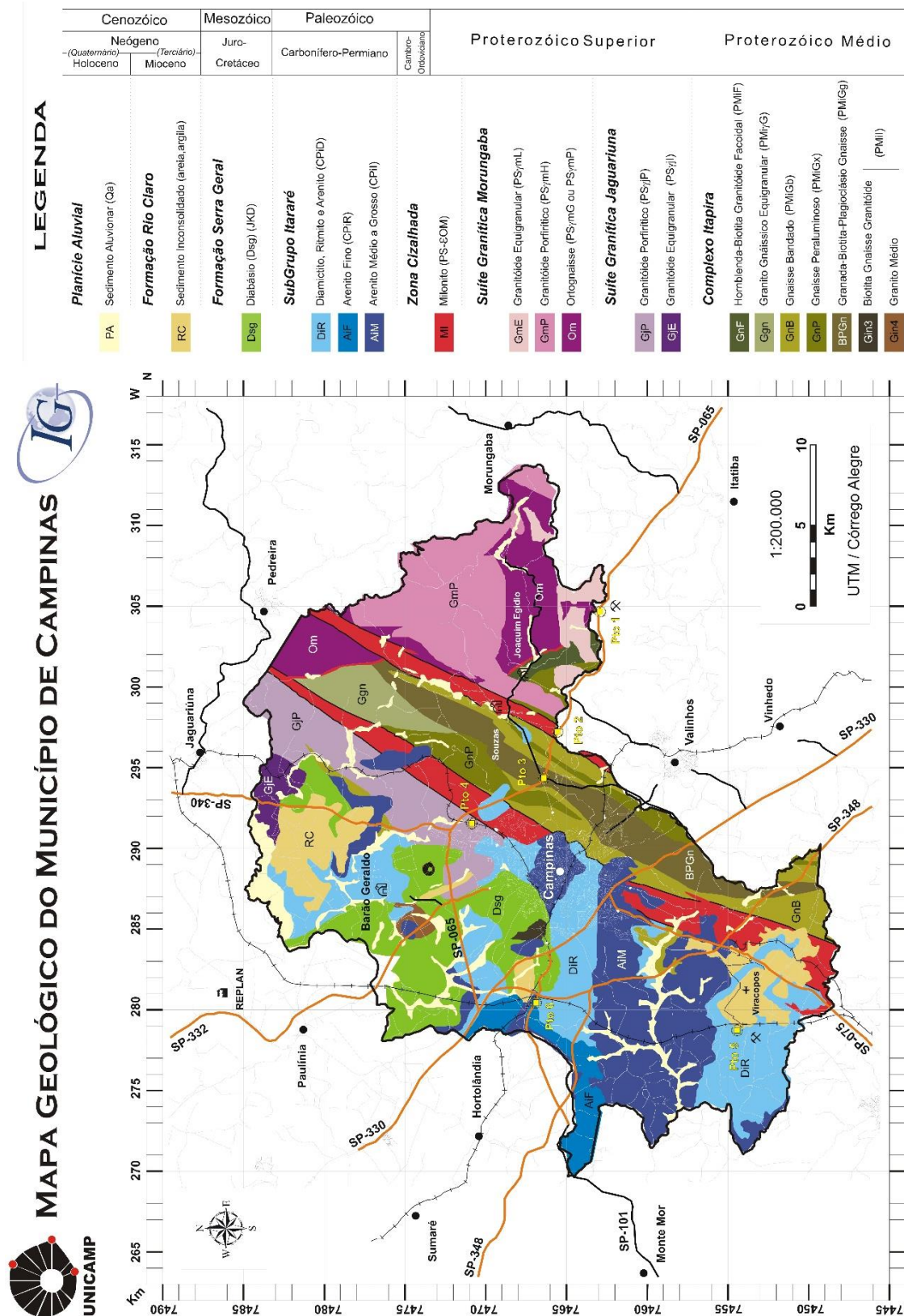


Figura 33. Mapa geológico simplificado do município de Campinas (SENNA; KAZZUO, 2010)

3.3 Aspectos geotécnicos

Foram executados diferentes ensaios para caracterização do subsolo local, entre eles, ensaios de campo e de laboratório com extração de amostras deformadas e indeformadas em poço de coleta. Foram coletadas duas amostras (deformadas e indeformadas) por profundidade o que permitiu a caracterização do solo e a determinação de suas propriedades de resistência, permeabilidade e compressibilidade. A abertura do poço ocorreu no final de janeiro de 2010 e, em seguida, foram iniciados ensaios de laboratório.

A caracterização geotécnica do subsolo se deu a partir dos ensaios de campo e laboratório conduzidos por Gon (2011), Scallet (2011), Rodriguez (2013) e Schulze (2013). A locação dos ensaios de campo e as características geotécnicas obtidas para o local seguem representadas respectivamente nas Figura 34 e Figura 35.

Os parâmetros do solo são apresentados na Tabela 3 conforme determinados por Gon (2011). São eles o peso específico natural (γ_{nat}), peso específicos dos sólidos (γ_s), teor de umidade (w), ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c).

Tabela 3. Parâmetros do solo (adaptado de GON, 2011)

Prof. (m)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	w^* (%)	ϕ^{**}	c^{**}	Textura do solo
1	14,1	30,4	28,3	22	7	Argila silto-arenosa
2	14,2	30,8	27,9	21	8	Argila silto-arenosa
3	14,0	30,5	28,0	22	12	Areia siltosa
4	14,4	30,6	25,5	23	6	Areia siltosa
5	15,5	30,4	26,2	20	24	Areia siltosa
6	15,3	30,4	26,1	22	42	Areia siltosa
7	15,4	30,4	28,3	22	42	Areia siltosa
8	15,2	29,8	32,3	22	26	Silte areno-argiloso
9	15,2	29,5	41	-	-	Silte areno-argiloso

* teores de umidade obtidos entre 20 e 21/02/2010

** valores em termos totais

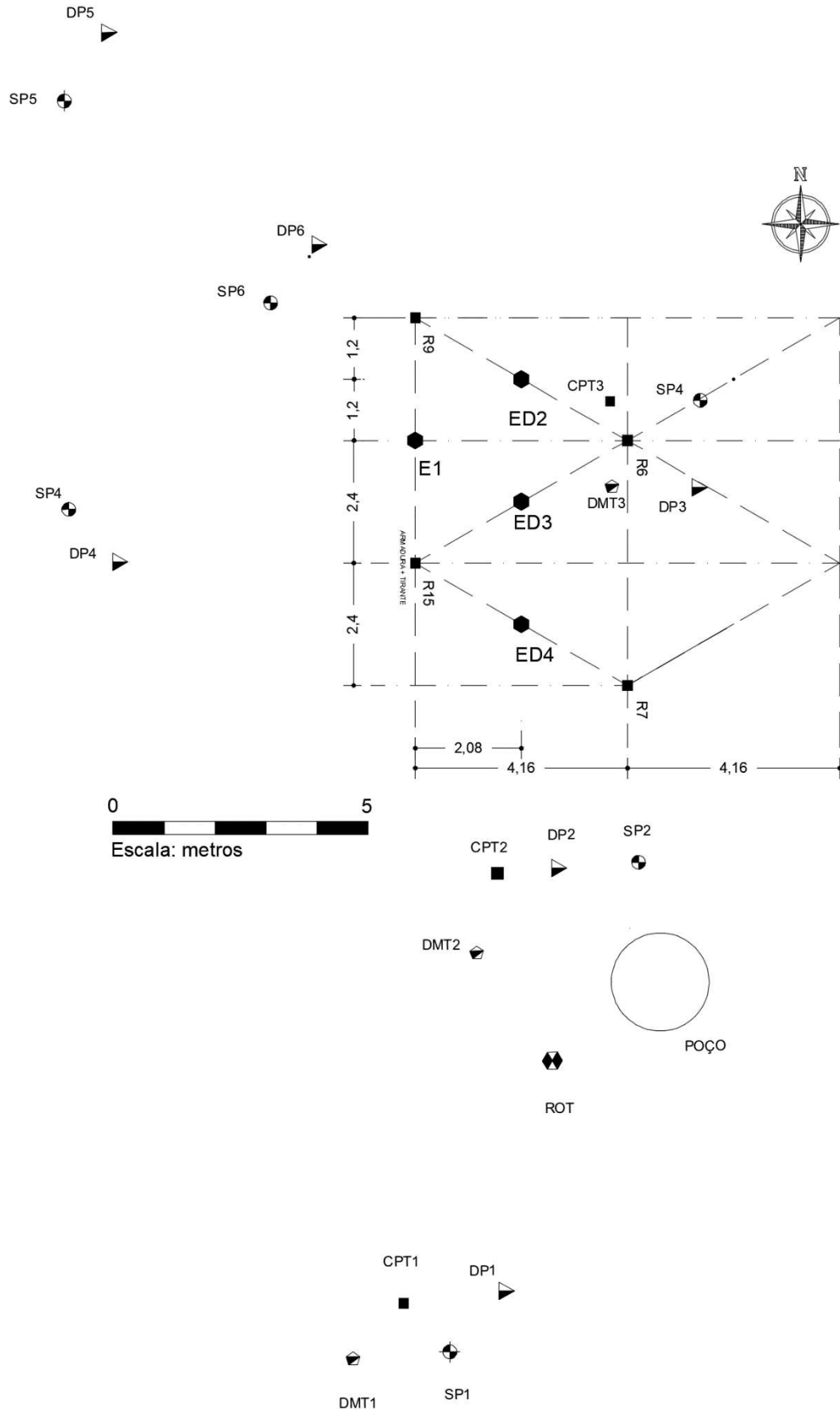


Figura 34. Localização das sondagens e do poço no Campo Experimental

Os parâmetros simplificados do solo em função da profundidade são apresentados na Figura 35 com perfil estratigráfico e parâmetros médios por camada.

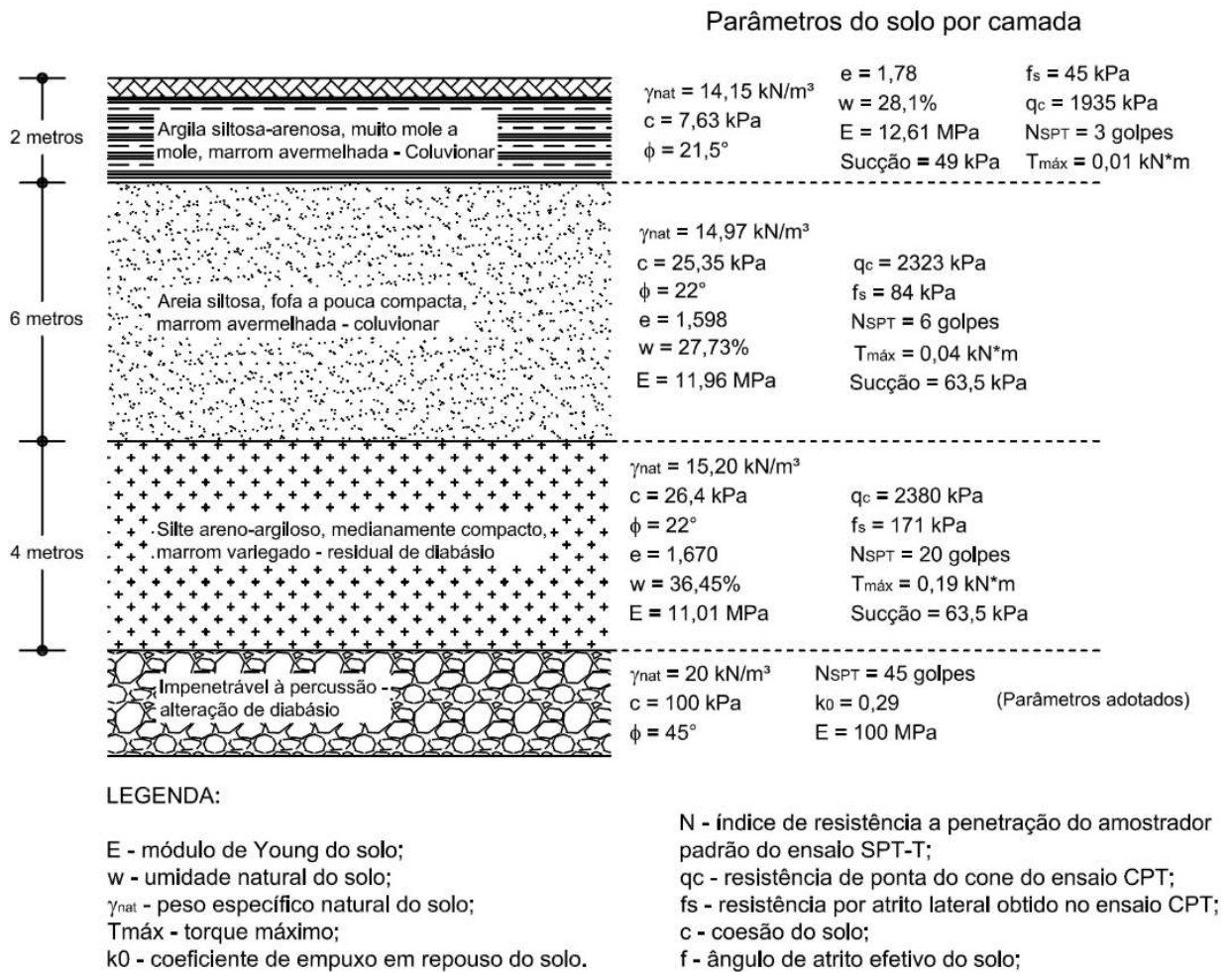


Figura 35. Perfil geológico com parâmetros médios do solo (GARCIA, 2015)

Trata-se de um solo com alta porosidade e elevado potencial de deformação quando submetido a carregamentos elevados e umedecimento Gon (2011). Com isso, Garcia (2015) verifica que a sucção matricial exerce importante função sobre os resultados de ensaios de prova de carga. Isso ocorre quando o solo encontra-se não saturado e a água intersticial se retrai dentro dos vazios próximos aos contatos dos grãos. Com isso, surge grande pressão negativa no contato água-ar fazendo com que o solo adquira uma resistência aparente.

A sucção matricial foi analisada por Gon (2011) pelo método do papel de filtro. Neste método, a sucção é obtida através de uma curva de calibração que relaciona a sucção com a umidade do papel de filtro. Para a profundidade de 1 m (de onde foram

extraídas as amostras para determinação de umidade durante as provas de carga estáticas), os valores de sucção obtidos por GON (2011) em função dos teores de umidade são apresentados na Figura 36.

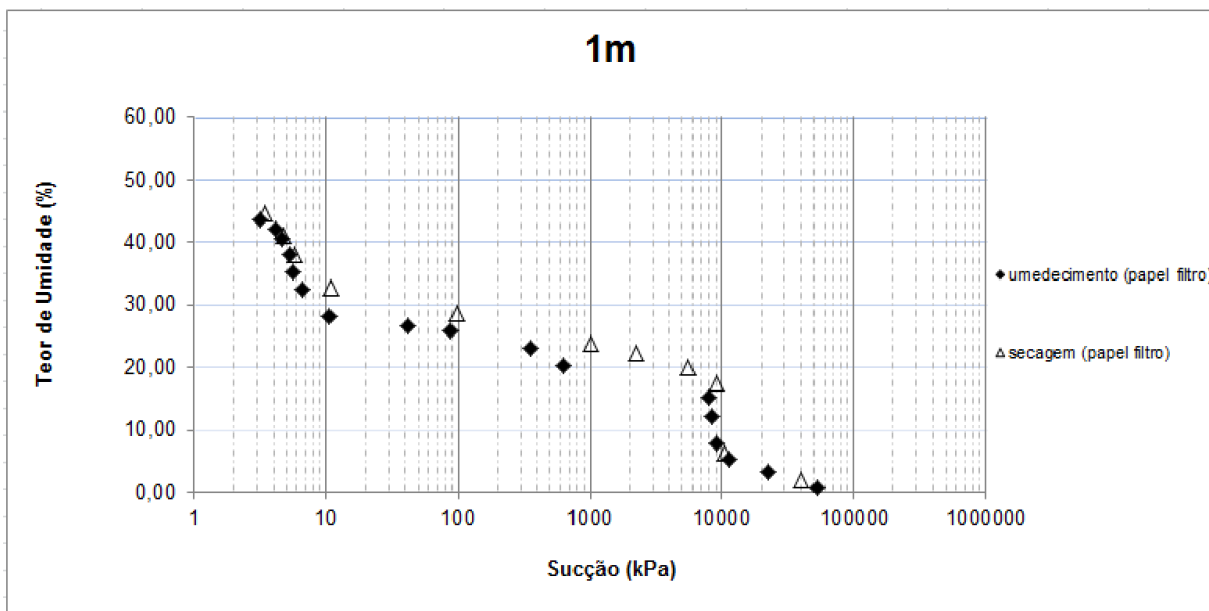


Figura 36. Valores de sucção em função da profundidade (GON, 2011)

Durante a execução das provas de carga, foram coletadas amostras de solo para determinação do teor de umidade conforme a Tabela 4. Foram extraídas duas amostras de solo quando da realização de cada prova de carga para determinação de teores de umidade (w_1 e w_2). O valor médio do teor de umidade do solo obtido no dia de cada prova de carga estática é apresentado na coluna $w_{média}$. Com isso, obtém-se 24,10% como teor de umidade médio do solo durante a realização das provas de carga estáticas, o que pode gerar valores expressivos de sucção no solo e aumentando sua resistência.

Tabela 4. Teores de umidade durante a realização das provas de carga

Estaca	Data	w_1 (%)	w_2 (%)	$w_{média}$ (%)
E1	22/05/2018	24,6	23,2	23,9
ED2	23/06/2018	23,6	24,0	23,8
ED3	03/07/2018	25,9	23,9	24,9
ED4	05/05/2018	23,5	24,1	23,8
$w_{média}$ (%)	-	-	-	24,1

Apresenta-se na Figura 37 o índice pluviométrico no período de realização das provas de carga (maio a julho de 2018). A precipitação para os meses de maio, junho e julho foi respectivamente de 8,6, 10,2 e 10,2 mm, valores abaixo da média entre 1990 e 2018.

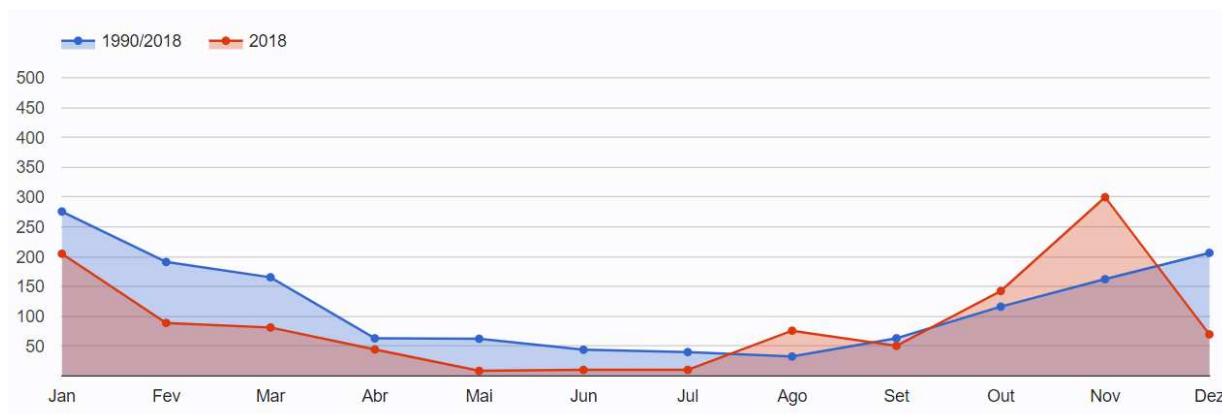


Figura 37. Média mensal da precipitação acumulada, em milímetros, em comparação à média de precipitação acumulada registrada no período de 1990 a 2018 (<https://www.cpa.unicamp.br/graficos>, [acessado em 03/11/2019.])

A partir dessas informações e com a análise dos valores de sucção propostos na Figura 36, nota-se, para umidade de 24,1%, um valor de sucção da ordem de 200 kPa na profundidade de 1 metro.

3.4 Estacas escavadas com anomalias

São apresentadas no item 3.2 as informações referentes à idealização e execução das estacas escavadas testadas e de reação.

3.4.1 Estacas ensaiadas e estacas de reação

As estacas ensaiadas foram escavadas a seco através de trado helicoidal instalado em perfuratriz do tipo caminhão. As estacas possuem 5 metros de comprimento, não foram armadas e o concreto utilizado tem resistência de 20 MPa aos 28 dias.

As estacas escavadas ensaiadas identificam-se por E1, ED2, ED3 e ED4. A primeira delas é íntegra e, portanto, chamada apenas de E1. As demais estacas

possuem anomalias e são chamadas de ED (estacas com defeito) com as respectivas numerações e sua disposição está ilustrada na Figura 38.

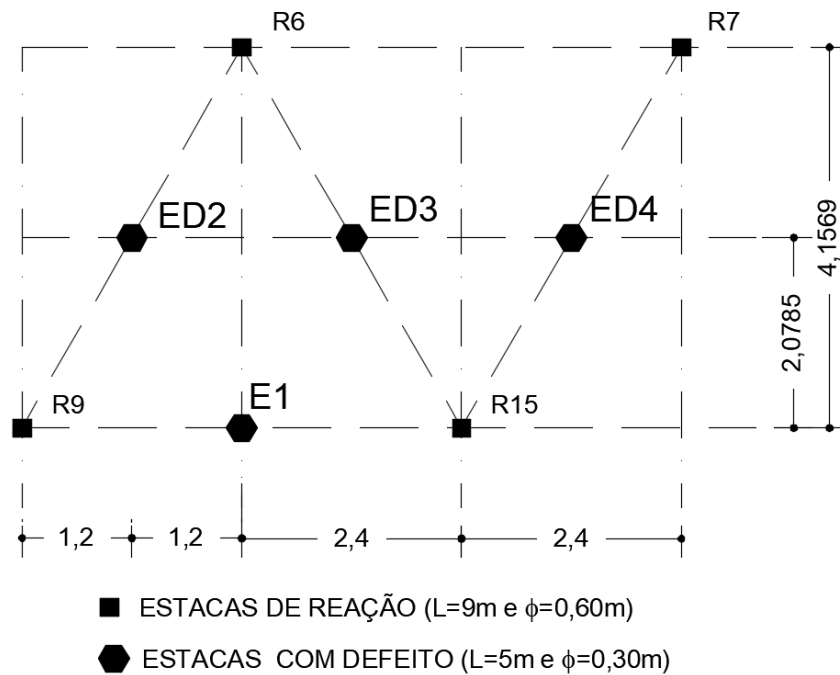


Figura 38. Disposição das estacas escavadas ensaiadas

As anomalias são ilustradas na Figura 39 onde observa-se suas dimensões e pontos de aplicação.

A estaca E1 é íntegra e, portanto, não apresenta nenhuma singularidade. Possui diâmetro de 30 cm ao longo dos 5 m de comprimento. A estaca ED2 tem diâmetro de 30 cm e uma anomalia à metade de seu comprimento com o preenchimento do fuste com cerca de 36 litros de areia média lavada (equivalente a cerca de 40 cm de comprimento). A areia foi simplesmente lançada do nível de superfície do terreno após a concretagem do trecho inferior da estaca e apresentava umidade ambiente. Após isso, procedeu-se com a concretagem do trecho superior da estaca. Esta estaca foi posteriormente exumada para análise e comparação com o perfil idealizado e detectou-se que o trecho em areia apresentava aproximadamente 12 cm de espessura. A anomalia na estaca 3 foi criada pela inserção de um cilindro oco de concreto à metade de seu comprimento. O tronco de cilindro tem altura de 60 cm, diâmetro de 25 cm e espessura de parede de 5 cm.

A estaca 4 apresenta dois diâmetros sendo 30 cm na metade inferior e 60 cm na metade superior.

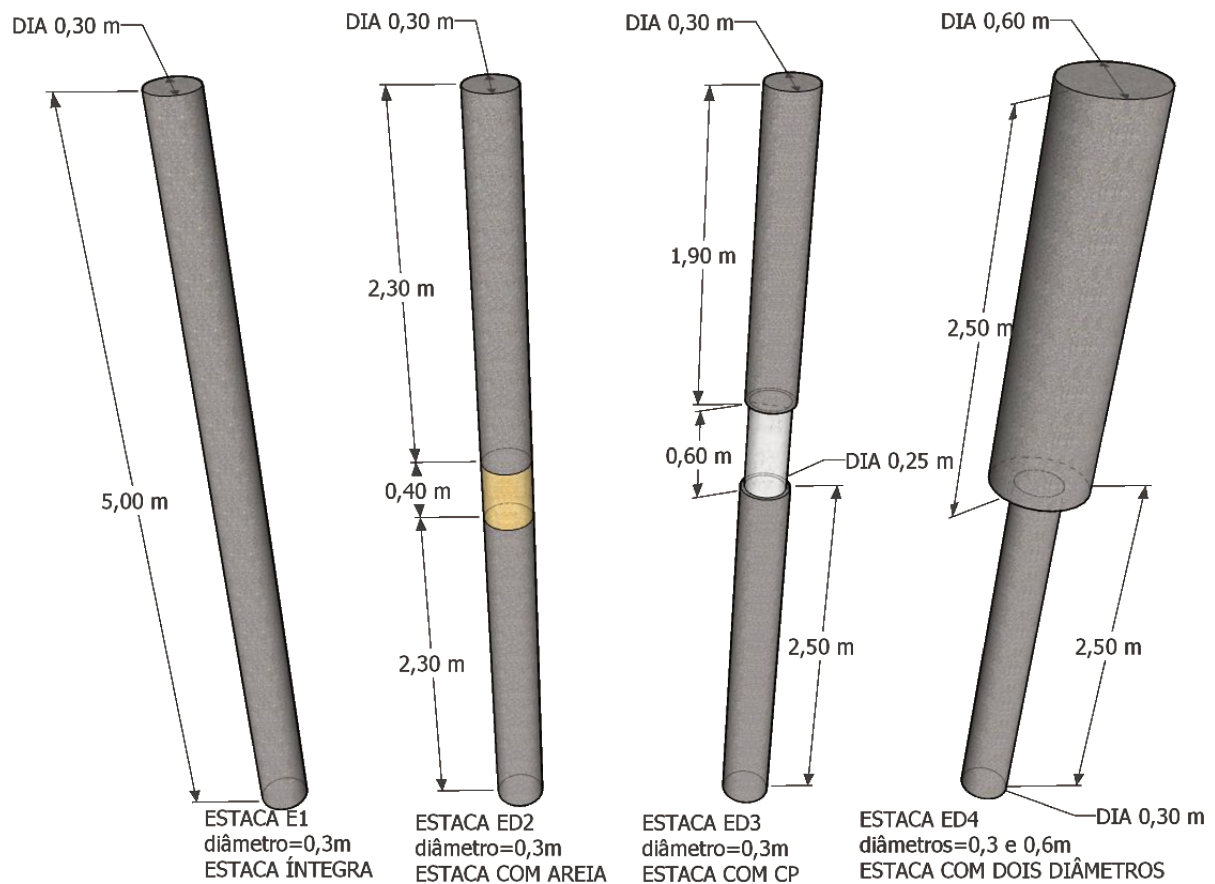


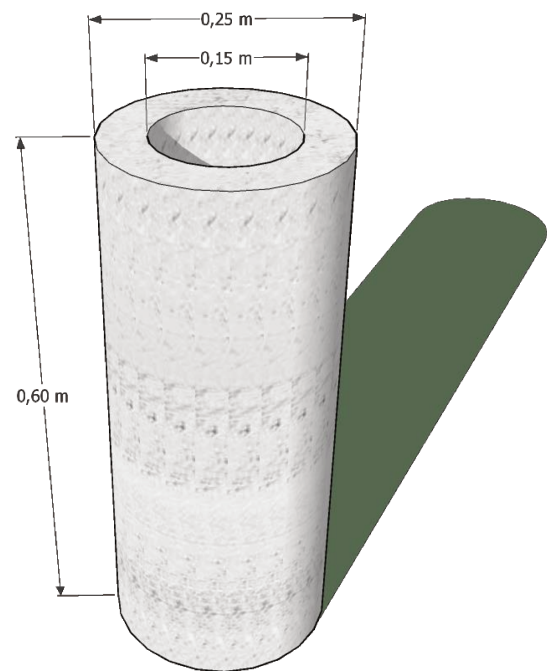
Figura 39. Descrição das estacas com anomalias

O cilindro utilizado para a criação da anomalia na estaca ED3 é apresentado na Figura 40 e deriva do defeito proposto por Freitas Neto (2013). Naquela situação, optou-se por gerar um defeito no fuste da estaca reduzindo sua área, o que se assemelha à estricção (estrangulamento do fuste da estaca). Existe, no entanto, uma limitação no uso da estricção já que detritos provenientes do próprio processo de execução da estaca podem gerar confinamento lateral na área do defeito e mascarar o efeito da ruptura estrutural do elemento que, espera-se, seja abrupto e frágil.

A partir disso, embora ainda possa haver perda de atrito lateral com o solo na região do defeito, esse formato de anomalia foi escolhido. A espessura da parede do cilindro oco foi definida, tendo em vista a propiciar o surgimento de tensões maiores que na seção integral da estaca e suficientes para causar ruptura.



(a)



(b)

Figura 40. Cilindro oco para simulação de defeito em estaca utilizado por Freitas Neto (2013)

3.4.2 Caracterização do concreto

O defeito incorporado à estaca 3 consiste em um cilindro de argamassa moldado e utilizado por Freitas Neto (2013) com a finalidade também de simular uma região de menor resistência estrutural na estaca. As dimensões e carga de ruptura para dois cilindros são apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5. Resultados dos ensaios de compressão simples nas seções defeituosas (adaptado de FREITAS NETO, 2013)

Material: Argamassa (Traço 1:9) – Fator A/C = 1,5 – 7 dias			
	Unidade	CP – 1 - DEF	CP – 2 – DEF
$D_{extMÉD}$	m	0,237	0,239
$D_{intMÉD}$		0,152	0,151
D_{EQUIV}		0,189	0,185
Q_{RUP}	kN	40,04	38,48
Área	m ²	0,0279	0,0270
σ_{Rup}	MPa	1,44	1,43

Ensaio de resistência à compressão executados em corpos de prova moldados com as mesmas características do cilindro instalado na estaca, apresentaram tensão média na ruptura de 1,44 MPa e 39,3 kN. A carga de ruptura da estaca foi previamente estimada através de métodos semiempíricos ultrapassando em cerca de 30% a carga de ruptura do cilindro em laboratório. Ressalta-se que os ensaio de Freitas Neto (2013) foram executados aos 7 dias, com isso, espera-se maior tensão necessária para a ruptura do cilindro com a cura do material.

3.4.3 Montagem da prova de carga

Para a realização das provas de carga, utilizou-se um dispositivo de aplicação de carga constituído por macaco hidráulico com capacidade para 500 kN alimentado por bomba manual e curso de êmbolo compatível com os deslocamentos esperados. Utilizou-se entre a cabeça da estaca e o macaco uma chapa metálica de ½" para melhor distribuição da tensão aplicada (Figura 41).



Figura 41. Posicionamento do macaco hidráulico e chapa metálica

O sistema de reação foi composto por quatro estacas escavadas com diâmetro de 60 cm e comprimento de 9 m dispostas conforme apresentado anteriormente na Figura 38 e cujo detalhamento apresenta-se na Figura 42.

As estacas de reação foram projetadas para resistir aos esforços de tração gerados durante a execução das provas de carga estáticas, suportando 1,5 vez a carga máxima prevista em cada uma e com distância dos tirantes às estacas ensaiadas de, no mínimo, 1,5m. Para tanto, foram armadas com 10 barras de aço CA-50A ($\phi=10$ mm) e estribo helicoidal de aço CA50 ($\phi=6,5$ mm) e tirantes Dywidag com 6,5 metros de comprimento e diâmetro 32 mm.

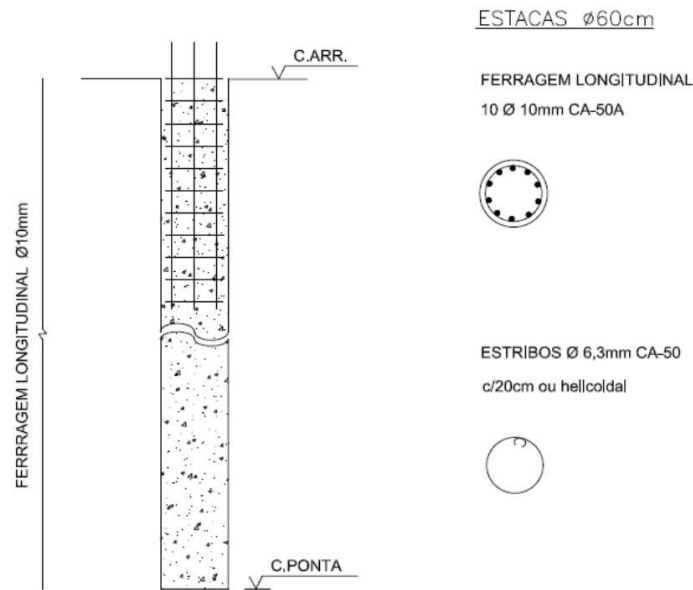


Figura 42. Detalhamento das estacas de reação

São apresentados na Figura 43, os detalhes para travamento da porca com o elemento de reação e emenda entre o tirante embutido na estaca e o tirante de travamento no elemento de reação.

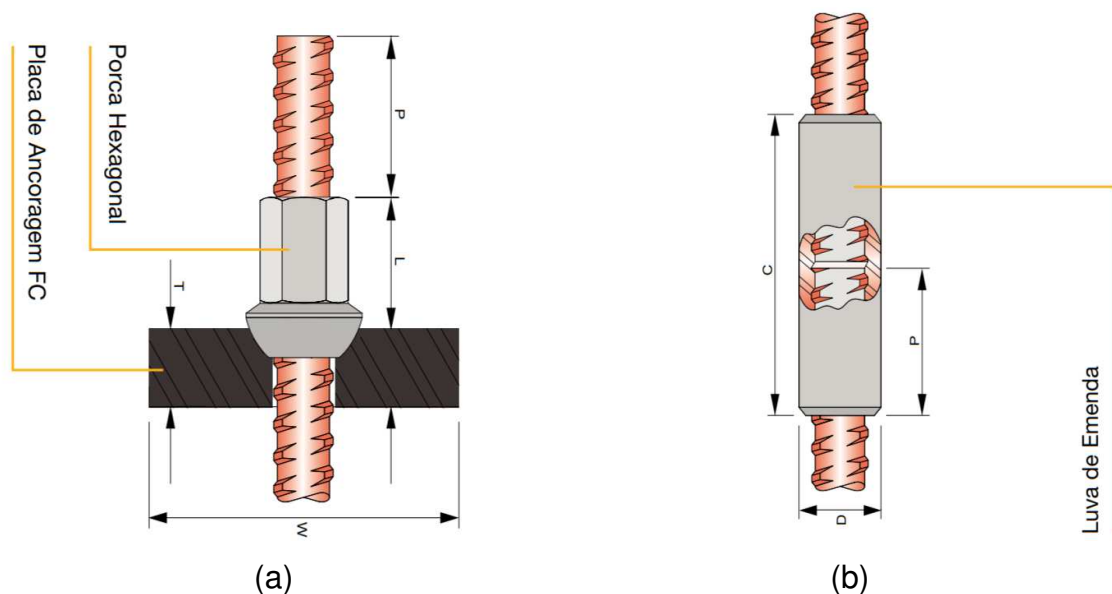


Figura 43. Detalhes de travamento de porca (a) e emenda entre tirantes (b) (DYWIDAG, 2019)

De acordo com a fabricante, a carga máxima nos tirantes para aplicações em provas de carga e estruturais é de 61 tf, valor corresponde a 90% da carga de escoamento da barra.

O sistema de reação ainda é composto por vigas metálicas auxiliares e um elemento metálica principal com peso de 35 kN (3,5 t) e composta por dois perfis “I” (com seção transversal com mesa de 0,32 m de largura e alma de 0,735 m de altura). O elemento principal apresenta largura de 0,80 m, altura 0,75 m e comprimento de 5,3 m e conta ainda com enrijecedores para aumento de sua estabilidade estrutural ao longo do comprimento. A montagem da prova de carga requer a mobilização de caminhão Munck e suporte de cavaletes metálicos nivelados e estáveis, conforme apresentado na Figura 47.

O sistema de medição compõe-se de um sistema de aquisição de dados de modelo QuantumX Assistant 840 da marca HBM (Figura 44a), células de carga calibradas para 500 e 1000 kN. Observa-se na Figura 44b, a célula de carga para 500 kN sob indicação da seta com o número 1 durante execução de prova de carga. Foram utilizados também transdutores de deslocamento LVDT (Figura 44b – indicação da seta com o número 2) diametralmente opostos e com curso de 100mm.

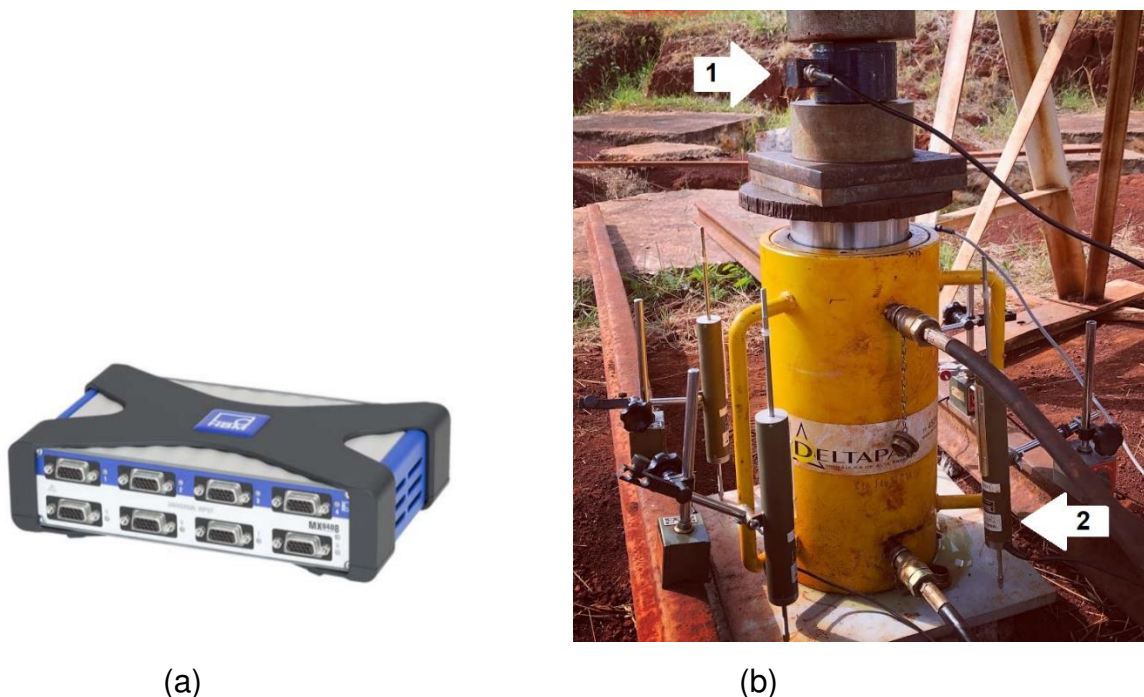


Figura 44. Sistema de aquisição de dados HBM (a), célula de carga para 500 kN (b) e LVDT (c)

Os LVDT's foram fixados em trilhos metálicos com massa suficiente para evitar deslocamentos indesejados durante a execução da prova de carga. As pontas dos LVDT's foram fixadas sobre a chapa metálica e as leituras de deformação incluíam a média das leituras dos LVDT's. As leituras de tensão e recalque foram processadas pelo software Catman Easy 3.3.3.51 conforme apresentado na Figura 45.

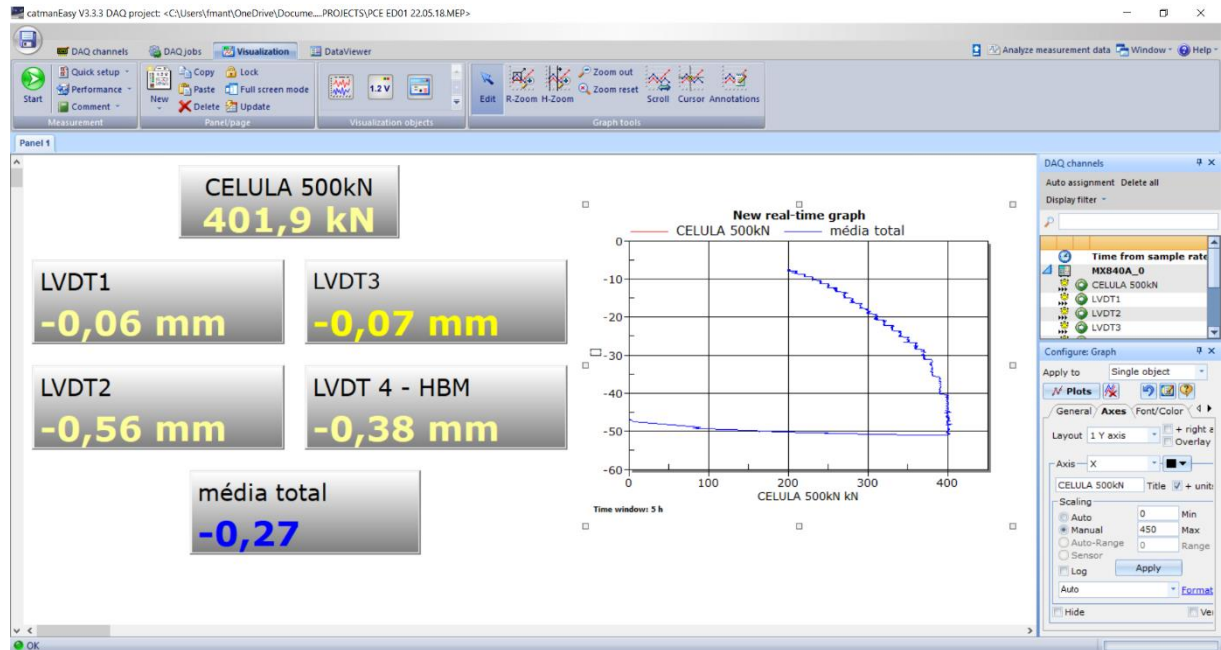


Figura 45. Interface do software Catman Easy durante PCE

Foram utilizados também alguns elementos metálicos para ajuste de altura entre o macaco e a célula de carga e entre a célula de carga e o elemento metálica. A composição pode ser observada na Figura 46.



Figura 46. Equipamentos e montagem da PCE

O esquema final de montagem das provas de cargas está apresentado na Figura 47.



Figura 47. Esquema final de montagem da prova de carga estática

3.4.4 Preparo das estacas

Etapa crucial para a obtenção de bons dados e, consequentemente, melhor interpretação, o preparo da estaca envolve eliminar todo o concreto de má qualidade porventura existente no topo assim como cortar barras de aço em comprimentos externos mínimos a fim de se evitar influência nas leituras.

Em seguida cria-se uma superfície plana e lisa com uma lixadeira (Figura 48). O topo da estaca deverá estar perfeitamente acessível e seco, embora possa haver água ao redor da estaca. O acelerômetro e os golpes devem ser aplicados nessa região, em material idêntico ao do restante da estaca, não sendo permitido o uso de argamassa ou qualquer outro material no topo da estaca (PDI, 2017).



Figura 48. Preparo da cabeça da estaca

Caso já tenha sido lançado o concreto da base do bloco, a estaca terá que ser isolada dessa base, com quebra da região ao redor da mesma.

As estacas não precisam já estar cortadas até a cota de arrasamento, mas sugere-se que o ensaio seja realizado nessas condições para que, caso sejam detectadas anomalias entre o topo do ensaio e a cota de arrasamento, o ensaio pode ficar inviabilizado para a estaca em questão.

A aquisição de dados deve ser feita através da aplicação de múltiplos golpes, em múltiplas posições na mesma estaca.

3.4.5 Procedimento para execução da Prova de Carga Estática

A influência das anomalias nas estacas escavadas foi analisada através de quatro provas de carga estáticas rápidas não instrumentadas. De acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006), o ensaio de carregamento rápido deve ser realizado de acordo com as seguintes prescrições:

- a) O carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, observando-se que:
 - A carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada;
 - Em cada estágio a carga deve ser mantida durante 10 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos;
- b) Em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio;
- c) Atingida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas cinco leituras: a 10, 30, 60, 90 e 120 minutos neste estágio. A seguir procede-se ao descarregamento, que deve ser feito em cinco ou mais estágios, cada um mantido por 10 min, com leitura dos respectivos deslocamentos;
- d) Após 10 minutos do descarregamento total, devem ser feitas mais duas leituras adicionais aos 30 e 60 minutos.

3.5 Elementos de concreto

São apresentadas no item 3.3 as informações referentes à idealização e execução dos elementos de concreto submetidas ao ensaio de integridade de baixa deformação.

3.5.1 Características e moldagem

Foram executadas neste trabalho oito vigas de concreto com variações de material (intrusão de argila e existência ou não de armadura) e área de seção transversal. A moldagem desses elementos tem como objetivos a análise da influência do atrito lateral de solo nos sinais dos ensaios; a análise da influência da armadura nos sinais dos ensaios e a comparação dos sinais obtidos com os sinais esperados tendo em vista serem conhecidas as anomalias e suas respectivas posições.

As vigas foram moldadas in loco no Campo Experimental com a concretagem em formas de madeira conforme ilustrado na Figura 49.

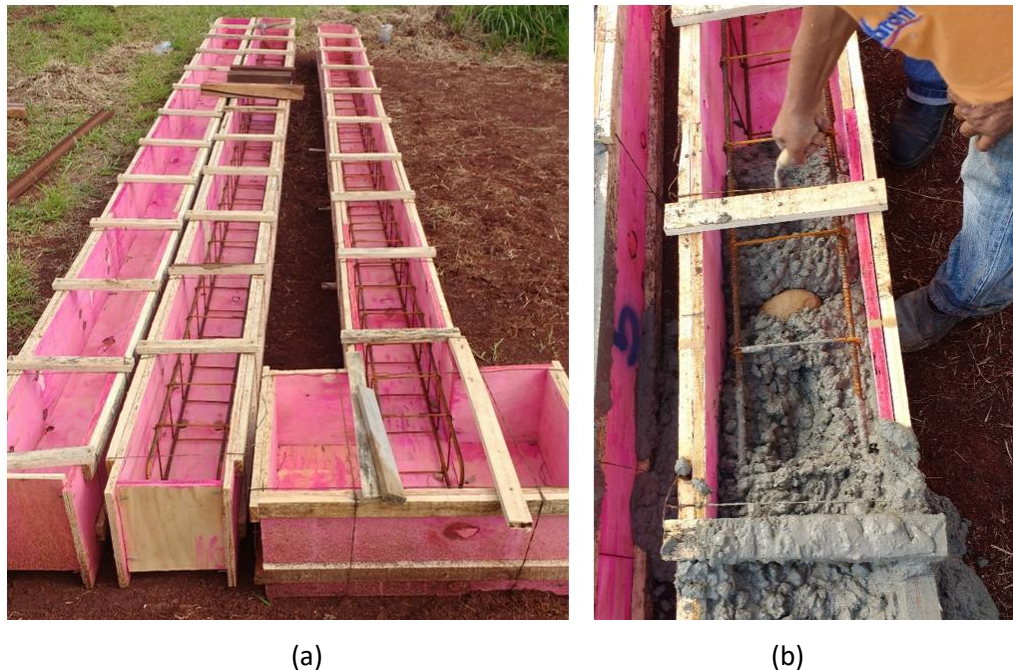


Figura 49. Concretagem dos elementos 1, 2 e 3 (a) e concretagem do elemento 4 com argila (b)

São elas:

- Elemento 1: peça de 25cm de lado, não-armada, com área de seção transversal e material uniformes, utilizada como referência. Devido a questões construtivas durante a moldagem, tem como comprimento total 4,8 metros, ao invés de 6 metros como originalmente projetado;
- Elemento 2: peça com 25 cm de lado, armada, com área de seção transversal e material uniformes, utilizada como referência;
- Elemento 3: peça com 25 cm de lado, armada com aumento de seção transversal de 200% ao longo de 50 cm em uma das extremidades;
- Elemento 4: peça armada com intrusão de argila (esfera de 15 cm de diâmetro) a 100 cm do centro (Figura 50);
- Elemento 5: peça não armada com redução da largura ao longo de 60cm de comprimento a partir de apenas uma das faces, iniciando a 1,7m de uma das extremidades. A área da seção transversal na redução foi 37,5% menor que no restante da peça;
- Elemento 6: peça armada com redução de largura ao longo de 60cm de comprimento, iniciando a 1,7m de uma das extremidades. A área da seção transversal na redução foi 37,5 % menor do que no restante da peça;

3.5.2 Ensaio de integridade de baixa deformação

Foram executados ensaios de pequena deformação com dois equipamentos diferentes nas duas extremidades dos elementos para 3, 7, 14 e 28 dias e nas estacas escavadas para uma idade superior a 28 dias.

3.5.4 Equipamentos utilizados

Os ensaios foram executados com os equipamentos PIT (Figura 16b) e PET (Figura 16a), fabricados respectivamente pelas empresas Pile Dynamics e Piletest e ambos baseados no método sônico. Ambos possuem as especificações mínimas para atendimento à norma internacional ASTM D-5882-2016 - Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

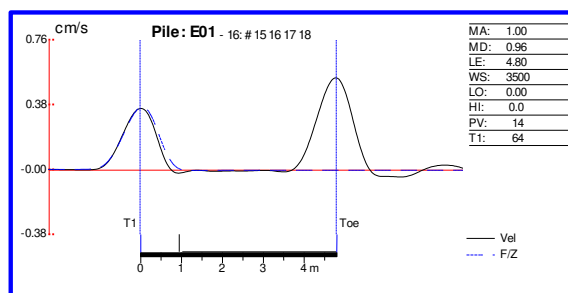
Neste item são apresentados os resultados dos ensaios de integridade para as idades de 3, 7, 14 e 28 dias nos elementos de concreto e para as estacas escavadas. Conhecidos os comprimentos de cada elemento, as velocidades de onda foram ajustadas assim como parâmetros de magnificação de sinal e filtros para maior clareza na visualização dos sinais.

4.1 Elementos de concreto

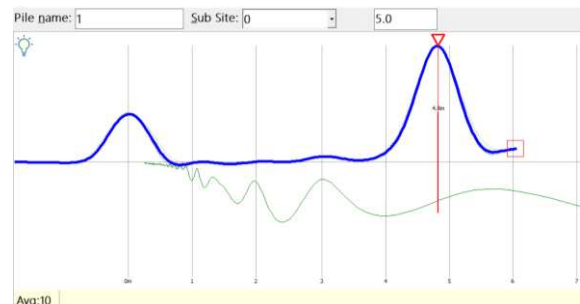
Apresentam-se inicialmente os resultados dos ensaios de integridade de baixa deformação executados nos elementos de concreto. Os sinais foram ajustados partindo-se do pico do impacto ao pico refletido, conforme sugestão de executores experientes, para obtenção da velocidade de propagação de onda no material, conhecidos os comprimentos dos elementos. Os dados obtidos são analisados no item 4.1.5 Velocidades de propagação de onda.

4.1.1 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade 3 dias

Os reflectogramas apresentados nas figuras Figura 51 a Figura 66 são resultados dos ensaios nos elementos com idade de 3 dias através dos equipamentos PIT e PET.

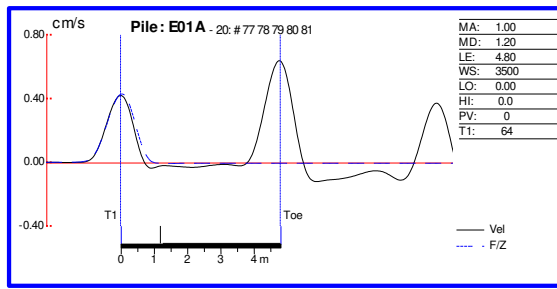


(a)

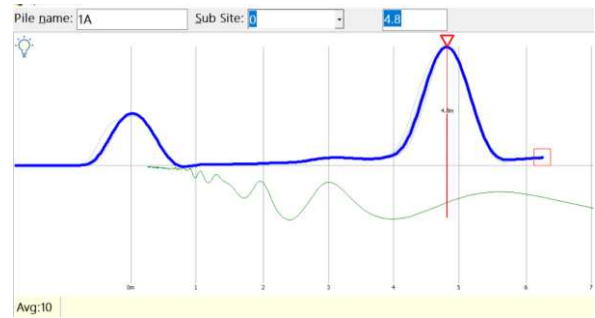


(b)

Figura 51. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1 aos 3 dias

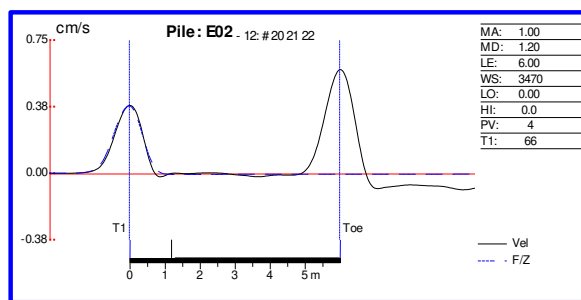


(a)

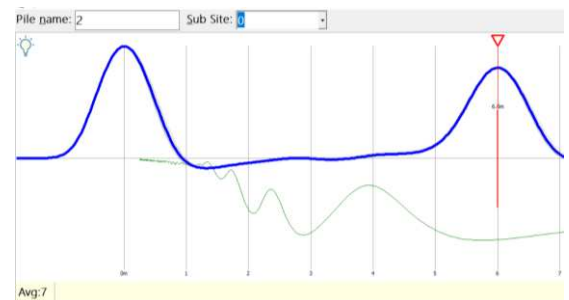


(b)

Figura 52. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1A aos 3 dias

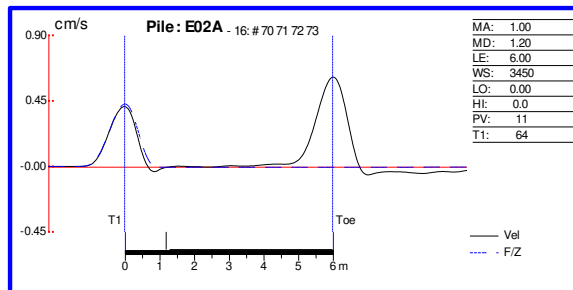


(a)

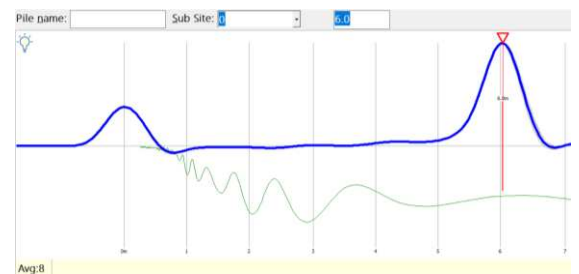


(b)

Figura 53. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2 aos 3 dias

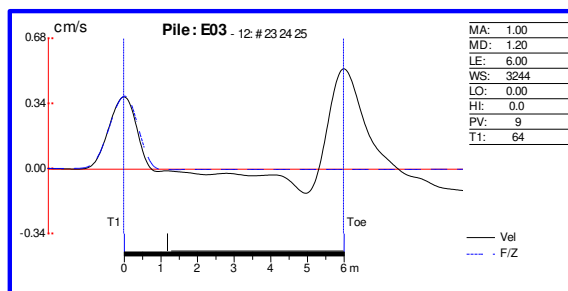


(a)

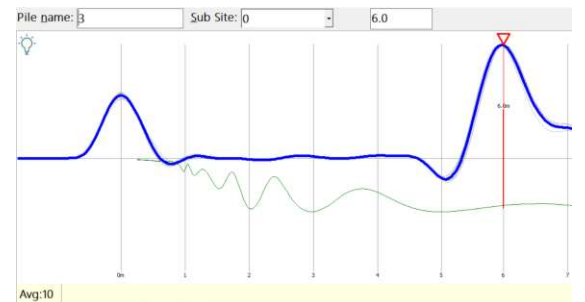


(b)

Figura 54. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2A aos 3 dias

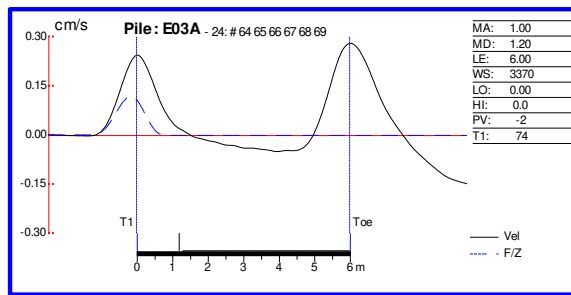


(a)

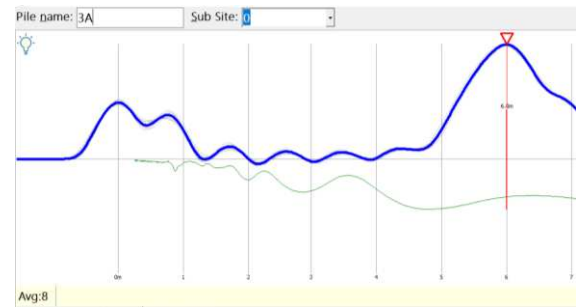


(b)

Figura 55. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3 aos 3 dias

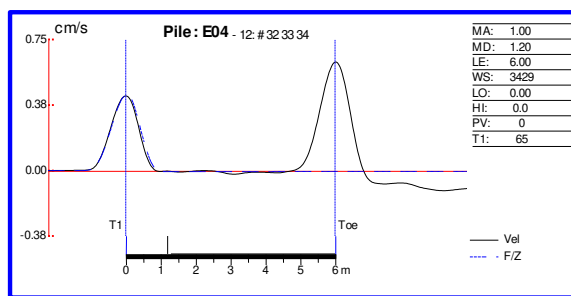


(a)



(b)

Figura 56. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3A aos 3 dias

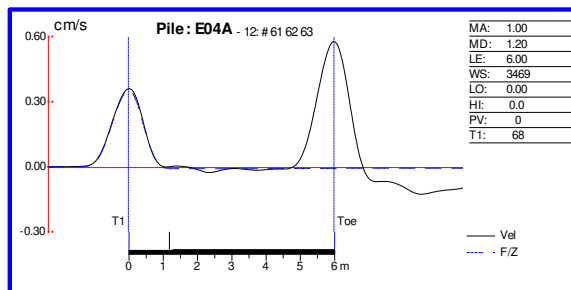


(a)

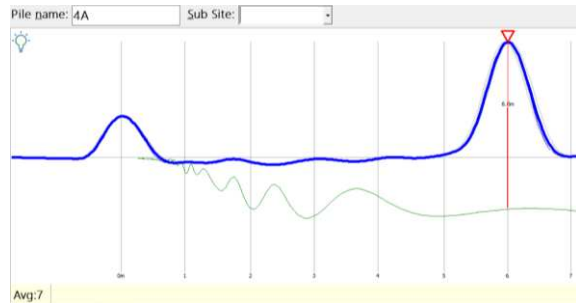


(b)

Figura 57. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4 aos 3 dias

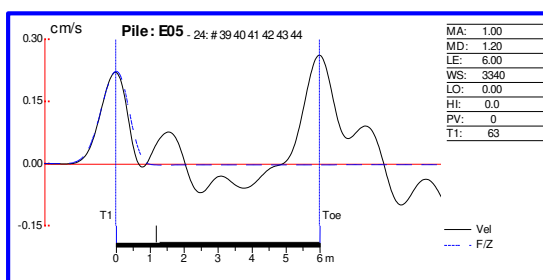


(a)

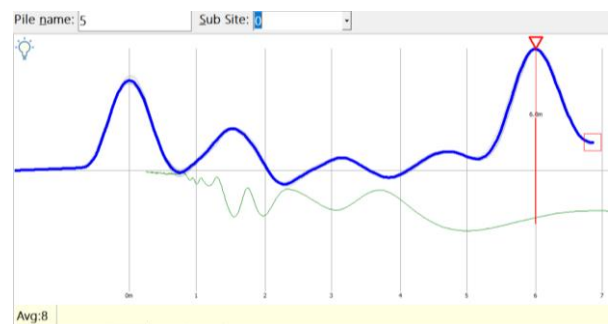


(b)

Figura 58. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4A aos 3 dias

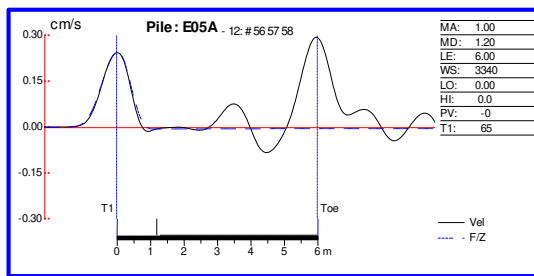


(a)

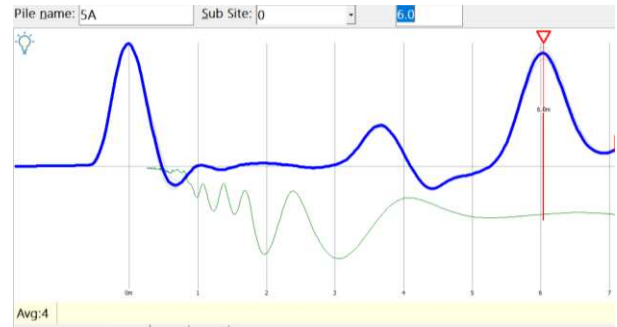


(b)

Figura 59. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5 aos 3 dias

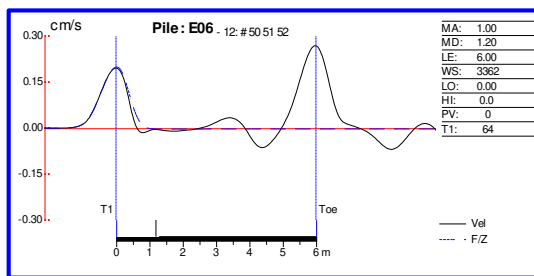


(a)

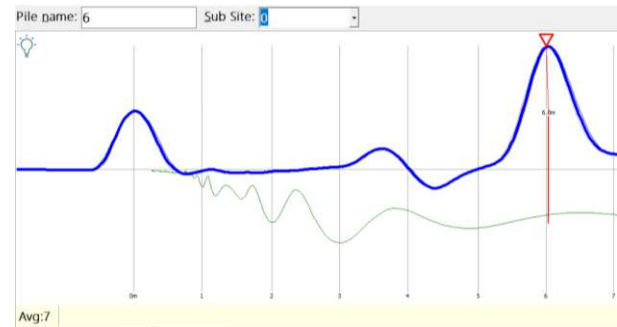


(b)

Figura 60. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5A aos 3 dias

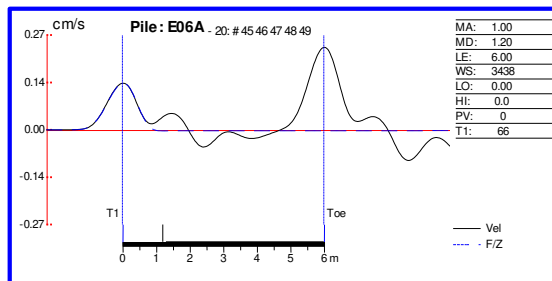


(a)

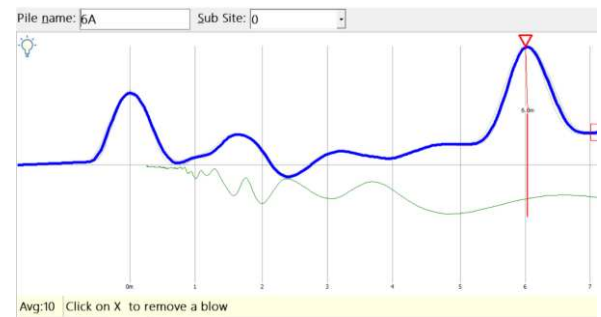


(b)

Figura 61. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6 aos 3 dias

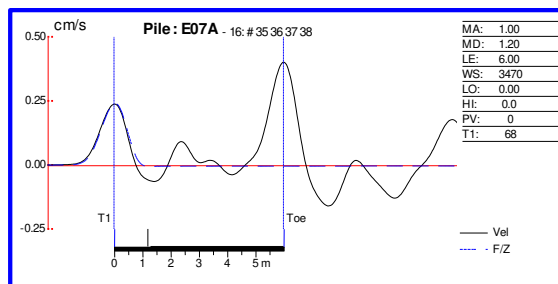


(a)

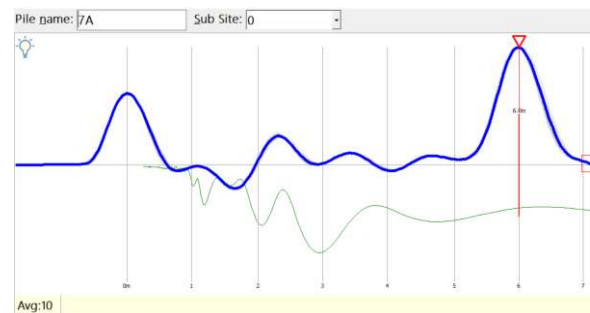


(b)

Figura 62. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6A aos 3 dias

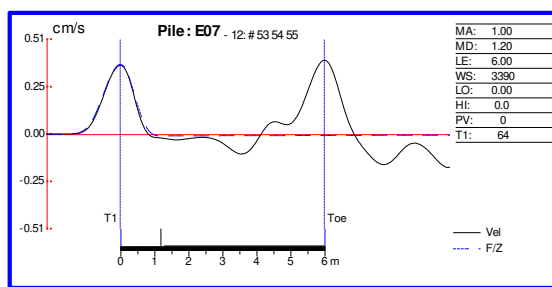


(a)

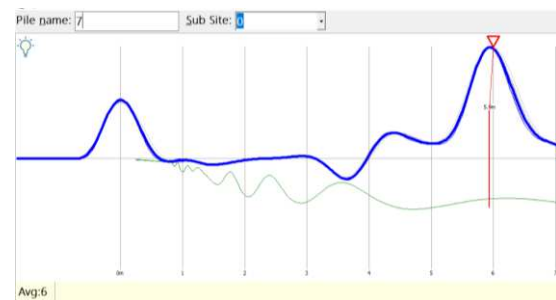


(b)

Figura 63. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7 aos 3 dias

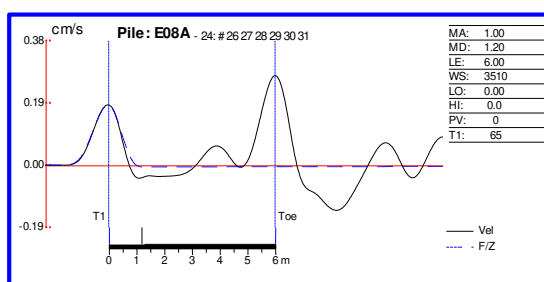


(a)

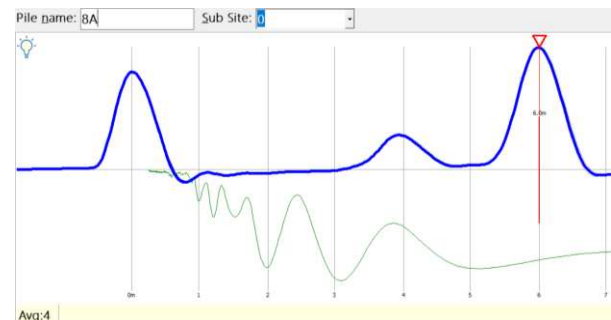


(b)

Figura 64. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7A aos 3 dias

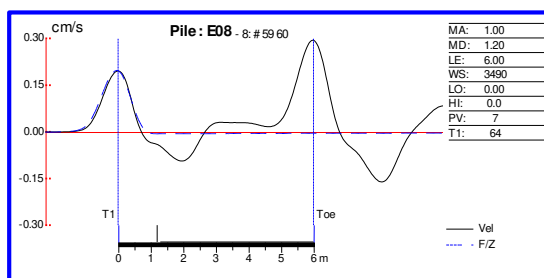


(a)

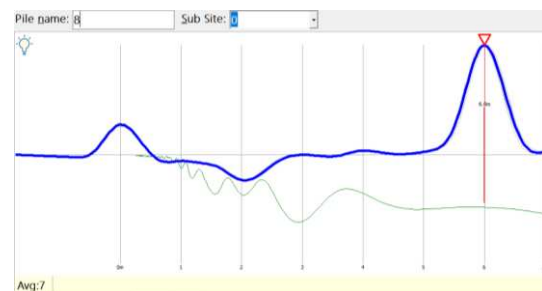


(b)

Figura 65. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8 aos 3 dias



(a)



(b)

Figura 66. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8A aos 3 dias

Os reflectogramas obtidos por PIT e PET são semelhantes com pequenas variações nas velocidades de onda no material. Para o elemento 1, sem anomalias, o golpe inicial e a reflexão de ponta são nítidos. Como não existem alterações no material e dimensões da seção, o sinal é paralelo ao eixo entre as amplitudes indicadas pelo golpe do martelo e a outra extremidade do elemento tanto no ensaio pela direita quanto esquerda da vida. O elemento 2 é armado e tem reflectograma com as mesmas características do elemento 1. A presença de armadura não influenciou nas características do sinal e a velocidade de onda em elementos não armados foi maior que nos elementos armados.

O elemento 3 apresenta trecho com largura 3 vezes maior na extremidade A. No ensaio pelo lado oposto ao alargamento, esse aspecto fica caracterizado pelo pulso invertido (se comparado ao sinal inicial) que surge imediatamente antes do pulso referente à ponta. No sinal do elemento 3A (gerado pelo golpe na extremidade com alargamento), nota-se dois pulsos sobrepostos já no início do elemento. Um deles ilustra a aceleração (já convertida em velocidade) gerada pelo golpe e o outro a gerada pela onda refletida quando a seção é bruscamente reduzida a um terço.

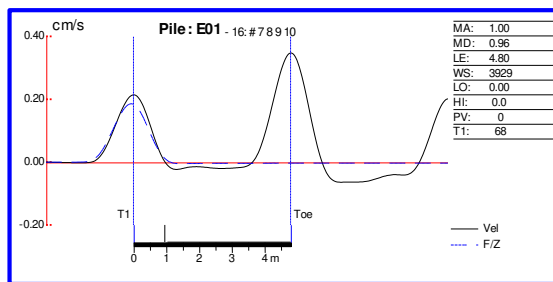
Os reflectogramas do elemento 4 não apontam alterações de impedância ao longo do comprimento e, pode-se dizer, que a esfera de argila não foi detectada embora sua área em planta corresponda a, aproximadamente, 28% da área da seção transversal. A velocidade de onda também não apresenta variação significativa.

A variação de seção do elemento 5 é observada pelos reflectogramas obtidos pelos ensaios em ambos os lados. Primeiramente observa-se uma redução de seção com o surgimento de sinal semelhante ao inicial, em seguida, o pequeno sinal invertido ilustra o aumento da seção para a dimensão inicial.

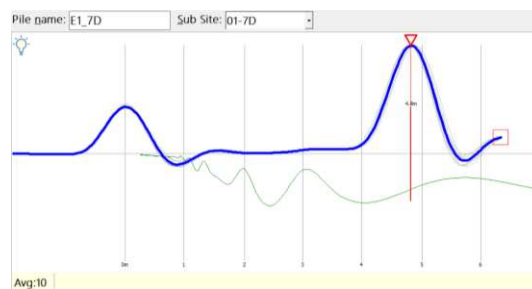
Os resultados para o elemento 6 apontam corretamente uma redução na seção mais próxima à lateral esquerda assim como para o elemento 7 com sinais invertidos e aumento de seção próximo à lateral esquerda. O reflectograma do elemento 8a (golpe aplicado à direita) apresenta inversão brusca de sinal por aumento de seção próximo à extremidade direita e não indica o aumento gradual da seção.

4.1.2 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade 7 dias

Os reflectogramas apresentados nas figuras Figura 67 a Figura 82 são resultados dos ensaios nos elementos com idade de 7 dias através dos equipamentos PIT e PET.

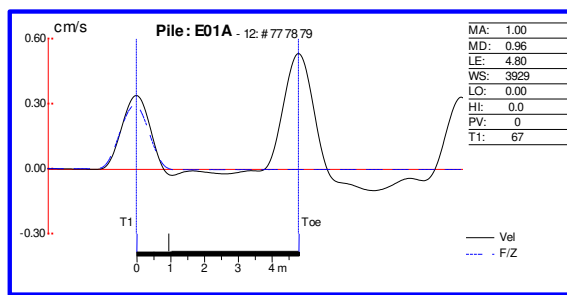


(a)

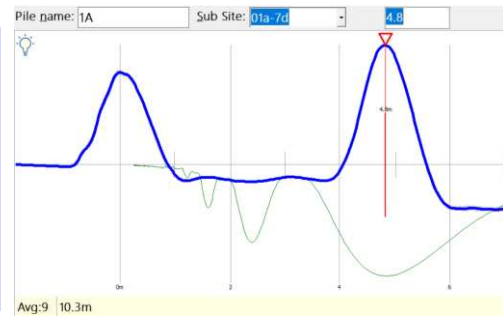


(b)

Figura 67. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1 aos 7 dias

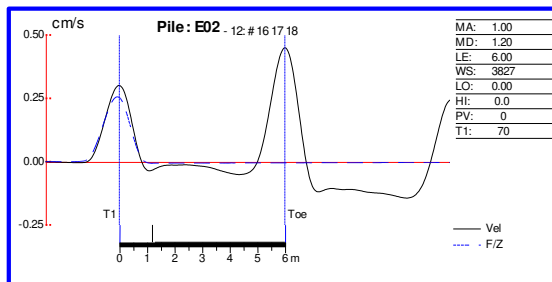


(a)

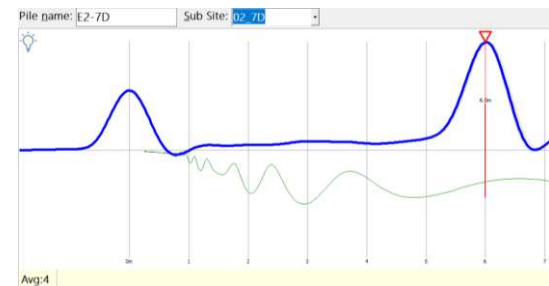


(b)

Figura 68. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1A aos 7 dias

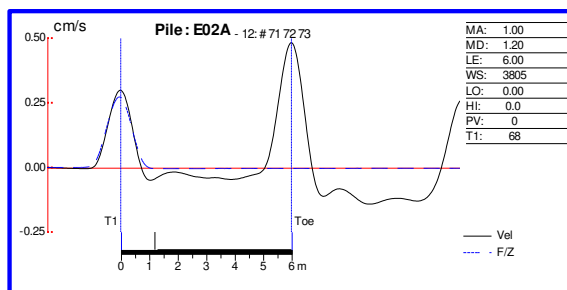


(a)



(b)

Figura 69. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2 aos 7 dias

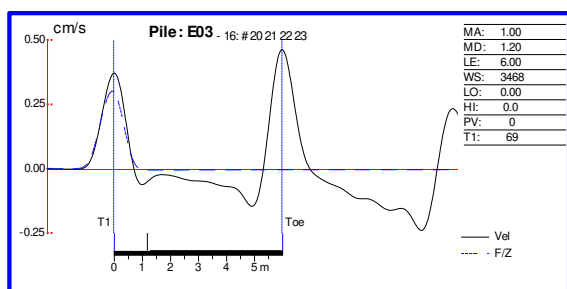


(a)

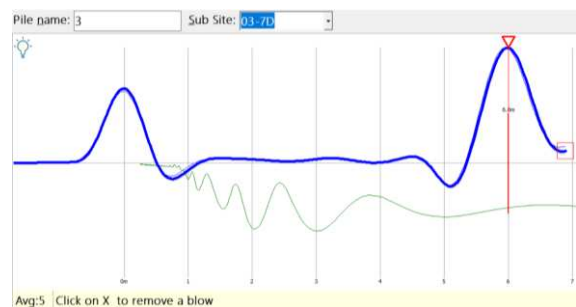


(b)

Figura 70. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2A aos 7 dias

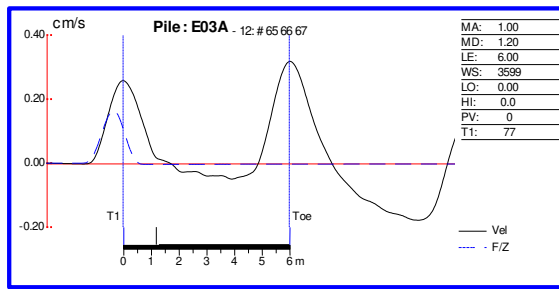


(a)

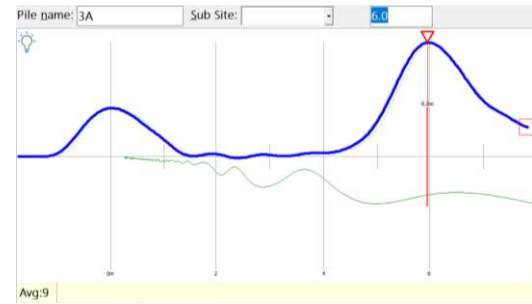


(b)

Figura 71. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3 aos 7 dias

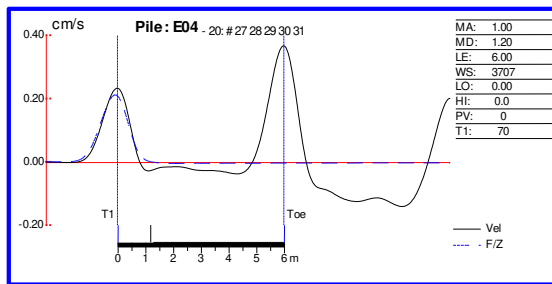


(a)

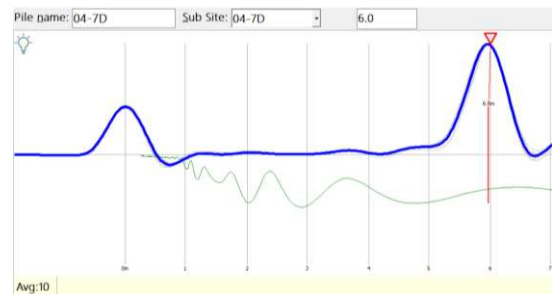


(b)

Figura 72. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3A aos 7 dias

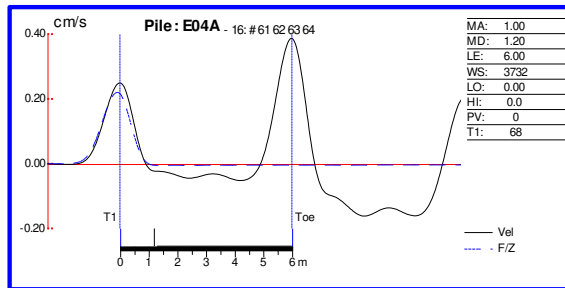


(a)

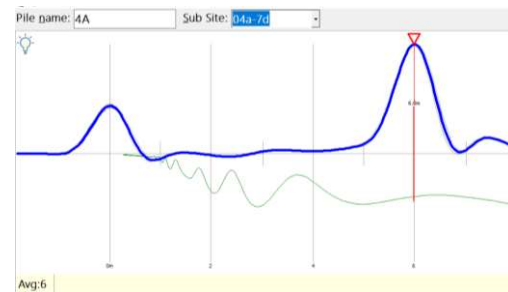


(b)

Figura 73. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4 aos 7 dias

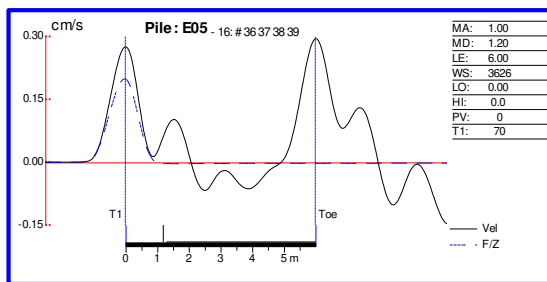


(a)

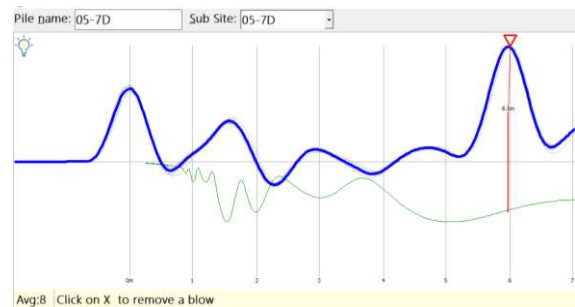


(b)

Figura 74. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4A aos 7 dias

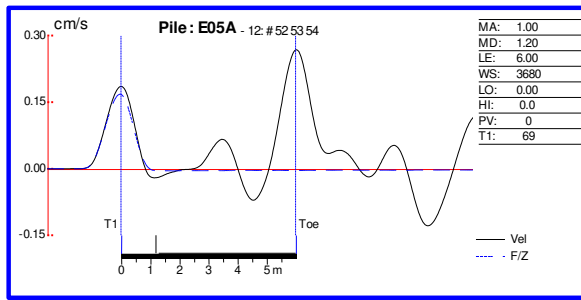


(a)

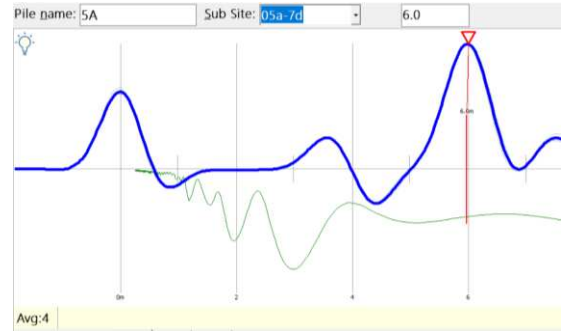


(b)

Figura 75. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5 aos 7 dias

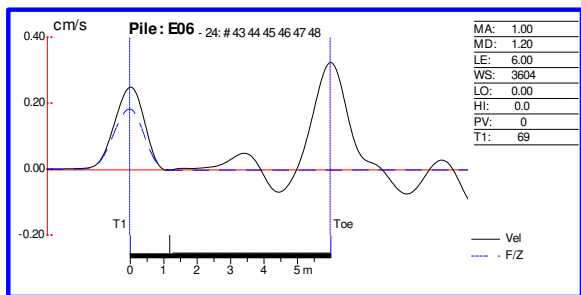


(a)

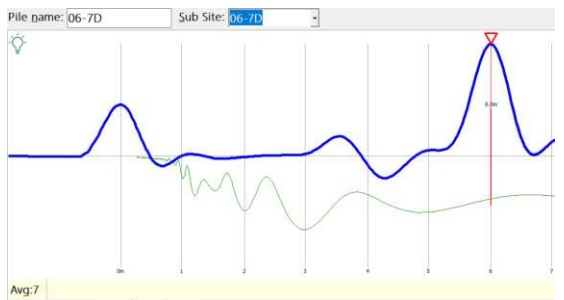


(b)

Figura 76. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5A aos 7 dias

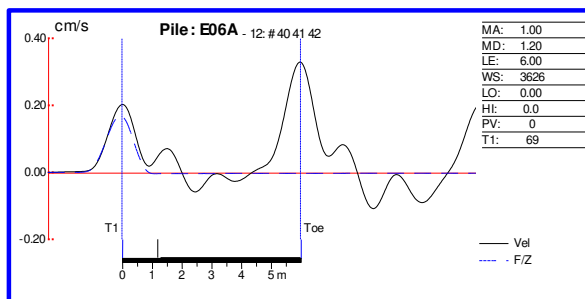


(a)

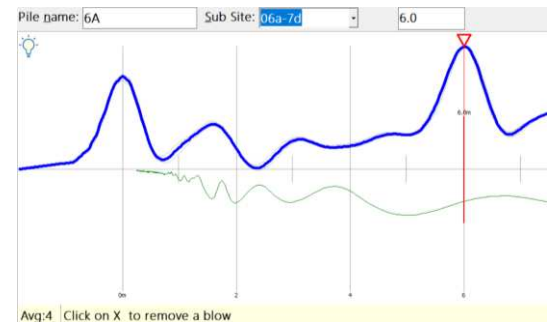


(b)

Figura 77. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6 aos 7 dias

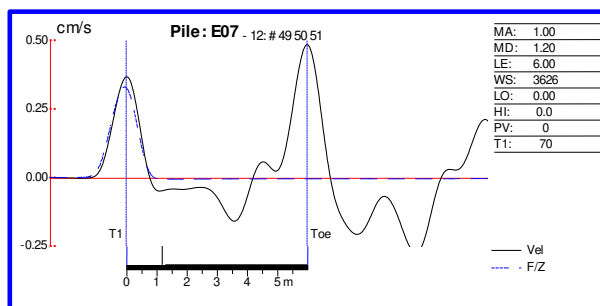


(a)

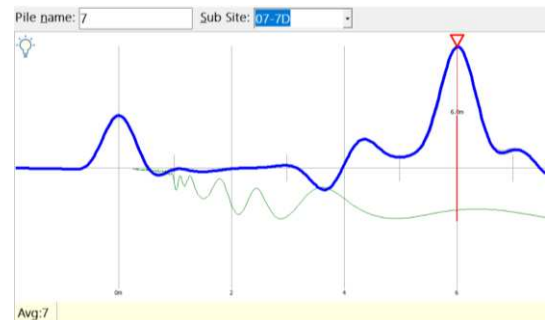


(b)

Figura 78. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6A aos 7 dias

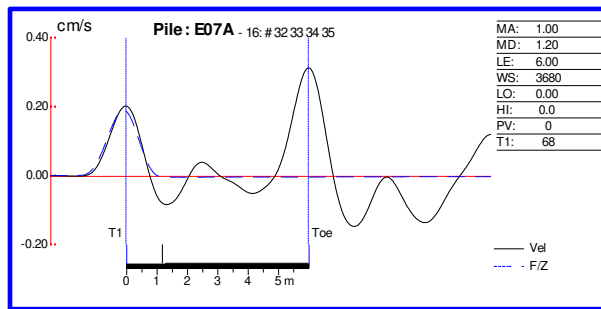


(a)

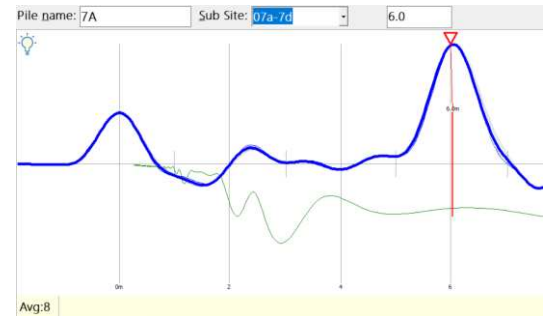


(b)

Figura 79. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7 aos 7 dias

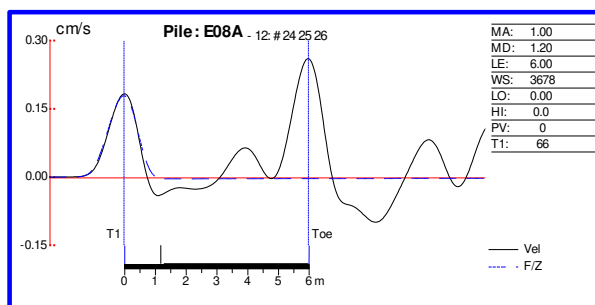


(a)

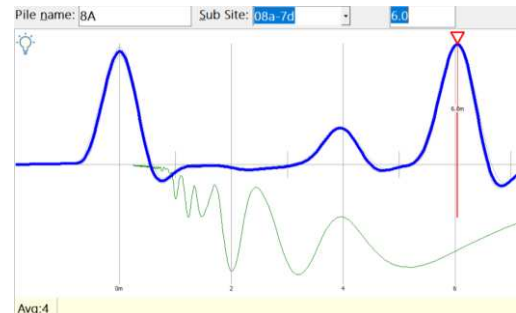


(b)

Figura 80. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7A aos 7 dias

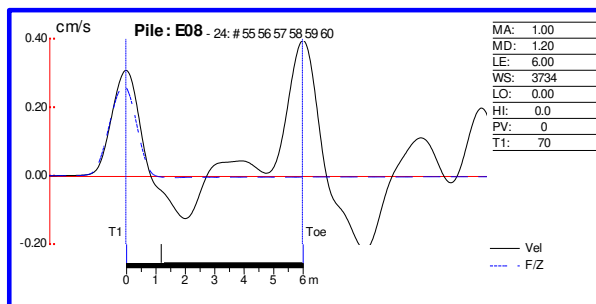


(a)

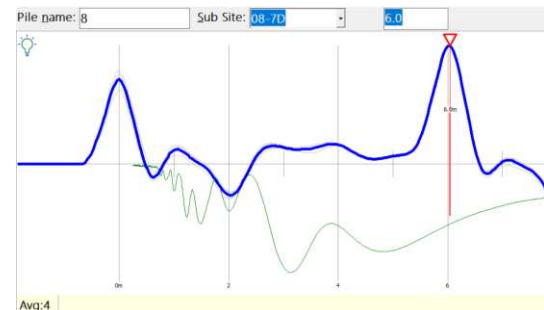


(b)

Figura 81. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8 aos 7 dias



(a)



(b)

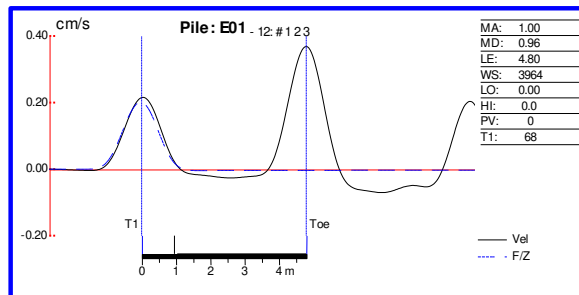
Figura 82. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8A aos 7 dias

Os reflectogramas para 7 dias são semelhantes aos referentes a 3 dias de cura e indicam as alterações de impedância já mencionadas em 4.1.1. A velocidade média de propagação de onda aumentou em 8,4% se comparada à velocidade média para 3 dias.

Houve aumento de velocidade de propagação de onda de 7,7% e 9,2% para elementos armados e não armados respectivamente se comparadas as velocidades de onda entre 3 e 7 dias e cura.

4.1.3 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade 14 dias

Os reflectogramas apresentados nas figuras Figura 83 a Figura 98 são resultados dos ensaios nos elementos com idade de 14 dias através dos equipamentos PIT e PET.

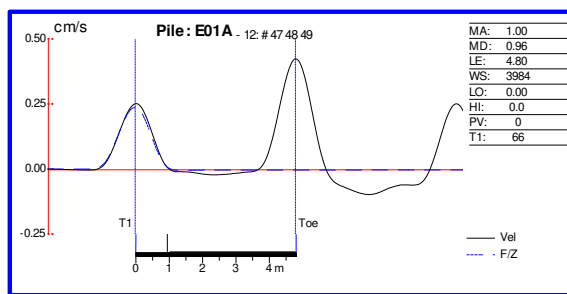


(a)

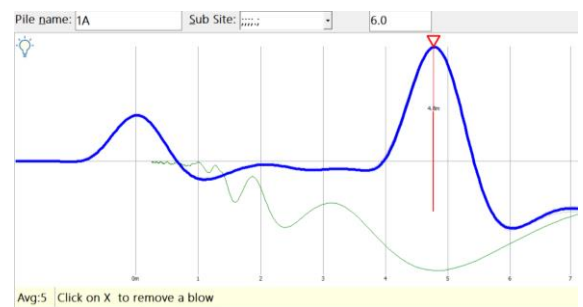


(b)

Figura 83. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1 aos 14 dias

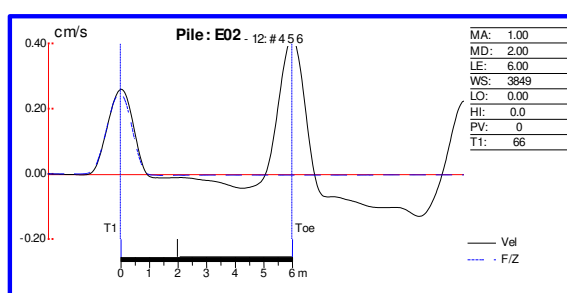


(a)

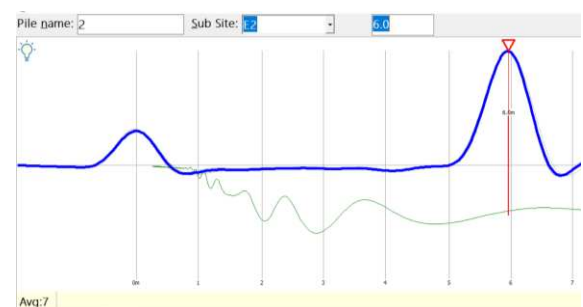


(b)

Figura 84. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1A aos 14 dias

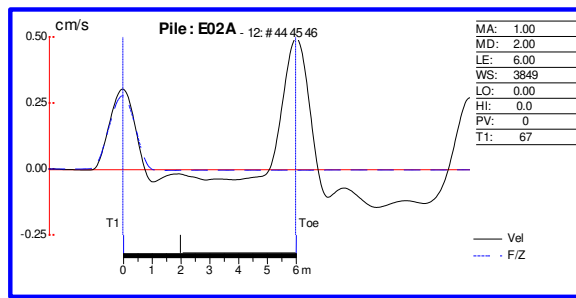


(a)

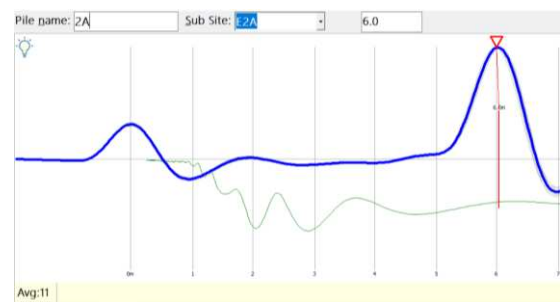


(b)

Figura 85. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2 aos 14 dias

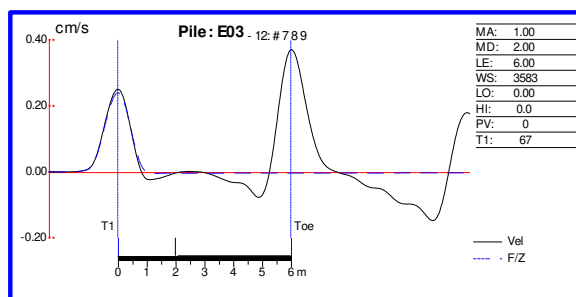


(a)

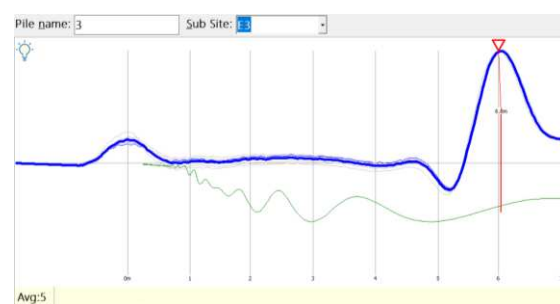


(b)

Figura 86. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2A aos 14 dias

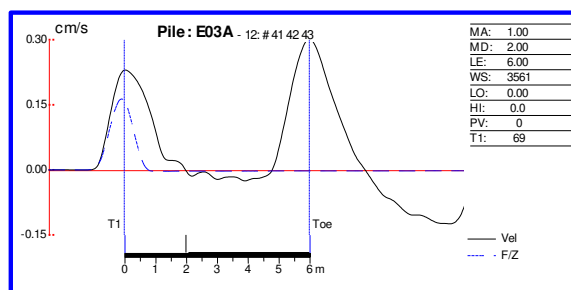


(a)

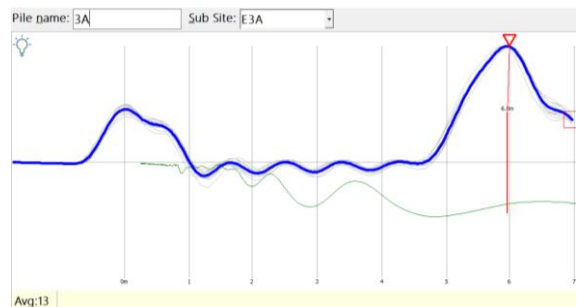


(b)

Figura 87. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3 aos 14 dias

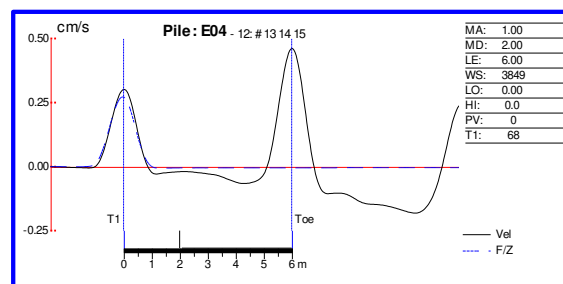


(a)

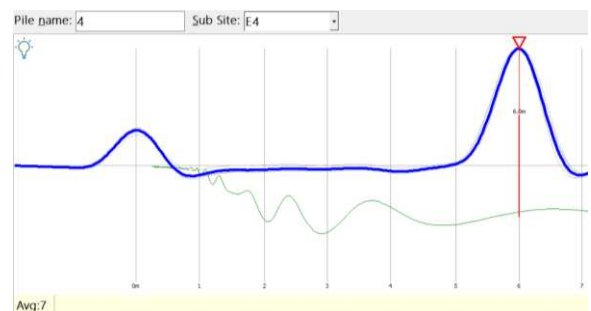


(b)

Figura 88. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3A aos 14 dias

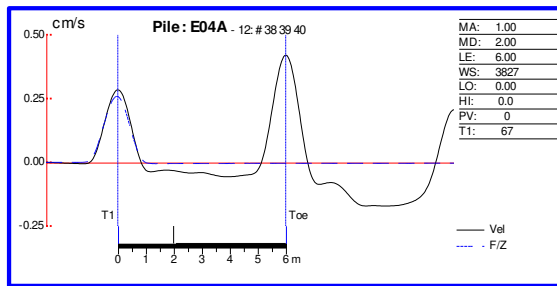


(a)

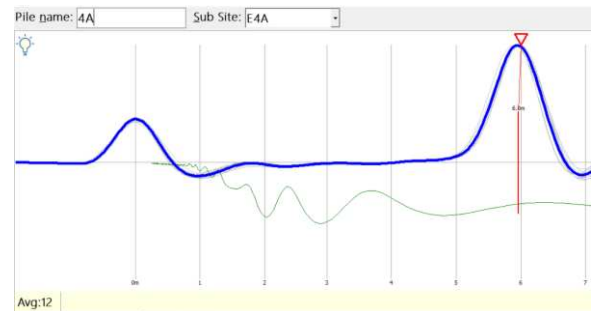


(b)

Figura 89. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4 aos 14 dias

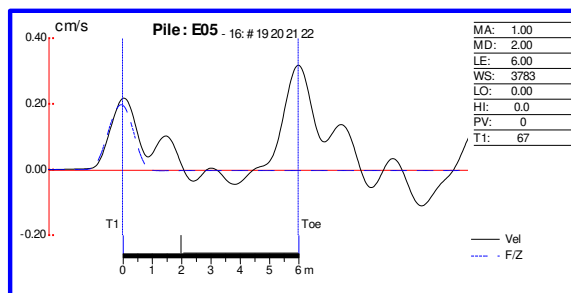


(a)

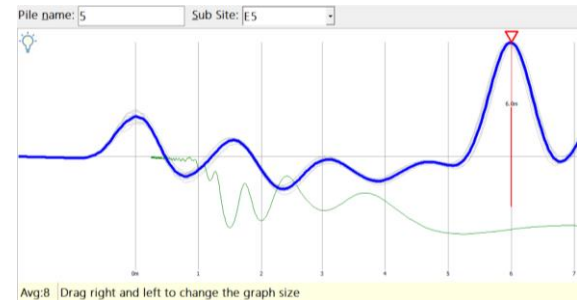


(b)

Figura 90. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4A aos 14 dias

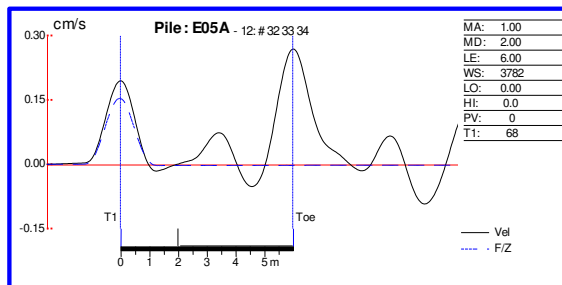


(a)

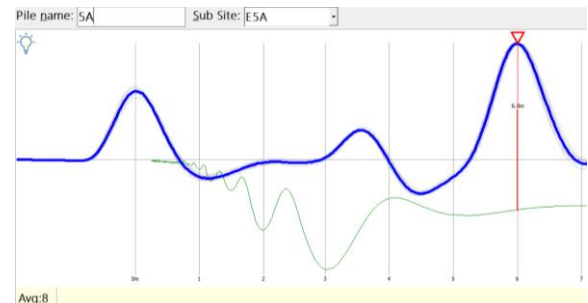


(b)

Figura 91. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5 aos 14 dias

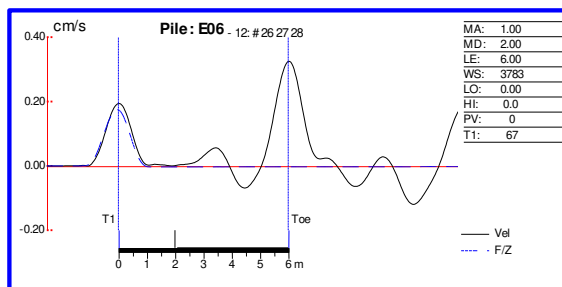


(a)

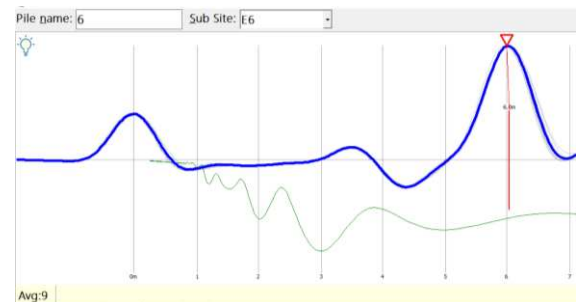


(b)

Figura 92. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5A aos 14 dias

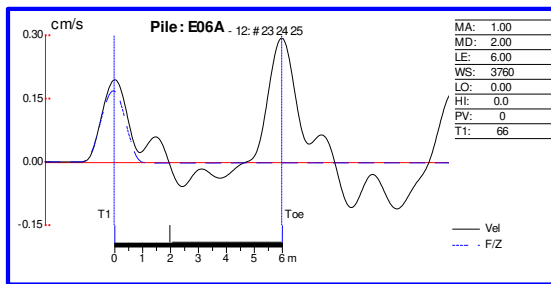


(a)

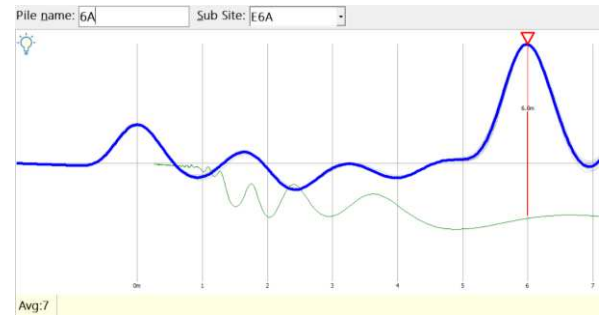


(b)

Figura 93. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6 aos 14 dias

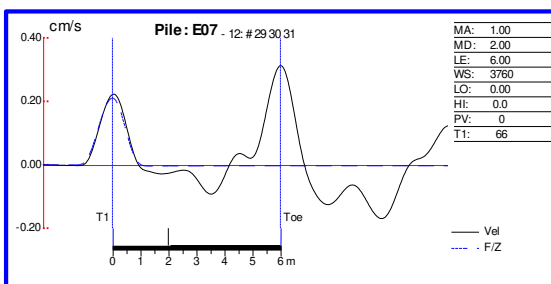


(a)

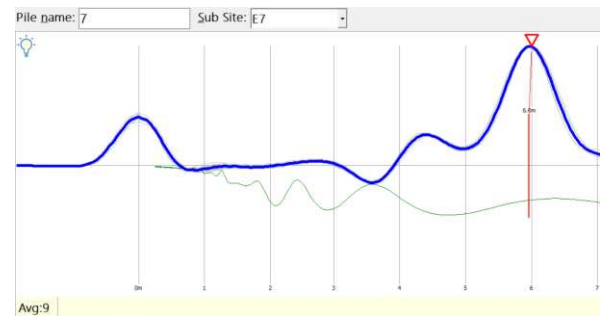


(b)

Figura 94. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6A aos 14 dias

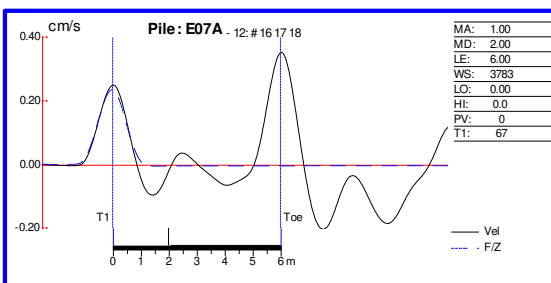


(a)

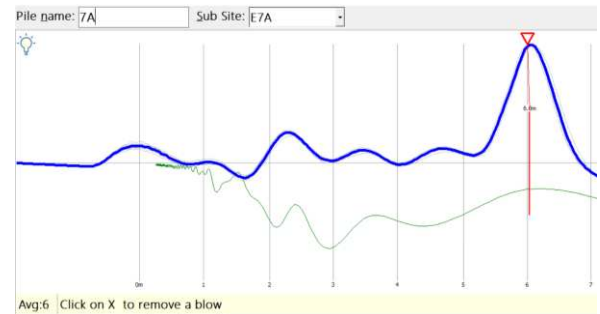


(b)

Figura 95. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7 aos 14 dias

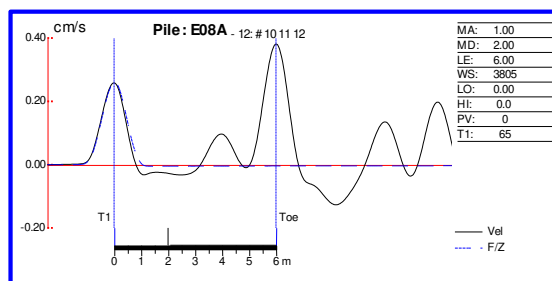


(a)

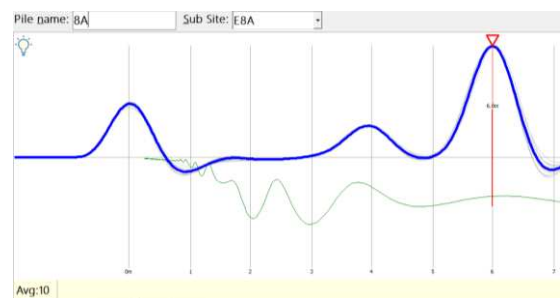


(b)

Figura 96. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7A aos 14 dias

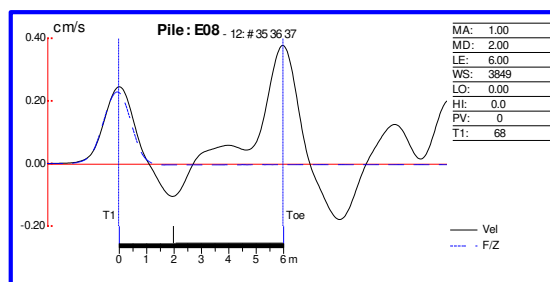


(a)

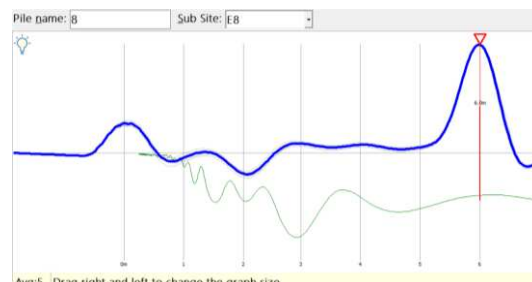


(b)

Figura 97. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8 aos 14 dias



(a)



(b)

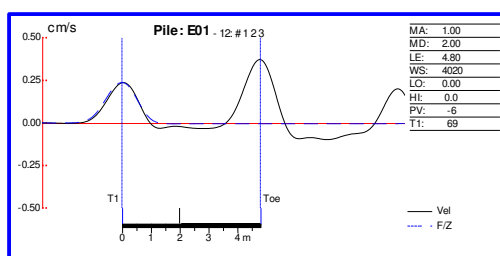
Figura 98. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8A aos 14 dias

Os reflectogramas para 14 dias são semelhantes aos referentes a 3 e 7 dias de cura e indicam as alterações de impedância já mencionadas. A velocidade média de propagação de onda aumentou em 2,5% se comparada à velocidade para 7 dias.

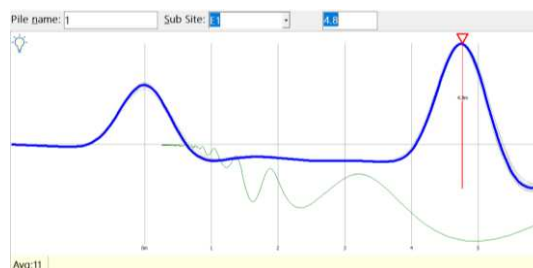
Houve aumento de velocidade de propagação de onda de 2,5% e 2,5% para elementos armados e não armados respectivamente se comparadas as velocidades de onda entre 7 e 14 dias e cura.

4.1.4 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade 28 dias

Os reflectogramas apresentados nas figuras Figura 99 a Figura 114 são resultados dos ensaios nos elementos com idade de 28 dias através dos equipamentos PIT e PET.

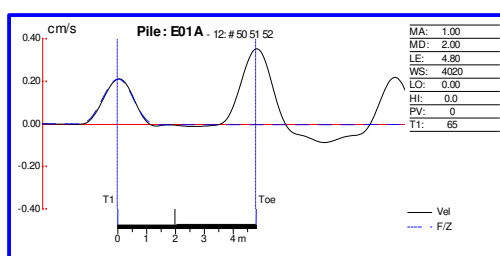


(a)

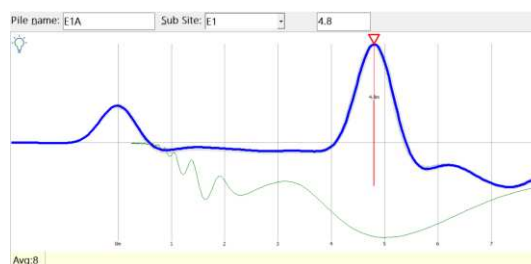


(b)

Figura 99. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1 com 28 dias

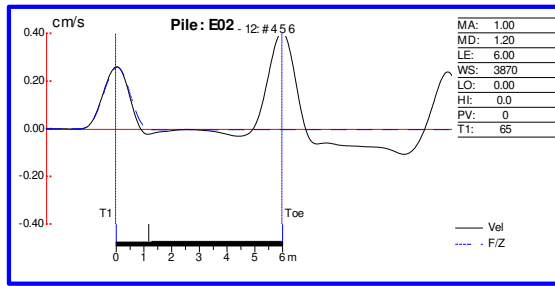


(a)

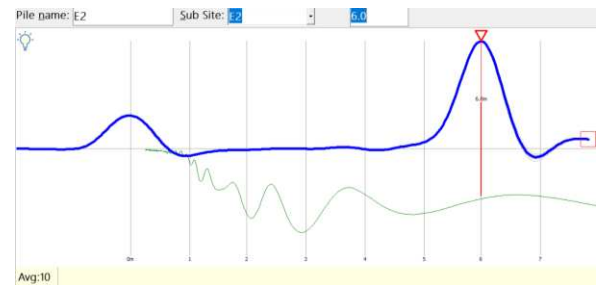


(b)

Figura 100. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1A com 28 dias

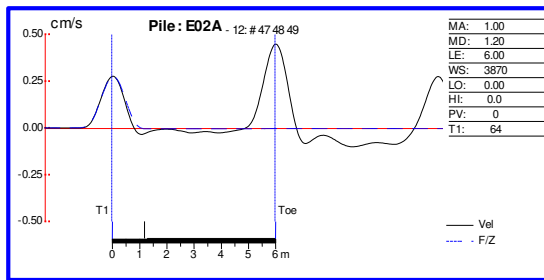


(a)

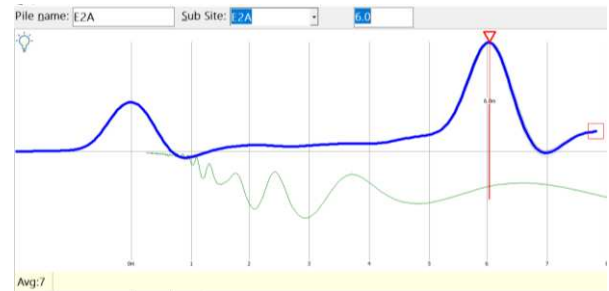


(b)

Figura 101. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2 com 28 dias

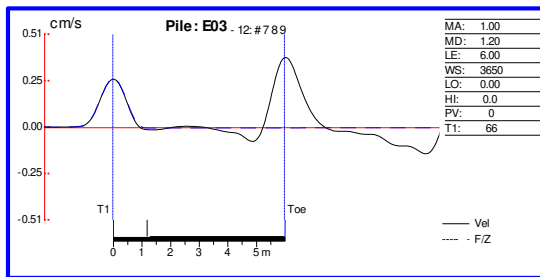


(a)

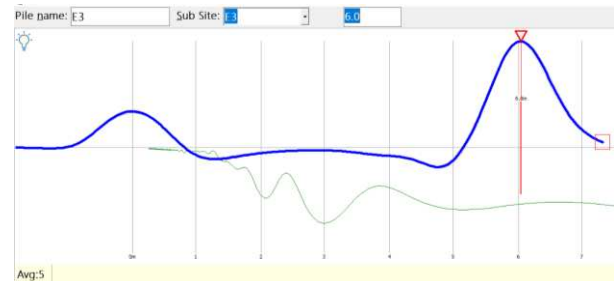


(b)

Figura 102. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 2A com 28 dias

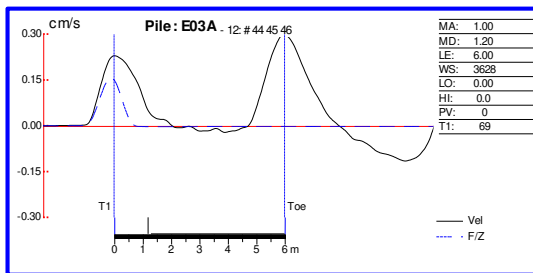


(a)

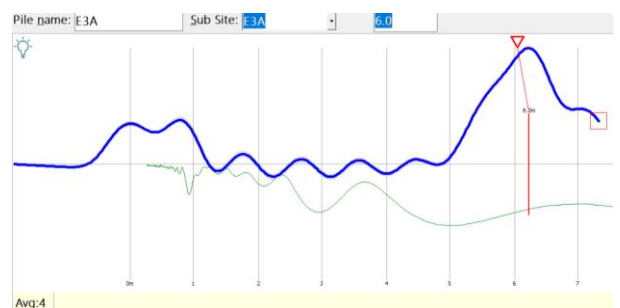


(b)

Figura 103. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3 com 28 dias

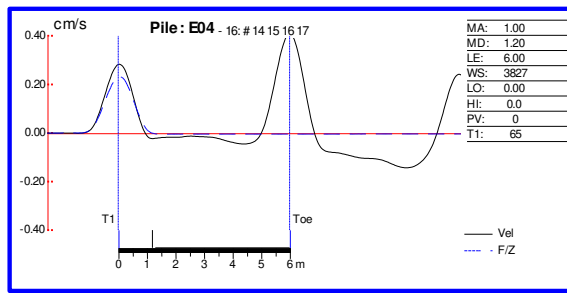


(a)

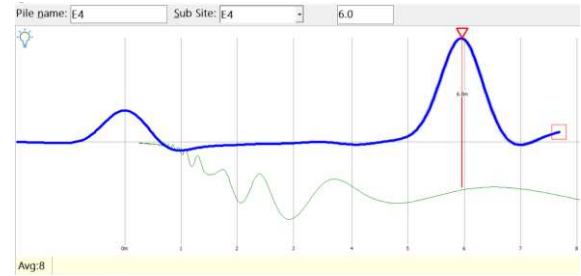


(b)

Figura 104. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 3A com 28 dias

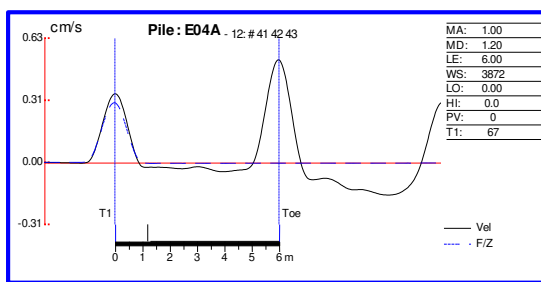


(a)

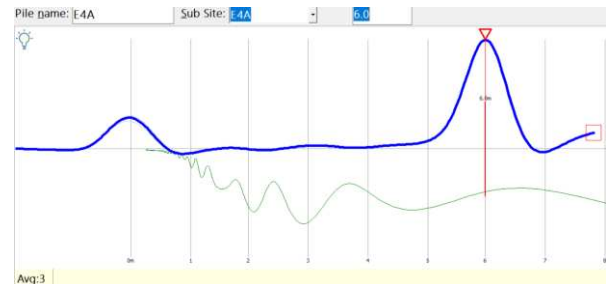


(b)

Figura 105. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4 com 28 dias

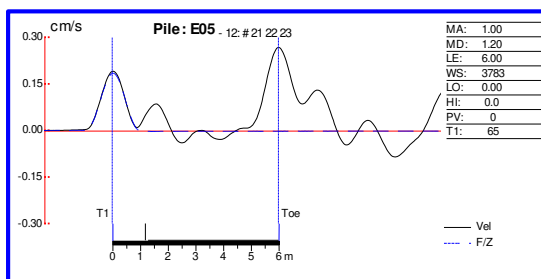


(a)

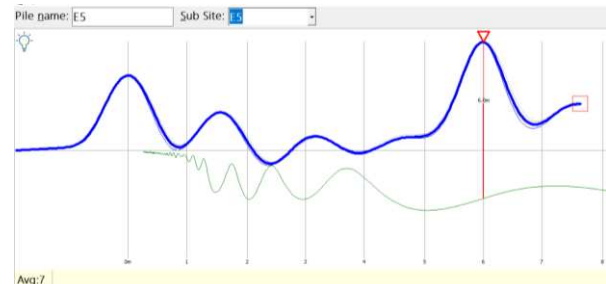


(b)

Figura 106. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 4A com 28 dias

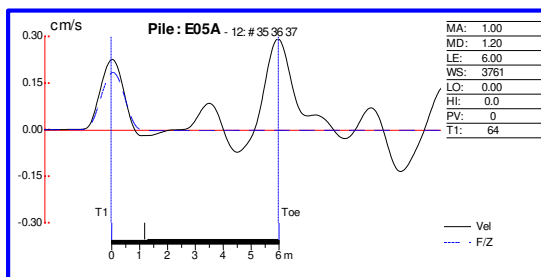


(a)

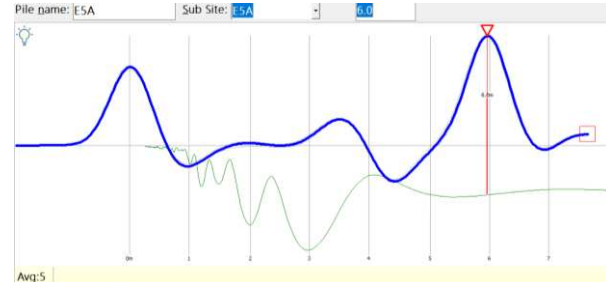


(b)

Figura 107. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5 com 28 dias

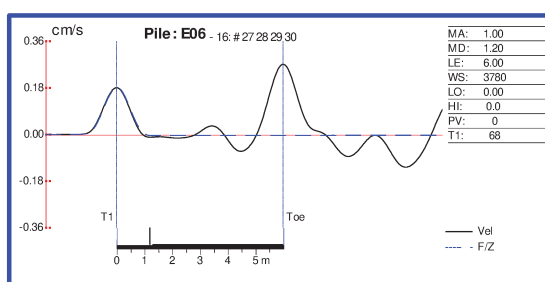


(a)

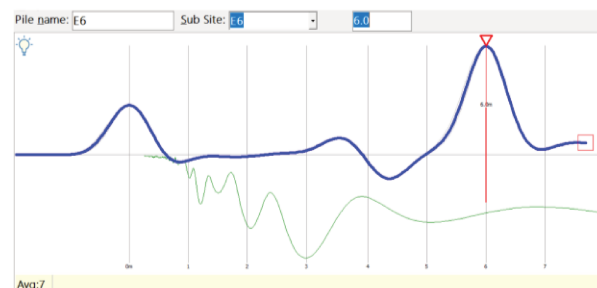


(b)

Figura 108. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 5A com 28 dias

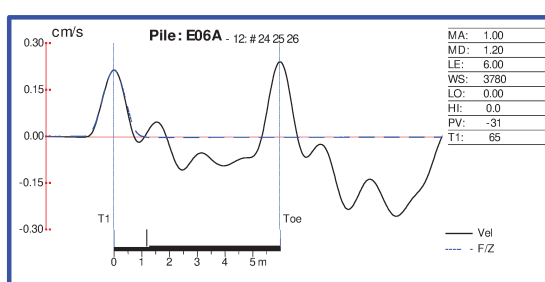


(a)

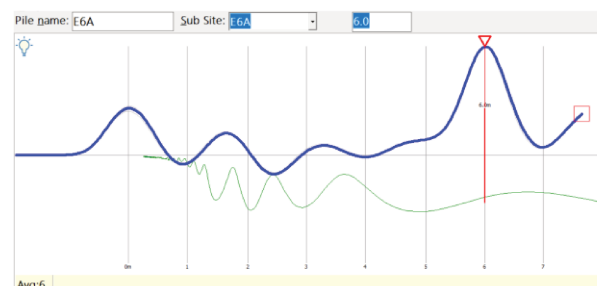


(b)

Figura 109. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6 com 28 dias

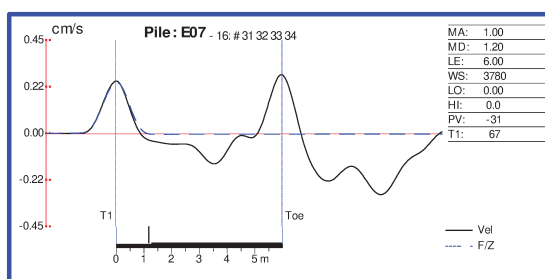


(a)

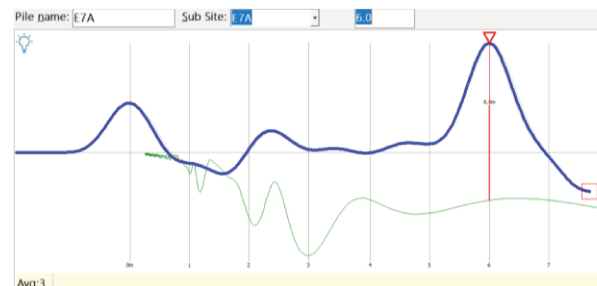


(b)

Figura 110. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 6A com 28 dias

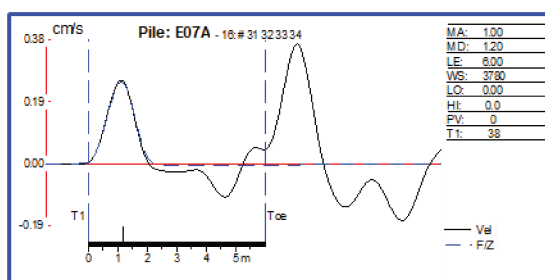


(a)

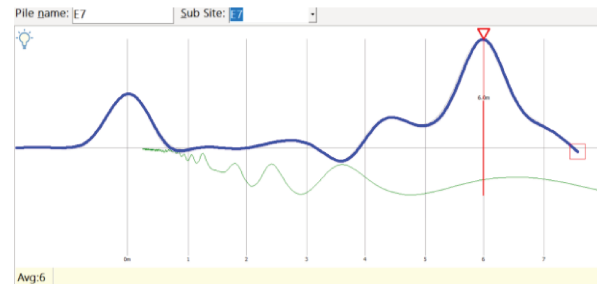


(b)

Figura 111. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7 com 28 dias

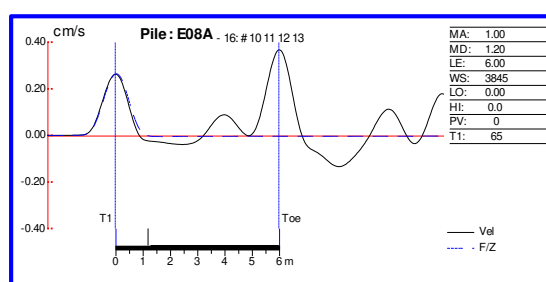


(a)

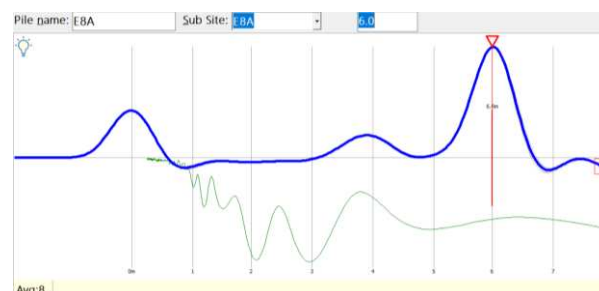


(b)

Figura 112. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 7A com 28 dias

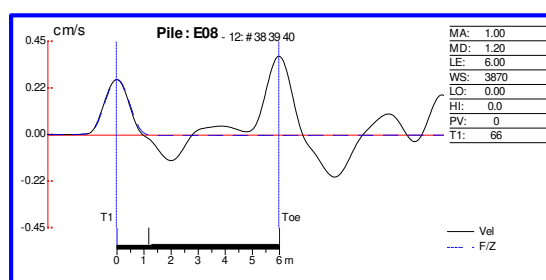


(a)

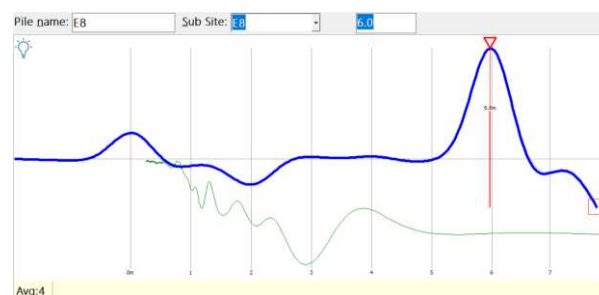


(b)

Figura 113. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8 com 28 dias



(a)



(b)

Figura 114. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 8A com 28 dias

Os reflectogramas para 28 dias são semelhantes aos referentes a 3, 7 e 14 dias de cura e indicam as alterações de impedância já mencionadas. A velocidade média de propagação de onda aumentou em 1,4% se comparada à velocidade média para 14 dias.

Houve aumento de velocidade de propagação de onda de 1,6% e 1,2% para elementos armados e não armados respectivamente se comparadas as velocidades de onda entre 14 e 28 dias e cura.

4.1.5 Velocidades de propagação de onda

São apresentados nas Tabela 6 e Tabela 7 os valores de velocidade de propagação de onda no concreto para os ensaios executados nos oito elementos em ambas as laterais e em quatro diferentes idades. A Tabela 6 apresenta as velocidades de onda para os elementos armados e a Tabela 7 para os elementos não armados em ambos os equipamentos.

Tabela 6. Velocidades de propagação de onda nos elementos armados em m/s

	PIT				PET			
	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias
2	3470	3827	3849	3870	3450	3700	3800	3900
2A	3450	3805	3849	3870	3400	3750	3750	3900
3	3244	3468	3583	3650	3250	3450	3600	3650
3A	3370	3599	3561	3628	3150	3500	3500	3650
4	3429	3707	3849	3827	3400	3650	3800	3850
4A	3469	3732	3827	3872	3400	3650	3750	3900
6	3352	3604	3783	3780	3400	3650	3750	3850
6A	3438	3626	3760	3780	3400	3650	3700	3800
7	3390	3626	3760	3780	3350	3650	3750	3850
7A	3470	3680	3783	3780	3400	3650	3800	3750
8	3490	3734	3849	3870	3450	3700	3750	3850
8A	3510	3678	3805	3845	3400	3700	3750	3900
Média	3424	3674	3772	3796	3371	3642	3725	3821
Aumento	-	7,31%	2,66%	0,65%	-	8,03%	2,29%	2,57%
DP	74,20	98,28	99,36	83,19	86,49	84,83	89,19	91,60
CV	2,17%	2,68%	2,63%	2,19%	2,57%	2,33%	2,39%	2,40%

Os dados obtidos para um mesmo elemento com o mesmo tempo de cura apresentaram variação pequena em função do equipamento utilizado e interpretação dos reflectogramas. Os elementos 1 e 5 não foram armados.

A evolução das velocidades de propagação de ondas no concreto dos elementos armados é apresentada na Figura 115.

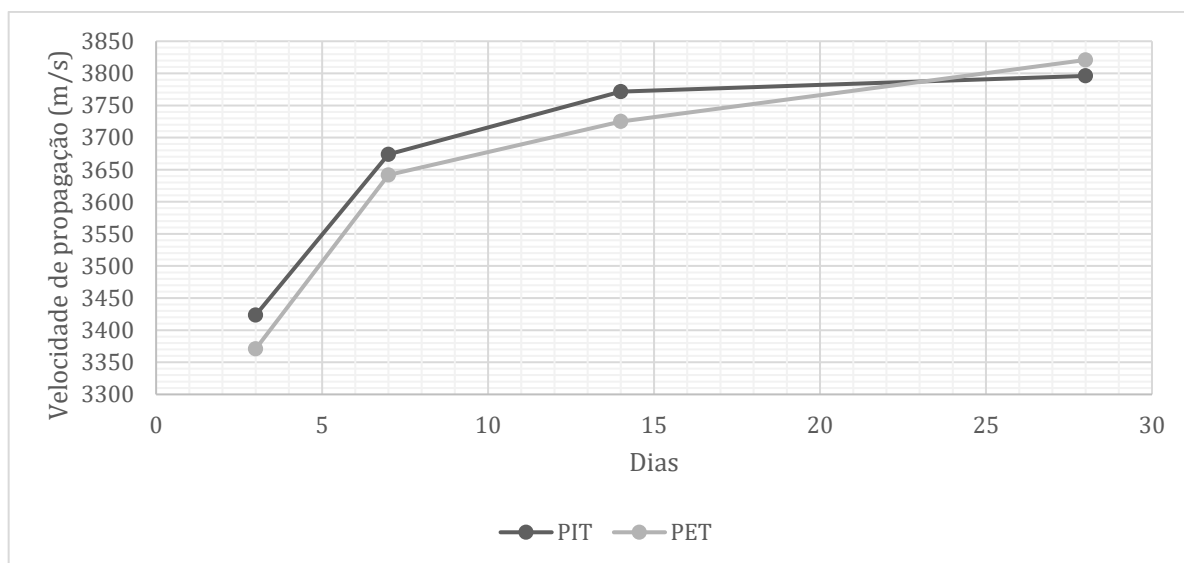


Figura 115. Influência do tempo de cura do concreto na velocidade de propagação de onda nos elementos armados

A velocidade média de propagação aumenta quanto maior o tempo de cura do elemento. A taxa de aumento dessa velocidade é maior para os primeiros dias de cura com variação média de 8% entre 3 e 7 dias e 2,5% entre 7 e 14 dias. Embora exista grande influência do tempo de cura na velocidade de propagação de onda no concreto, o formato dos sinais para detecção de anomalias mantém-se inalterado. Os coeficientes de variação apresentaram-se menores que 10%, caracterizando, segundo Fonseca e Martins (2011) pequena variabilidade.

Tabela 7. Velocidades de propagação de onda nos elementos não armados em m/s

	PIT				PET			
	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias
1	3500	3929	3964	4020	3550	3800	3950	4000
1A	3500	3929	3984	4020	3550	3800	3850	4000
5	3340	3626	3783	3783	3400	3650	3750	3800
5A	3340	3680	3782	3761	3350	3650	3750	3800
Média	3420	3791	3878	3896	3463	3725	3825	3900
Aumento	-	10,85%	2,30%	0,46%	-	7,58%	2,68%	1,96%
DP	92,38	160,87	110,86	143,46	103,08	86,60	95,74	115,47
CV	2,70%	4,24%	2,86%	3,68%	2,98%	2,32%	2,50%	2,96%

A evolução das velocidades de propagação de ondas no concreto dos elementos não armados é apresentada na Figura 116.

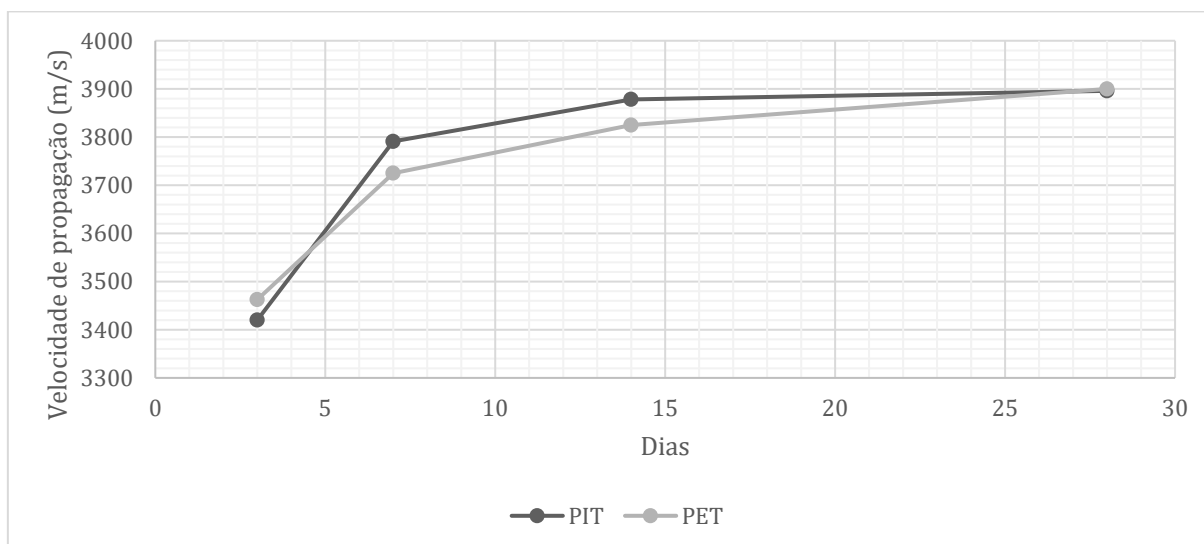


Figura 116. Influência do tempo de cura do concreto na velocidade de propagação de onda nos elementos não armados

A Figura 117 ilustra as velocidades médias de onda em ambos os equipamentos nos elementos armados e não armados. Nos elementos armados, as velocidades médias de propagação de onda nos dois equipamentos para as idades de 3, 7, 14 e 28 dias são, respectivamente: 3.397 m/s, 3.658 m/s, 3748 m/s e 3.808 m/s. Nos elementos não armados, as velocidade médias de propagação de onda para 3, 7, 14 e 28 dias são, respectivamente: 3.441 m/s, 3.758 m/s, 3.852 m/s e 3.898 m/s. As velocidades de onda são maiores, portanto, nos elementos não armados em 1,30%, 2,74%, 2,77% e 2,36% respectivamente para 3, 7, 14 e 28 dias em relação aos elementos armados.

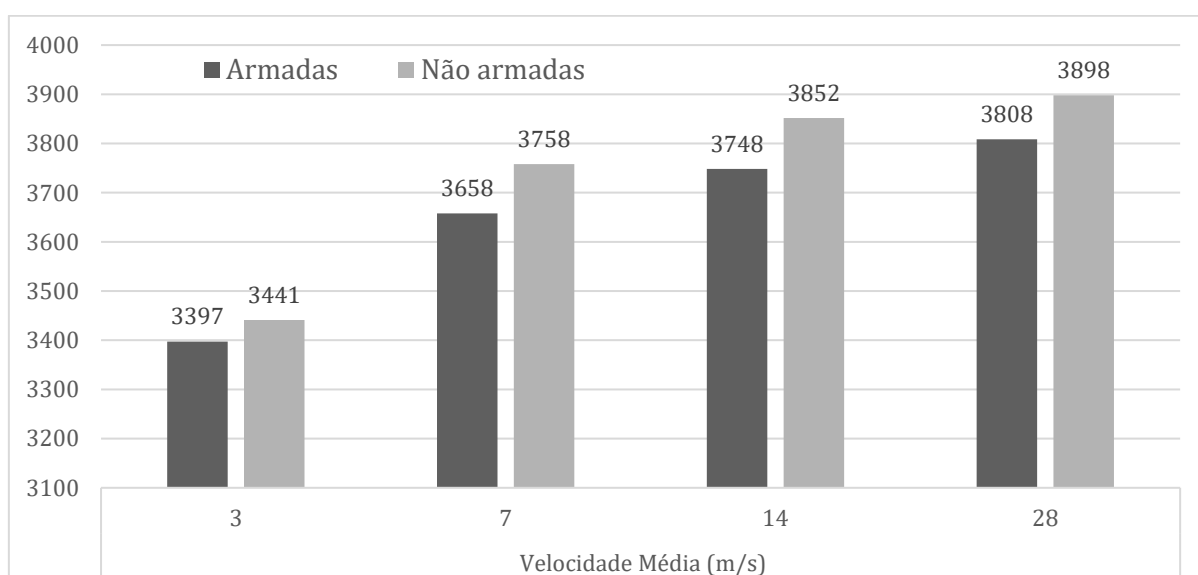


Figura 117. Velocidades médias de onda em elementos armados e não armados.

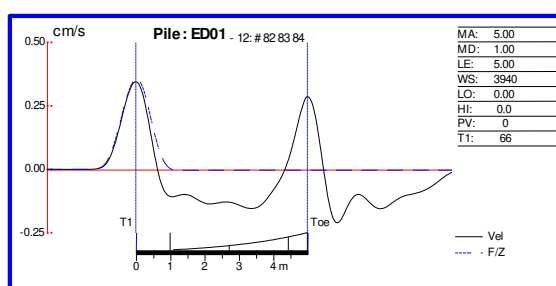
Os elementos foram armados com 4 barras de aço de bitola igual a 3/8" (10mm) o que corresponde a uma taxa de armadura de 0,50%. Os equipamentos não detectaram, para esta taxa de armadura, reflexão do sinal em final de trecho armado ou não armado.

4.2 Estacas escavadas

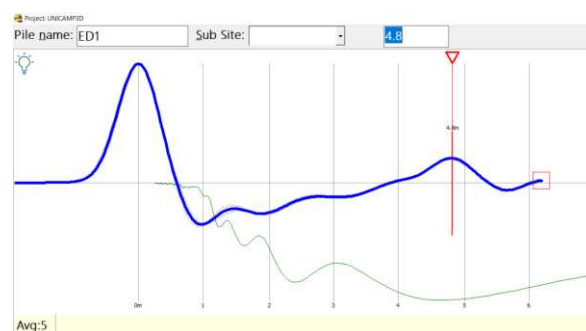
Nesta seção encontram-se os resultados relativos aos ensaios de integridade de baixa deformação e provas de carga estáticas executados nas estacas escavadas.

4.2.1 Ensaio de integridade de baixa deformação – Idade superior a 28 dias

Os reflectogramas apresentados nas figuras Figura 118 a Figura 121 são resultados dos ensaios nas estacas com idade superior a 28 dias através dos equipamentos PIT e PET. Os sinais obtidos nos ensaios das estacas escavadas são apresentados a seguir sendo a Figura 118 referente à estaca E01, a Figura 119 à estaca ED02, a Figura 120 à estaca ED03 e a Figura 121 à estaca ED04.

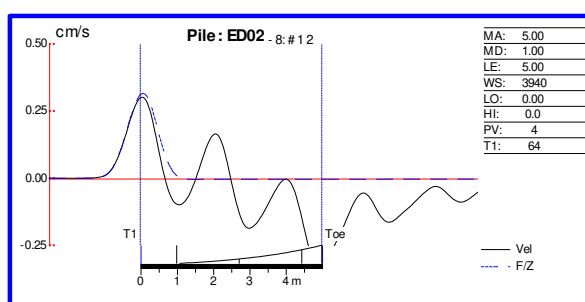


(a)

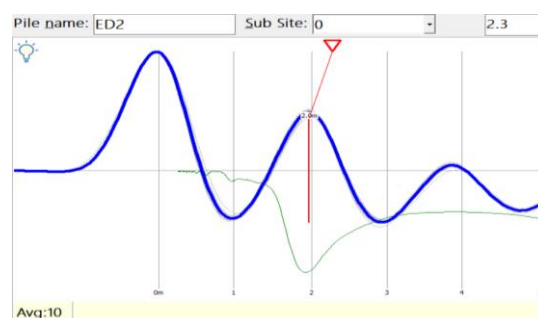


(b)

Figura 118. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca E01 com idade superior a 28 dias

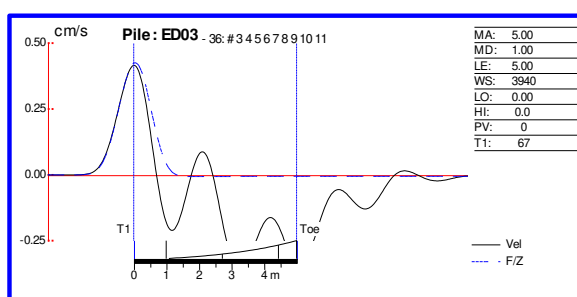


(a)

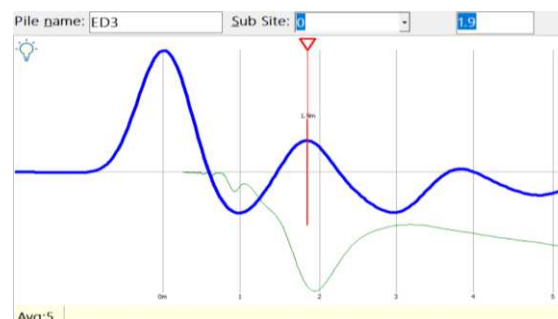


(b)

Figura 119. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca ED02 com idade superior a 28 dias



(a)



(b)

Figura 120. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca ED03 com idade superior a 28 dias

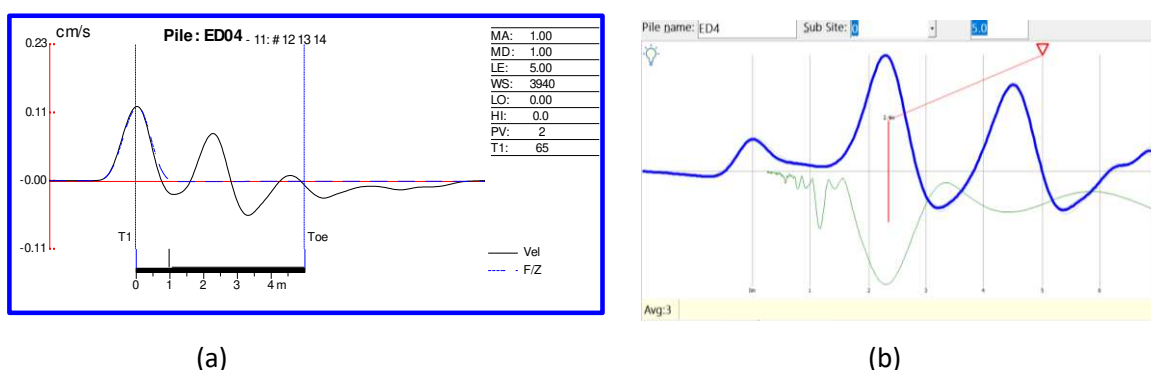


Figura 121. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca ED04 com idade superior a 28 dias

Para as estacas escavadas, fixou-se a velocidade de propagação de onda no concreto a partir da análise da estaca conhecidamente íntegra E1 obtendo-se, 3940 m/s e 3800 m/s respectivamente para os equipamentos PIT e PET. Com isso, obteve-se uma variação pequena entre as profundidades de reflexões real e medida.

Esperava-se inicialmente que a reflexão ocorresse a 2,30 m da superfície na estaca ED2. Como isso ocorreu em 2 m e, para melhor conhecimento da interação do concreto com a massa de areia inserida, procedeu-se a uma escavação lateral da estaca.

Essa escavação indicou que o trecho superior apresentava 2 m e a anomalia tinha comprimento de, aproximadamente, 12 cm. Com isso, a velocidade de propagação de onda de 3.800 m/s foi confirmada conforme apresentado na Figura 122.

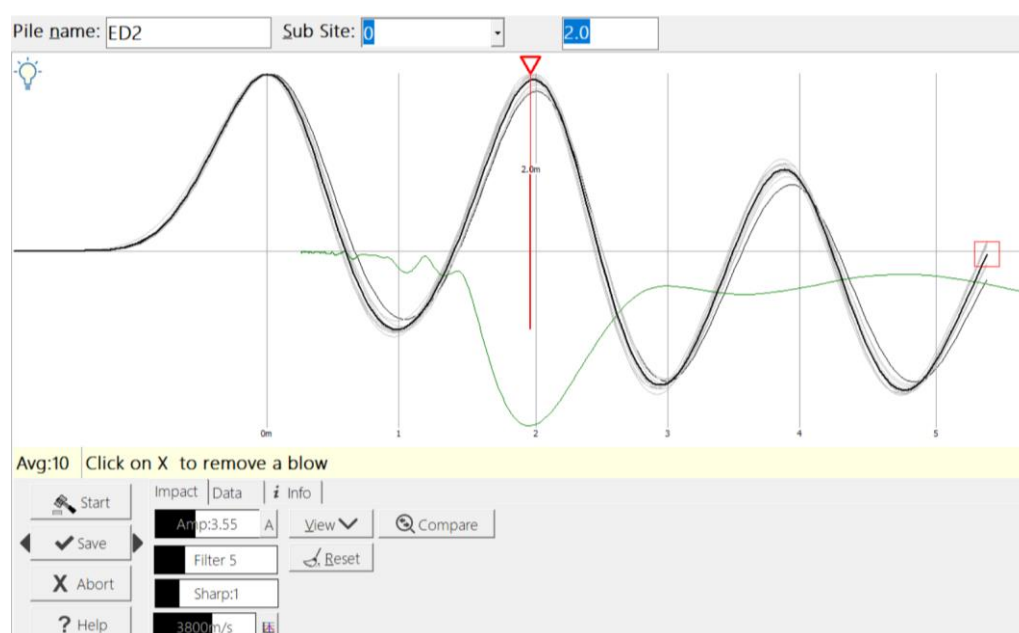


Figura 122. Reflectograma para ED2 com velocidade padrão para o grupo de estacas

Para a estaca ED3, definida a velocidade padrão, a anomalia gerada pela inclusão do elemento de argamassa no interior da estaca foi devidamente detectada a, aproximadamente, 1,90 m de profundidade. Tendo em vista a redução de impedância gerada pela menor área da seção transversal e também pela presença de material com diferentes características (anomalia composta por cilindro de argamassa), o sinal caracteriza-se por um pico com mesma direção do sinal inicial.

O mesmo ocorre para a estaca ED4, onde existe também redução de impedância na transição entre o trecho superior do fuste (com maior diâmetro) e o trecho inferior do fuste (menor diâmetro). A reflexão do sinal ocorre no ponto médio da estaca, a 2,5 m da superfície.

4.2.1.1 Influência do atrito lateral no ensaio de integridade de baixa deformação

O atrito lateral reduz gradualmente a intensidade do sinal detectado pelo acelerômetro na cabeça da estaca. Com isso, foram plotados lado a lado os reflectogramas dos ensaios nos elementos (sem atrito lateral) e dos ensaios nas estacas escavadas (com atrito lateral) (Figura 123Figura 124).

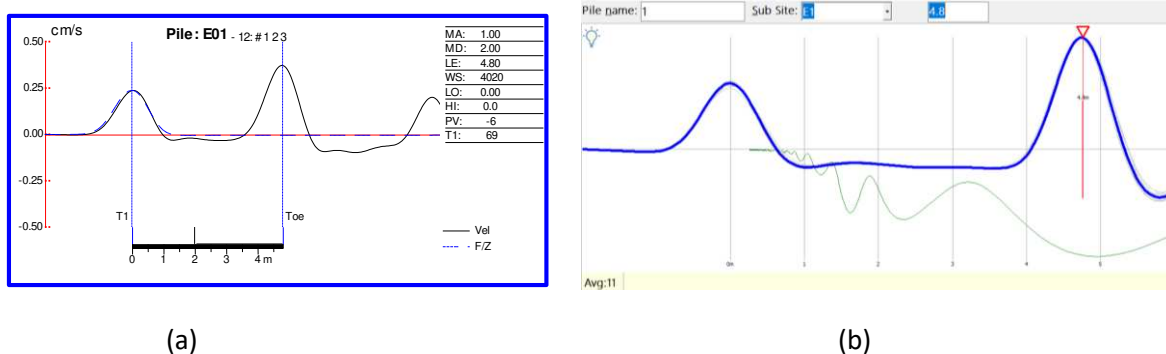


Figura 123. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para o elemento 1 com 28 dias

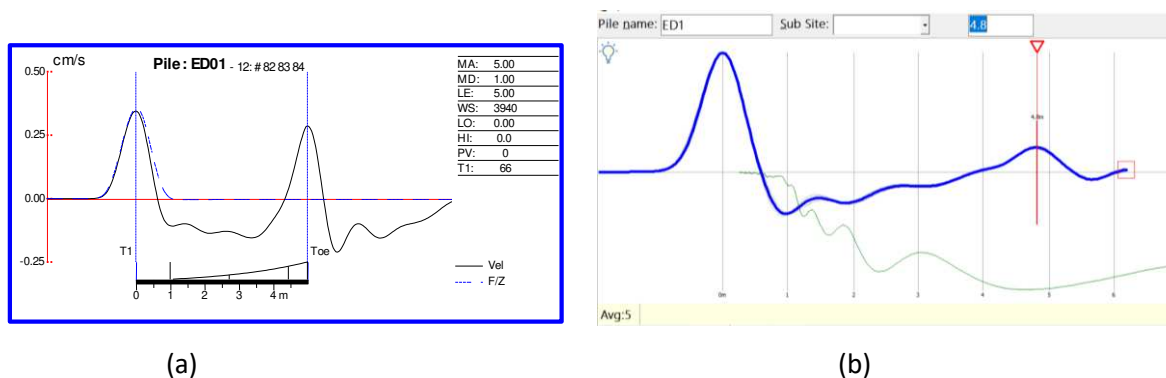


Figura 124. Reflectogramas de PIT (a) e PET (b) para a estaca E01 com idade superior a 28 dias

Nota-se uma tendência de inversão de sinal logo após o impacto nos reflectogramas da estaca escavada íntegra, o que poderia ser atribuído à influência do atrito lateral. Há que se considerar, porém, que o diâmetro da estaca escavada não é uniforme ao longo do comprimento. O topo da estaca apresenta diâmetro maior que o restante do fuste havendo uma redução do diâmetro exposto nos primeiros centímetros da estaca inserida no terreno.

A inversão de sinal mais acentuada nos reflectogramas da estaca escavada pode ocorrer em função do início da presença de atrito lateral na estaca aliado às alterações na geometria do elemento.

4.2.2 Provas de Carga Estáticas

4.2.2.1 Cargas de ruptura através de métodos semiempíricos

As cargas de ruptura das estacas foram estimadas através dos métodos semiempíricos de Décourt-Quaresma (1996), Aoki-Velloso (1975) e Teixeira (1996) e estão descritas na Tabela 8. Carga de ruptura das estacas ensaiadas. Foram consideradas situações com e sem resistência de ponta para que se possa avaliar se houve influência da mesma. A carga estimada através do método Décourt-Quaresma foi adotada para análise posterior do efeito da laterização do solo e consideração do fator β .

Tabela 8. Carga de ruptura das estacas ensaiadas

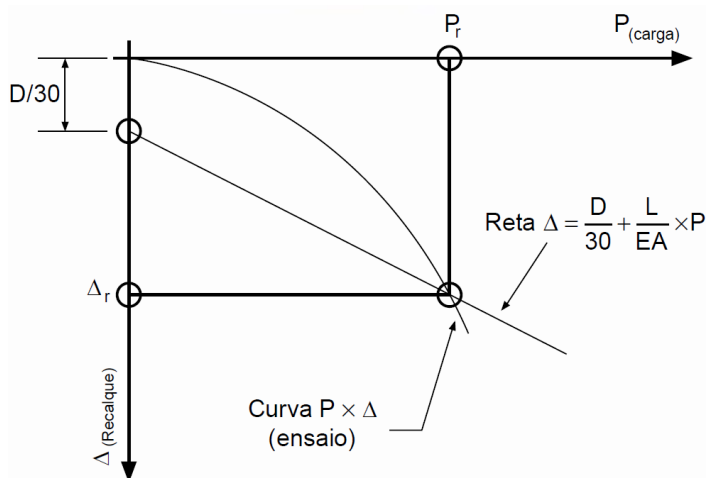
	Estaca $\phi = 0,30$ m e L = 5,00m			Estaca $\phi = 0,30$ m e L = 2,50 m e $\phi = 0,60$ m e L = 2,50 m		
	ED1, ED2 e ED3			ED4		
	Décourt-Quaresma	Aoki-Velloso	Teixeira	Décourt-Quaresma	Aoki-Velloso	Teixeira
Carga de ruptura sem ponta (kN)	73	55	99	179	92	141
Carga de ruptura ponta (kN)	42	113	102	42	113	102
Carga de ruptura total (kN)	115	168	201	221	205	243

4.2.2.2 Cargas de ruptura

Dois tipos de ruptura são definidos na literatura: ruptura física do sistema estaca-solo e a ruptura convencionada. Segundo Décourt (1996), a ruptura física não ocorre na grande maioria dos casos. Com isso, é importante que sejam adotados alguns critérios de ruptura ou de extrapolação da curva carga-recalque para configuração dessa situação limite.

Segundo Décourt (1996), a ruptura convencionada de uma estaca escavada ocorre com recalque da ordem de 30% do diâmetro da mesma e a ruptura física é caracterizada quando a um dado aumento finito de carga corresponde um aumento infinito de deformação.

De acordo com a NBR 6122:2019, a carga de ruptura da estaca de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida, com deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Quando isso não ocorre, a carga de ruptura deve ser convencionada como aquela que corresponde, na curva carga vs. deslocamento, ao recalque obtido de acordo com o exemplo apresentado na Figura 125.



Onde:

D = diâmetro da estaca (mm)

L = comprimento da estaca em (cm)

E = módulo de elasticidade do concreto (GPa)

A = área da seção transversal da estaca (cm²)

P = cargas em kN

Figura 125. Exemplo da NBR 6122:2019 para cálculo da ruptura convencionada

O método para aplicação do conceito de rigidez na análise de provas de carga estáticas foi inicialmente proposto por Décourt (1996). Através deste método plota-se um gráfico relacionando-se a rigidez (razão entre a carga aplicada no topo da estaca e o respectivo recalque) no eixo das ordenadas e a carga aplicada no eixo das abscissas.

Décourt (2008) propõe que os carregamentos conduzidos até grandes deformações possuem dois domínios identificáveis. São eles os domínios da ponta e

do atrito lateral. O trecho com predominância do atrito lateral, caracteriza-se por uma relação carga x rigidez linear e o trecho onde há domínio da transferência de ponta, a relação é uma curva. O ajuste dos domínios é apresentado na Figura 126. Domínios de ponta e atrito no gráfico de Rigidez (PEREIRA; KORMANN; PASSINI, 2016).

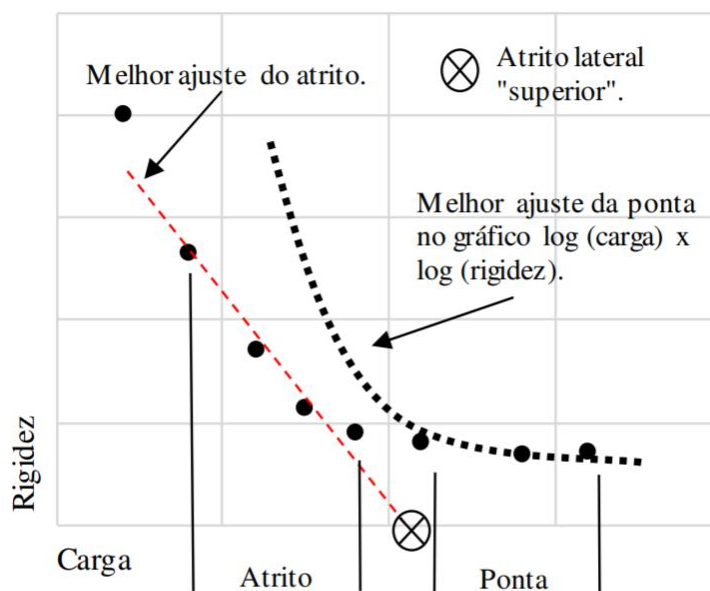


Figura 126. Domínios de ponta e atrito no gráfico de Rigidez (PEREIRA; KORMANN; PASSINI, 2016)

Obtido o domínio da ponta, caso exista, o atrito lateral é identificado através de tentativas para obtenção daquela que inclua o maior número de pontos e tenha o maior R^2 . A ruptura física da estaca (R_{ult}) é dada pelo ponto com rigidez nula.

A análise das estacas escavadas pelo conceito da rigidez leva em consideração o fato de a ponta das estacas estar assente em solo com $N_{spt-médio}$ de 6 golpes. Ressalta-se que as estacas são escavadas a seco e a mobilização de cargas de ponta demanda grandes deslocamentos.

4.2.2.3 Curvas carga vs. recalque - E1, ED2, ED3 e ED4

São apresentadas nessa seção as curvas carga vs. recalque obtidas durante as provas de carga executadas nas estacas escavadas (Figura 127).

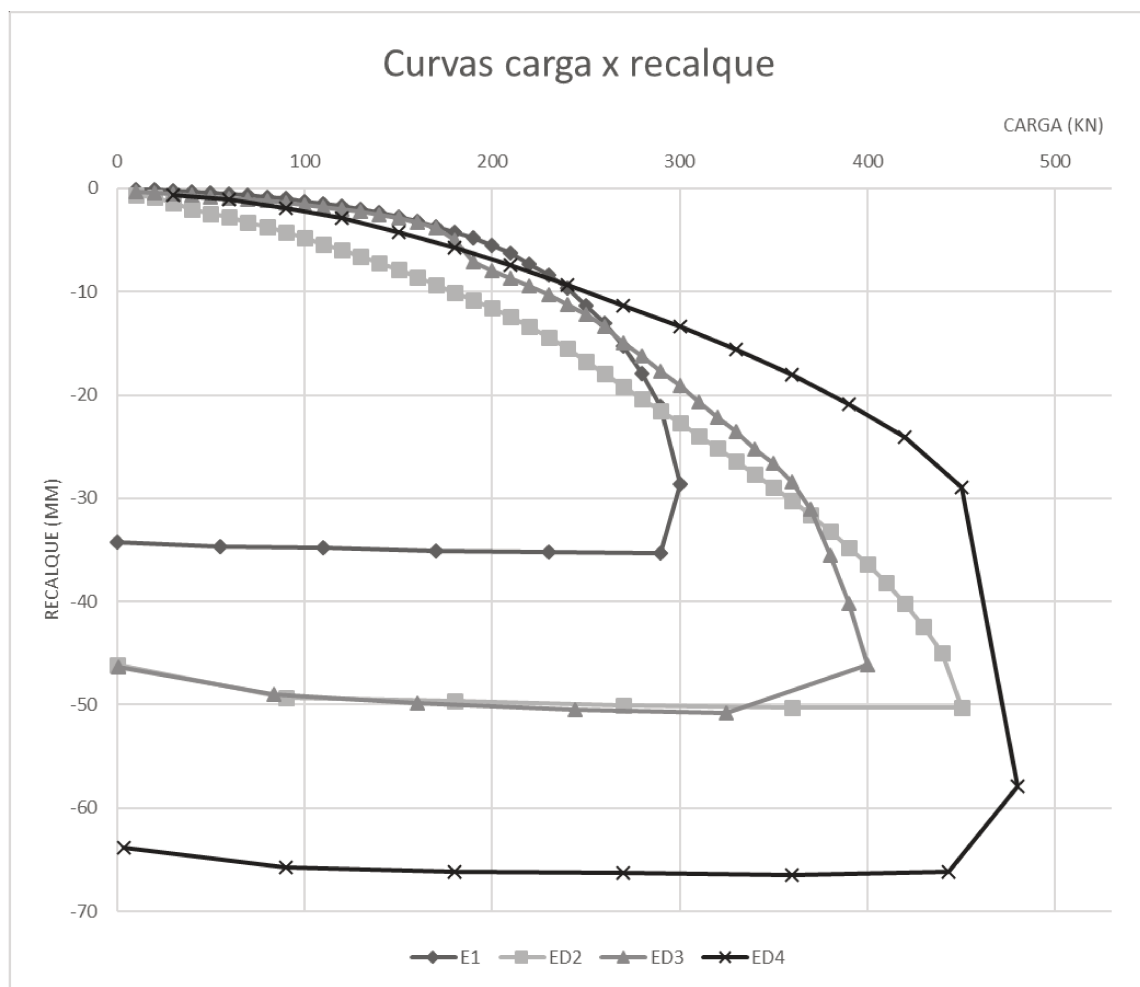


Figura 127. Curvas carga vs recalque para as provas de carga nas estacas E1, ED2, ED3 e ED4.

Os descarregamentos deram-se em cinco estágios, conforme recomendação da norma.

Tendo em vista que os tempos de aplicação das cargas nos ensaios de prova de carga rápida são pequenos, há uma tendência de horizontalização da curva, de forma que as cargas de ruptura podem ser superestimadas.

4.2.2.4 Estaca E1

Para a estaca íntegra, o carregamento máximo aplicado foi de 300 kN com recalque máximo correspondente de 28,66 mm. A curva carga *versus* recalque dessa estaca está apresentada na Figura 128.

. A carga convencionada pelo método da NBR 6122:2019 é de 287 kN com recalque de 19,5mm e é ilustrada em vermelho.

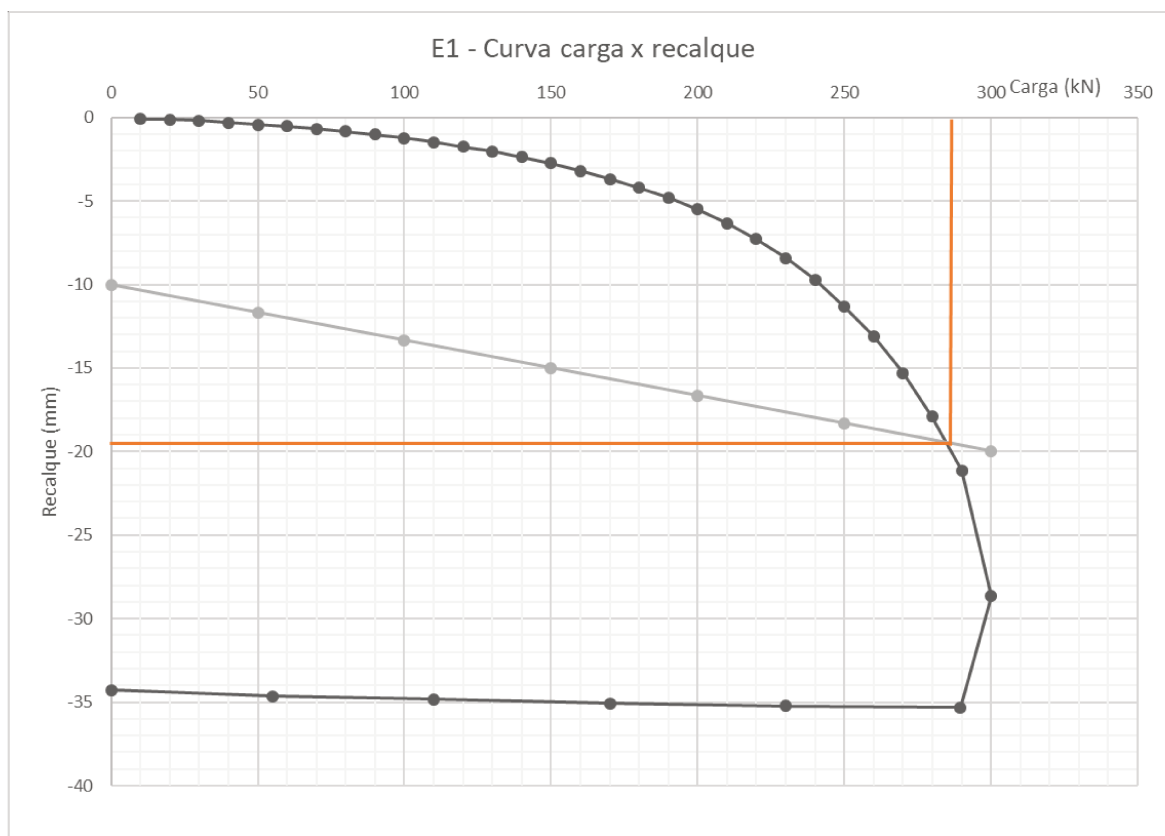


Figura 128. Curva carga versus recalque com ruptura convencional para estaca E1

A análise do gráfico de rigidez dessa estaca é apresentado na Figura 129. O trecho retilíneo com melhor ajuste para a regressão linear foi obtido entre os pontos 1 e 4, sendo o ponto 1 o de menor rigidez. A reta obtida possui um coeficiente de determinação de 0,9987. Esse trecho tem início a partir de 200 kN de carga, indicando se tratar de uma estaca de atrito com pouca ou nenhuma contribuição de carga de pontão que se justifica por meio do baixo valor de N_{spt} . Sabe-se que o N_{spt} médio na ponta é de 6 golpes e a resistência de ponta do cone q_c é da ordem de 2323 kPa.

A estaca E1 é íntegra e bem caracterizada por sua curva carga x rigidez. A carga correspondente à rigidez nula equivale a, aproximadamente, 345 kN.

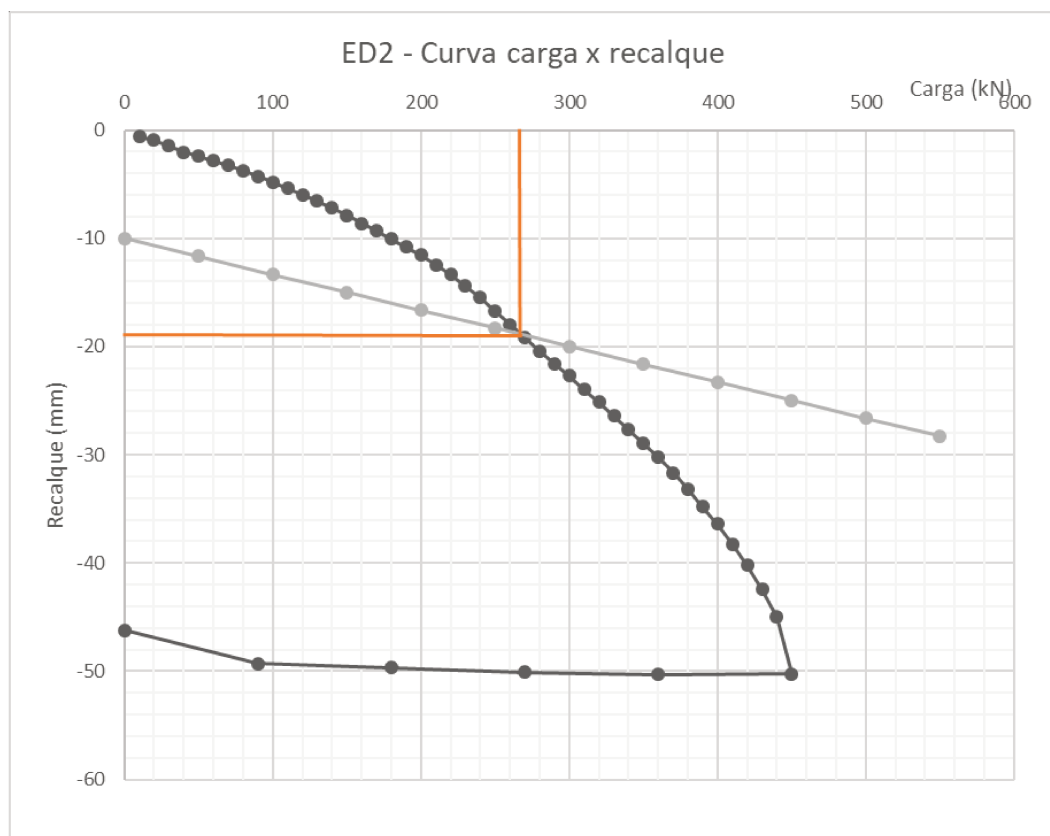


Figura 130. Curva carga versus recalque com ruptura convencionada para estaca ED2

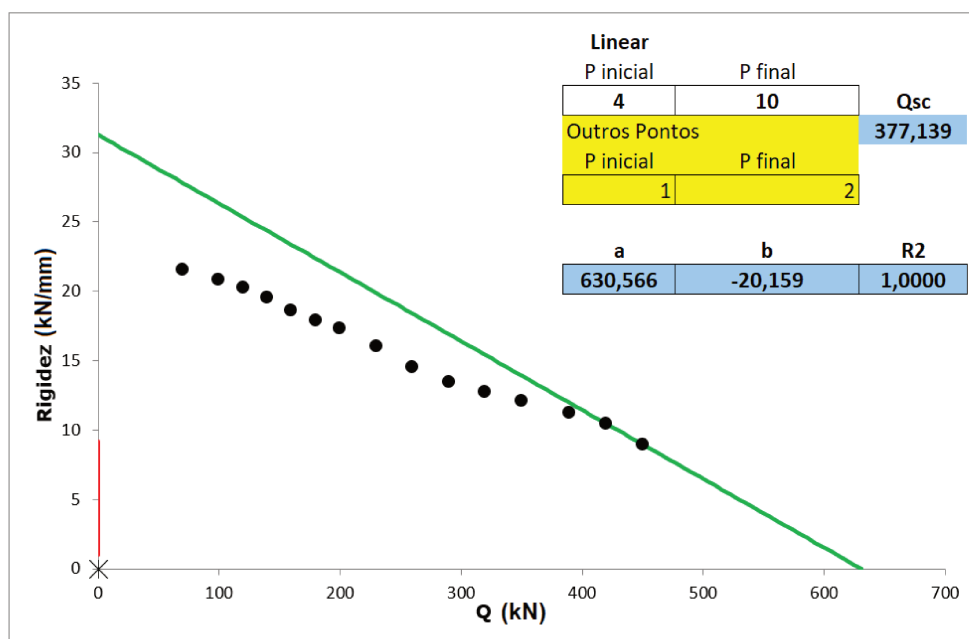


Figura 131. Gráfico de rigidez – estaca ED02

- **Escavação lateral da estaca ED2 (com areia)**

Tendo em vista que as cargas de ruptura das estacas superaram as estimativas obtidas através dos métodos semiempíricos, a ED02 foi escavada até abaixo da anomalia criada com a inserção de areia. O fuste da estaca apresenta diâmetro uniforme ao longo da profundidade (30cm) e não demonstra sinais de problemas na concretagem (Figura 132 a e b).

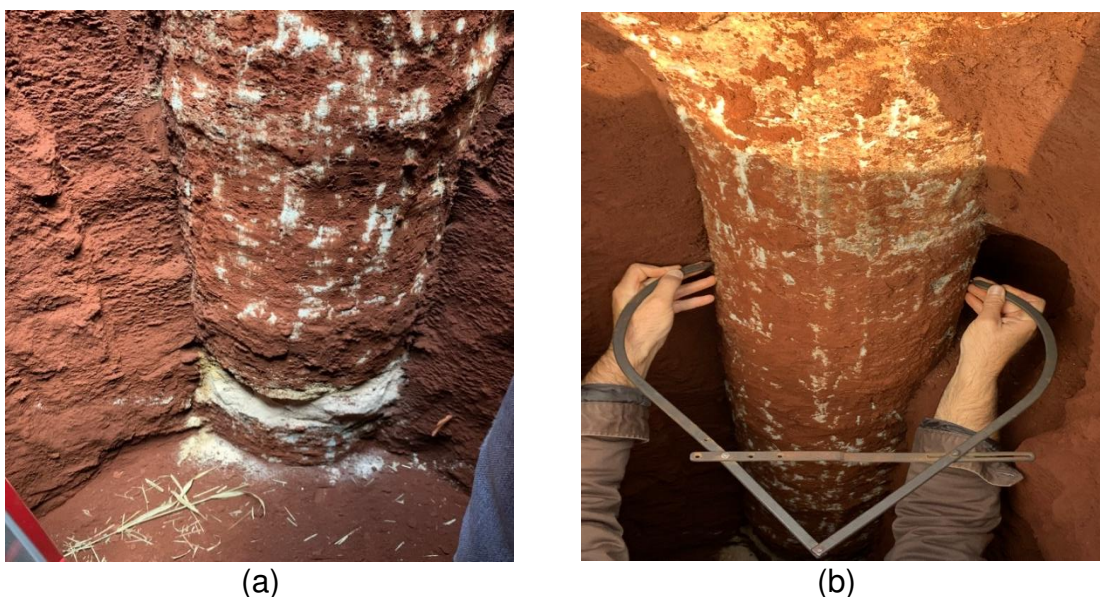


Figura 132. Fuste da estaca ED02 após escavação (a) e conferência do diâmetro (b)

Constatou-se que o início da anomalia localiza-se a 2,0 m de profundidade. A alteração de material é nítida (Figura 133a) com término do corpo da estaca em concreto e início de um trecho de fuste em areia com comprimento de, aproximadamente, 12cm (Figura 133b).

A exumação da estaca permitiu a correta calibração da velocidade de onda em função do comprimento medido até a anomalia gerada pela inserção da areia. Não foi encontrada uma área de contato entre o trecho superior e inferior da estaca.



(a)



(b)

Figura 133. Fuste da estaca ED02 após escavação (a) e aspecto da anomalia após escavação (b)

A areia apresentou-se escarificável com as mãos e sem sinais de concreções provocadas pela infiltração da nata de cimento proveniente da coluna de concreto (Figura 134a). Nota-se na Figura 134b que a areia foi totalmente removida da área da seção ficando aparente o início da parte inferior do fuste em concreto.



(a)



(b)

Figura 134. Remoção manual da areia na região da anomalia (a) e aspecto após remoção (b)

4.2.2.6 Estaca ED3

Para a estaca ED03, com presença de corpo de prova de concreto à 1,9 m de profundidade, o carregamento máximo aplicado foi de 400 kN com recalque máximo de 50,45 mm. A evolução das cargas e recalques ao longo do ensaio pode ser observada na Figura 135. A carga convencionada é de 305 kN com recalque de 20mm. O gráfico de rigidez da estaca ED3 é apresentado na Figura 136.

Para a estaca ED3, o trecho retilíneo com melhor ajuste para a regressão linear foi obtido entre os pontos 1 e 3, sendo o ponto 1 o de menor rigidez. A reta obtida possui um coeficiente de determinação de 0,9992. Esse trecho tem início a partir de 350 kN de carga, indicando se tratar também de uma estaca de atrito com pouca ou nenhuma contribuição de carga de ponta.

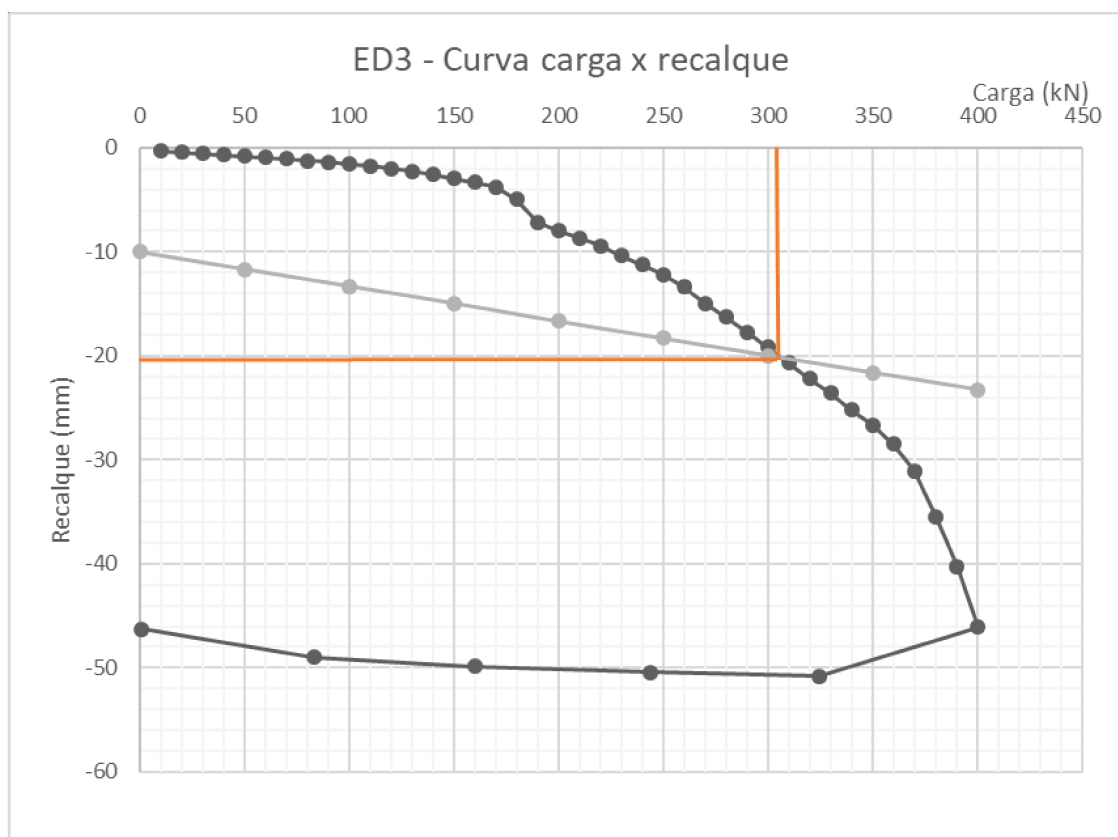


Figura 135. Curva carga versus recalque com ruptura convencionada para estaca ED3

Segundo Freitas Neto (2013), a tensão média de ruptura do corpo de prova em laboratório é de 1,44 MPa sob carga de quase 40 kN. A inflexão observada na Figura 135 entre 180 e 200 kN retrata um ganho de carga pela estaca após um recalque de,

aproximadamente, 4 mm. Esse recalque localizado pode ter ocorrido pela ruptura estrutural do cilindro. O ganho de carga após o aumento do recalque pode ser resultado do confinamento do concreto no solo. A análise da rigidez da estaca pela Figura 136 mostra que, à partir de 200 kN, o atrito lateral passa a ser representado com linearidade. A carga correspondente à rigidez nula da estaca equivale a, aproximadamente, 500 kN.

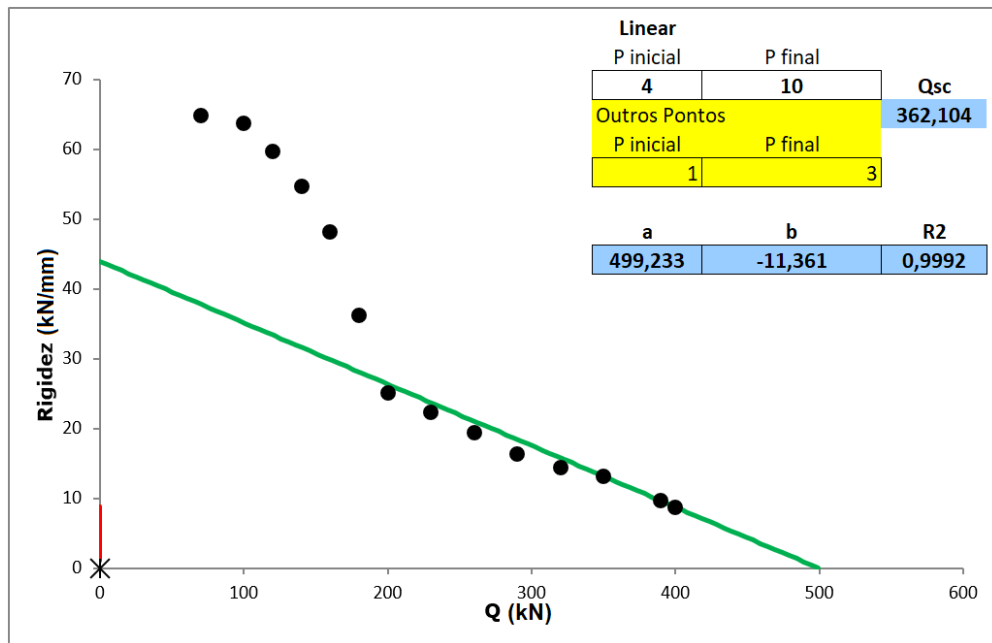


Figura 136. Gráfico de rigidez – estaca ED03

4.2.2.7 Estaca ED4

Para a estaca ED04, com redução de diâmetro à metade de seu comprimento, o carregamento máximo aplicado foi de 480 kN com recalque máximo de 66,52 mm, conforme a Figura 137. A partir do diâmetro médio da estaca (45 cm), foi definida a carga convencionada em 450 kN e com recalque de 29,5 mm.

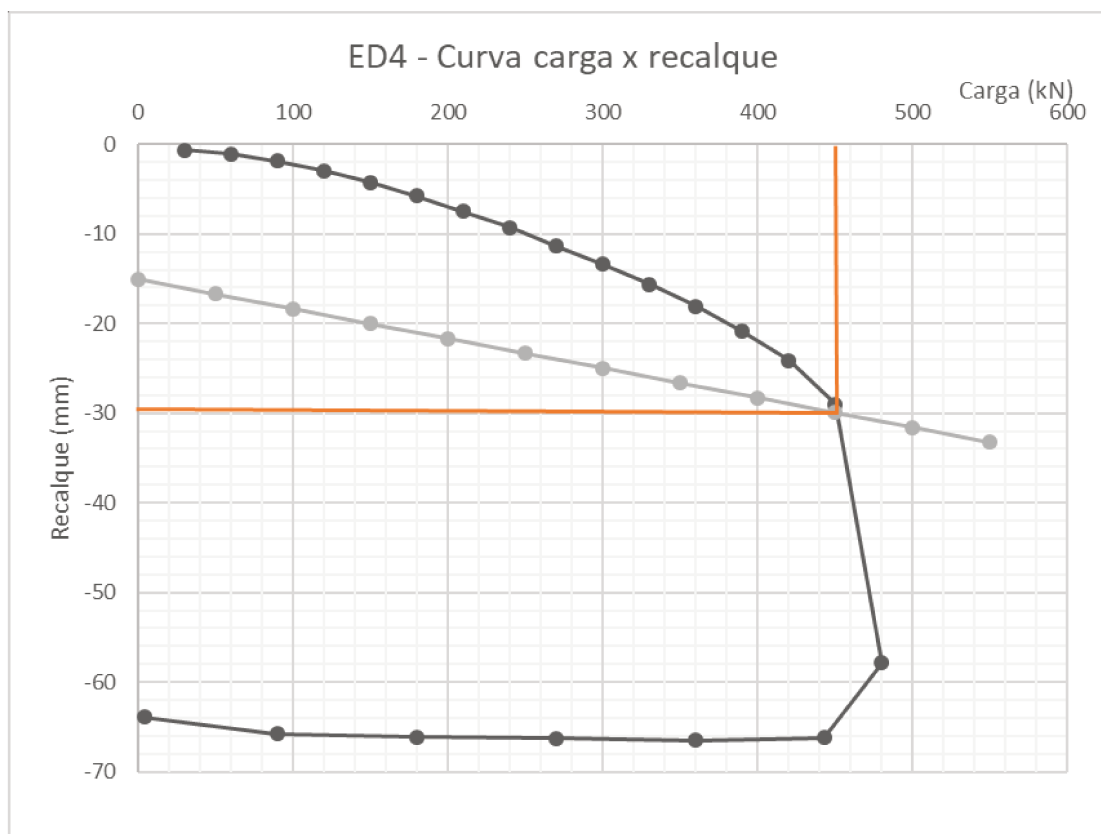


Figura 137. Curva carga versus recalque com ruptura convencional para estaca ED4

O gráfico de rigidez da estaca ED4 é apresentado na Figura 138. O trecho retilíneo adotado nesse caso incluiu apenas os pontos 1 e 2, com isso, não há significado em R^2 . Entende-se que a adoção de outros pontos não caracterizaria a real rigidez do elemento tendo em vista que os últimos dois pontos ilustram uma tendência de decréscimo abrupto da rigidez da estaca. Nesse caso, seria desejável a continuidade da prova para melhor caracterização da ruptura física da estaca. Mesmo assim, Q_{rup} pela rigidez ultrapassa Q_{rup} da curva carga vs recalque.

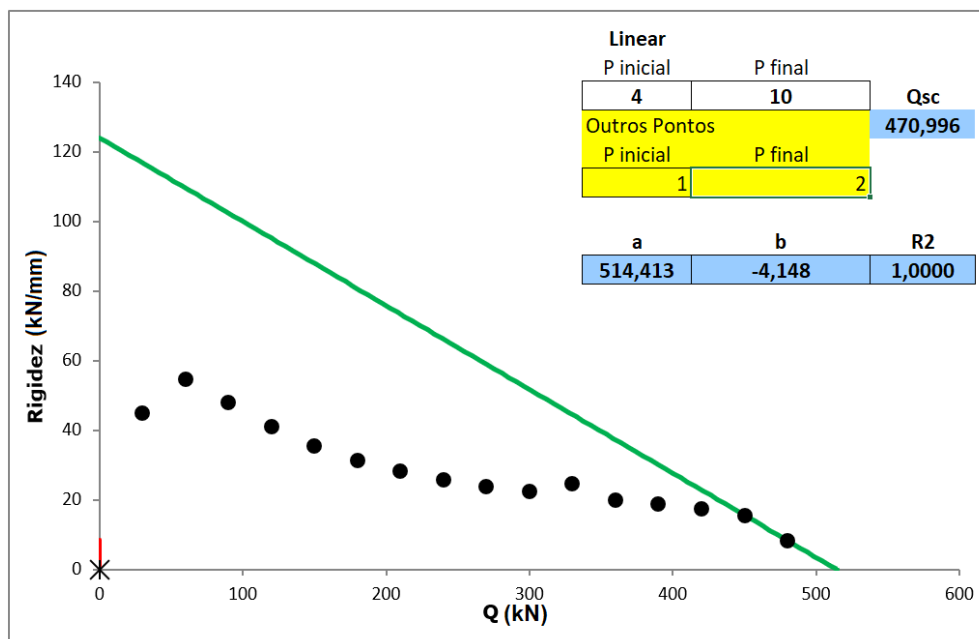


Figura 138. Gráfico de rigidez – estaca ED04

São apresentados na *Tabela 9* os valores obtidos a partir das análises das curvas carga vs recalque e gráficos de rigidez.

Tabela 9. Cargas de ruptura obtidas em cada análise

Método de análise	Carga (kN)			
	Estaca E1	Estaca ED2	Estaca ED3	Estaca ED4
Ruptura Método Décourt-Quaresma	73	73	73	179
Ruptura Gráfico carga vs. recalque	300	450	400	480
Ruptura Convencionada NBR 6122:2019	287	265	305	450
Ruptura Método da Rigidez	345	630*	500*	510*
Recalque 10% (30 mm)	300	360	365	470

*são desejáveis mais pontos para determinação da ruptura pelo método da rigidez.

As cargas de ruptura obtidas pelo critério da norma foram muito similares, assim como as cargas mobilizadas para recalques da ordem de 10% do diâmetro da estaca. Dessa forma, as cargas de ruptura das estacas foram definidas como as cargas obtidas pelo critério da norma NBR 6122/2019. Tendo em vista que o método de rigidez aponta pouca ou nenhuma contribuição de ponta, as cargas estimadas pelos método semiempíricos são apresentadas na Figura 139 considerando-se apenas a contribuição por atrito lateral.

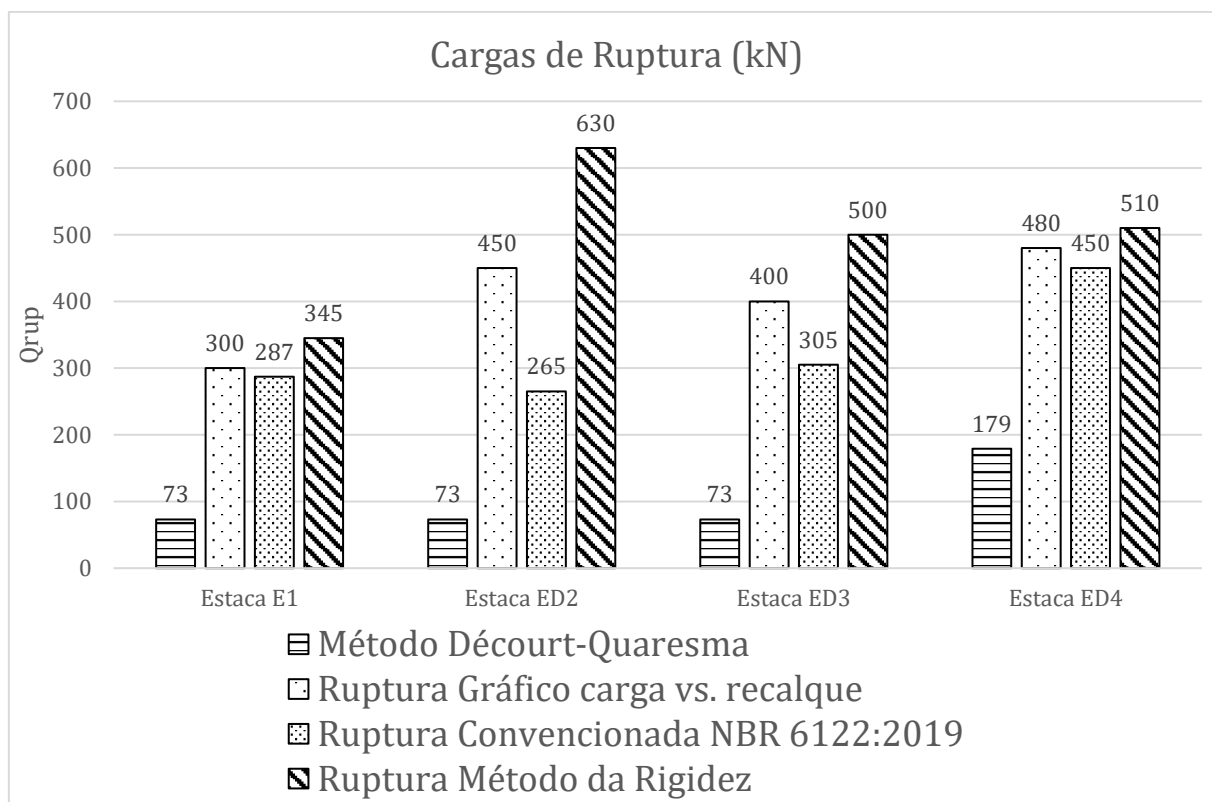


Figura 139. Cargas de ruptura calculadas e obtidas por diferentes métodos

As relações entre cargas de ruptura definidas e cargas de ruptura estimadas/obtidas pelos diferentes métodos são apresentadas na Figura 140.

As cargas de ruptura definidas pelo critério da norma superaram em, pelo menos, duas vezes e meia a carga de ruptura média prevista pelo método semiempírico de Décourt-Quaresma (estaca ED4). Não foi considerado na análise um possível efeito de ponta no meio da estaca ED4, provocado pela redução do diâmetro da mesma.

Para a estaca E1, a carga de ruptura foi quatro vezes maior que a carga estimada pelo método de Décourt-Quaresma e cerca de três vezes maior que a carga estimada pelo método Teixeira.

Para a estaca ED2, a carga de ruptura foi cerca de três vezes maior que a carga estimada pelo método Teixeira e quatro vezes maior que a carga estimada pelo método Décourt-Quaresma.

A carga de ruptura da estaca ED3 foi quatro vezes superior à estimada pelo método Décourt-Quaresma e três vezes maior que a estimada pelo método Teixeira.

Alguns fatores podem ter contribuído para o aumento observado na carga de ruptura do sistema solo-estaca. Nesse caso, tendo em vista que o solo do Campo Experimental tem característica laterítica, o grau de laterização do mesmo influenciou na adesão do sistema solo-estaca assim como o surgimento de tensões de sucção relacionadas ao teor de umidade do solo.

Um último aspecto a também ser considerado é o aspecto cônico do trecho superior da estaca devido ao procedimento executivo da mesma. A inserção e remoção do trado durante a escavação acaba alterando o diâmetro da seção da estaca à superfície do terreno. Com isso, o deslocamento da mesma durante a execução da prova de carga rápida pode gerar empuxo passivo e também elevar a resistência do sistema solo-estaca.

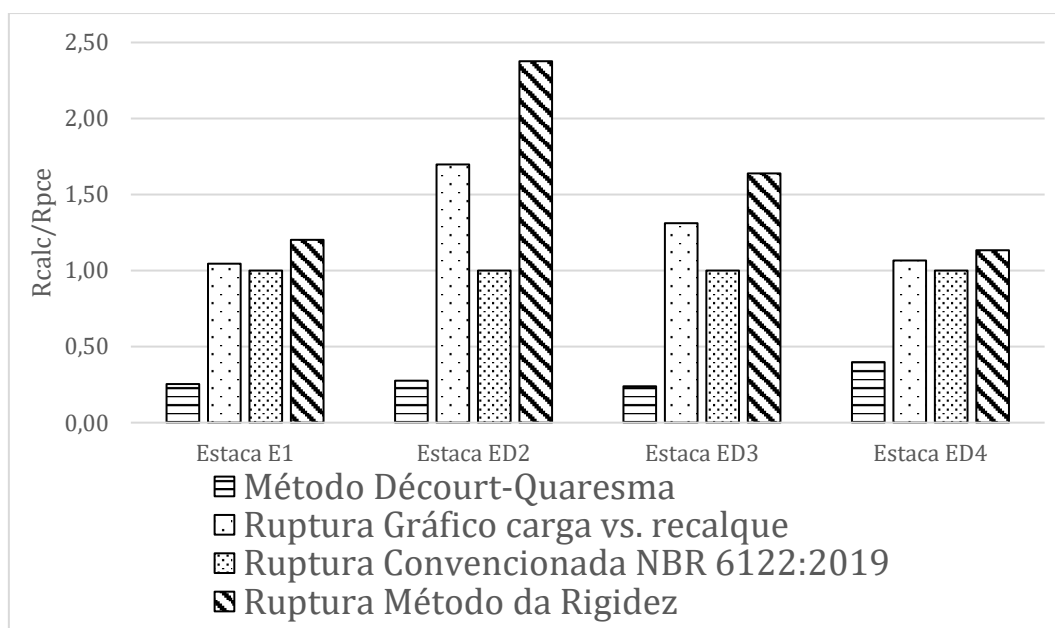


Figura 140. Relação entre a carga de ruptura calculada pela média dos métodos semiempíricos e a obtida da prova de carga estática

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

São apresentadas abaixo as conclusões do presente trabalho assim como sugestões para novas pesquisas.

5.1 CONCLUSÕES

5.1.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS – PIT E PET

A análise preliminar dos ensaios de baixa deformação nos elementos permite constatar correspondência satisfatória entre os reflectogramas registrados por ambos os equipamentos e os reflectogramas esperados de forma que a análise pode ser efetuada por ambos sem prejuízos.

Os sinais obtidos para as estacas escavadas mostraram-se compatíveis aos com cada perfil e atestam de forma nítida a brusca redução de impedância nas estacas ED2 e ED3.

5.1.2 VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS

Constatou-se que a velocidade de propagação da onda de tensão ao longo das estacas aumenta com o tempo de cura. Esse aspecto se justifica pois, a velocidade da onda é diretamente proporcional ao módulo de elasticidade do material, que também tende a aumentar com a cura.

Os elementos não armados apresentaram velocidade de propagação de onda superior à velocidade de propagação de onda nos elementos armados. Tendo em vista que a velocidade de propagação de ondas em aço é, em geral, maior que no concreto, esperava-se uma maior velocidade de propagação nos elementos em concreto armado. Considerando-se que a velocidade de propagação de onda é diretamente proporcional ao módulo elástico e inversamente proporcional ao peso específico do material, sugere-se um estudo quantitativo mais aprofundado dessas grandezas.

A área de aço adotada nos elementos não gerou reflexão de ondas em início ou final de trechos que fosse mensurável pelos equipamentos utilizados. Outras taxas de armadura podem oferecer resultados diferentes e permitir análise sobre os efeitos dessas possíveis reflexões na análise e interpretação de ensaios desse tipo.

5.1.3 INFLUÊNCIA DO ATRITO LATERAL

Nota-se nos ensaios de baixa deformação nos elementos que, após o pico de velocidade gerado pelo impacto inicial, a velocidade tende a zero até que ondas refletidas alterem essa situação. Nesses mesmos ensaios em estacas, é perceptível que, após o pico de impacto inicial, a velocidade sofre uma alteração de sinal e mantenha-se negativa para então sofrer alterações relacionadas a reflexões. Esse aspecto pode indicar a influência do atrito lateral.

Tendo em vista que, por razões construtivas o diâmetro no topo da estaca é maior que o diâmetro nominal, a alteração de área de seção pode também ser uma variável. Um maior controle das propriedades da seção pode contribuir para investigações nesse sentido.

5.1.4 LIMITAÇÕES DO ENSAIO DE INTEGRIDADE DE BAIXA DEFORMAÇÃO

O reflectograma obtido pelos ensaios de integridade no elemento 8 evidenciam uma das limitações do ensaio. Nesse caso, o aumento gradual de seção do elemento não foi evidenciado pelos resultados do ensaio. Além disso, a interpretação de reflectogramas mostrou-se limitada aos trechos anteriores a anomalias e alterações de seção já que a reflexão de interna dos sinais impede a análise de trechos posteriores.

A análise dos reflectogramas dos elementos 5 e 6 permite concluir que não é viável a quantificação de anomalias pela simples análise do reflectograma, sem auxílio de software adicional.

A esfera de argila não foi detectada durante os ensaios mesmo ocupando área expressiva da seção do elemento (cerca de 28%). Segundo o fabricante de um dos equipamentos, o objetivo do ensaio é encontrar defeitos de grande magnitude, ou seja, que comprometam mais de 20% da seção. Trata-se, portanto, de uma limitação importante e que demanda aprofundamento.

5.1.5 INFLUÊNCIA DAS ANOMALIAS NAS PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

As cargas de ruptura obtidas pela aplicação do critério da Norma Brasileira de Fundações NBR 6122/2019 foram similares nas estacas com iguais dimensões assim como as cargas para um recalque de 10% do diâmetro.

5.1.5.1 ESTACA E1

A estaca E01 apresentou carga de ruptura similar às estacas de mesmas dimensões, porém sofreu maior recalque para uma mesma carga se comparada às estacas com anomalias ED2 e ED3.

5.1.5.2 ESTACA ED2

A escavação lateral da estaca ED2 permitiu a análise da areia inserida como anomalia. Uma das hipóteses era de que o material pudesse ter sido concrecionado pela coluna de concreto lançada acima. Isso não se confirmou, tendo em vista que o material foi facilmente escavado pela lateral da estaca de forma manual. Outro aspecto notado é que toda a transferência de carga do trecho superior da estaca ao inferior foi feita pela areia, já que após removê-la, não havia contato do concreto do trecho superior com o inferior. Nota-se um ganho de carga à partir de 300 kN com mobilização do trecho inferior. O gráfico de rigidez não aponta mobilização de carga na ponta da estaca.

5.1.5.3 ESTACA ED3

Embora note-se a ruptura da anomalia na estaca ED3, isso ocorreu em tensões muito superiores àsquelas obtidas no ensaio de compressão do cilindro em laboratório. Há ganho de carga durante a prova de carga após 190 kN com provável ruptura do cilindro (40kN). Isso pode ter ocorrido pelo preenchimento dos espaços ao redor do cilindro com o concreto proveniente do trecho superior da estaca e consequente reforço do elemento. Além disso, o confinamento do cilindro após sua ruptura proporcionou que a transferência de carga ao trecho inferior da estaca prosseguisse. A anomalia também não prejudicou nesse caso o comportamento da estaca até os níveis de carga atingidos durante a prova de carga.

5.1.5.4 ESTACA ED4

A maior área lateral do trecho superior da estaca ED4 colaborou para maior resistência por atrito lateral do elemento. Embora note-se um comportamento próximo à ruptura na análise do gráfico carga vs recalque, isso não fica claro na análise pelo método da rigidez. Além disso, a área sobressalente e que pode configurar uma ponta

intermediária na estaca também não é perceptível nos gráficos carga vs recalque e de rigidez.

5.1.6 FATORES QUE PODEM INFLUENCIAR O ATRITO LATERAL

As cargas de ruptura estimadas apresentaram-se inferiores às cargas de ruptura obtidas nas provas de carga estáticas. A característica laterítica do solo pode ter um efeito significativo sobre a resistência por atrito lateral das estacas. Fabris e Décourt (2004) sugerem a utilização do fator de majoração β_L para se considerar o efeito da laterização sobre o atrito lateral em estacas. No caso de estacas moldadas “in loco” esse fator pode chegar a 5. Para a estaca íntegra E1, o valor obtido para β_L foi de, aproximadamente, 4.

A umidade média do solo durante a realização das provas de carga foi de 24,1% gerando tensões de sucção matricial da ordem de 200 kPa e que podem ter influência nos valores das cargas de ruptura encontradas. Outro aspecto a ser considerado é o aumento do topo da estaca em relação ao restante do fuste em consequência do processo executivo da estaca (retirada e inserção do trado repetidas vezes) gerando maior resistência do sistema estaca solo.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A fim de se conhecer melhor as respostas do ensaio de integridade de baixa deformação em elementos com diferentes taxas de armadura, sugere-se a criação de novos elementos sem influência de atrito lateral com taxas de armadura variadas para um estudo aprofundado das características do sinal em função dessas diferentes taxas de aço como reflexões de onda em finais de trechos armados e não armados e velocidades de propagação de onda.

Faz-se necessário também uma melhor compreensão das limitações do ensaios no que diz respeito à anomalias detectáveis e não detectáveis. A moldagem de elementos com diferentes inserções de solo, inclusive de diferentes tipos, pode melhorar o entendimento sobre as respostas do ensaio quando aplicado em elementos por ventura contaminados com solo durante o processo executivo.

Sugere-se também a execução de estacas escavadas com grande controle dimensional no topo para leitura de sinais e comparação com elementos sem atrito de

forma que não existam variações de impedância influenciando na comparação dos efeitos do atrito lateral no formato do reflectograma.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABENDI - Associação Brasileira de Ensaios Não Destrutivos e Inspeção. Práticas recomendadas: Execução e diagnóstico de ensaio de integridade com baixa deformação, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131/2006 - Prova Carga Estática, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6122:2019: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2019.

AMIR, E. I.; AMIR, J. M. Statistical analysis of a large number of PEM tests on piles. Proc., 8th International Conference on Application of Stress-Wave Theory to Piles. Anais...Lisbon: 2008a

AMIR, J.; AMIR, E. Critical comparison of ultrasonic pile testing standards. The Application of Stress-wave Theory to Piles: ..., p. 453–457, 2008b.

AMIR, J. M. Pile Integrity Testing : History, Present Situation and Future Agenda. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations. Anais...Santa Cruz de la Sierra: 2017

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). ASTM D5882-07 (2013): Low Strain Impact Integrity Testing. West Conshohocken, EUA, 2013.

BEIM, J. W.; BUNGENSTAB, F. C. Ensaio de integridade (PIT) – interpretação de resultados obtidos para os casos de estacas dos tipos hélice contínua monitorada e raiz. Revista Fundações e Obras Geotécnicas, p. 60–68, jul. 2014.

CALTRANS. Method of ascertaining the homogeneity of concrete in cast-in-drilled hole (CIDH) piles using the gamma-gamma test method Sacramento, 2005. Disponível em: <http://www.dot.ca.gov/hq/esc/ctms/pdf/CT_233.pdf>

COSTA BRANCO, C. J. DA. Provas de Carga Dinâmica em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada. [s.l.] Universidade de São Paulo, 2006.

CUNHA, R. P. DA; CARVALHO, J. C. DE; SILVA, C. M. Controle de qualidade e aceitação de estacas moldadas in loco via utilização de ensaios de integridade de estacas (PIT). XII COBRAMSEG. Anais...São Paulo: 2002

CUNHA, R. P. Quality evaluation criteria for pile integrity test on deep foundation bored in tropical soil. The 8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, p. 465–470, 2008.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. III Seminário De Engenharia De Fundações Especiais E Geotecnia, n. 1975, p. 1–10, 1996.

DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que tem dito.

SEFE VI. Anais...2008

DYWIDAG. Sistemas de Protensão com Barras DYWIDAG. 2019.

FABRIS, E.-É.; DÉCOURT, L. Provas de carga em estacas pré-moldadas e moldadas “in loco” em solo do grupo Bauru: O efeito significativo da laterização. SEFE V. Anais...São Paulo: 2004

FLEMING, W. et al. Piling Engineering. 3rd. ed. Abingdon, Oxon: Taylor & Francis, 2009.

FONSECA, J. S. DA; MARTINS, G. DE A. Curso de Estatística. 6a. edição ed. São Paulo: [s.n.], 2011.

FREITAS NETO, O. Avaliação experimental e numérica de radiers estaqueados com estacas defeituosas em solo tropical do Brasil. [s.l.] Universidade de Brasília, 2013.

GARCIA, J. R. Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP. Campinas: [s.n.], 2015.

GON, F. Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratório de um solo de diabásio da região de Campinas/SP. p. 153, 2011.

HERTLEIN, B.; DAVIS, A. Nondestructive Testing. 1.ed. Chichester, West Sussex, Inglaterra: John Wiley & Sons Ltd, 2006.

<http://www.sonicaliper.com/>. Disponível em: <<http://www.sonicaliper.com/>>.

<https://www.pile.com/>. Disponível em: <<https://www.pile.com/>>. Acesso em: 14 out. 2018.

LIANG, L.; BEIM, J. Effect of soil resistance on the low strain mobility response of piles using impulse transient response method. Application of Stress-Wave Theory To Piles: Science, Technology and Practice. Anais...Amsterdam: 2008Disponível em: <<http://pile.com/Reference/StressWave2008/CH-7-066-001.pdf>>

LIKINS, G. Pile testing – State-of-the-art. 8th Seminar on Special Foundations Engineering and Geotechnics: SEFE 8. Anais...São Paulo: 2015

LIKINS, G.; ROBINSON, B.; G. PISCALKO. A brief overview of testing of deep foundation. Testing and Design Methods for Deep Foundations. Anais...Kanazawa: 2012Disponível em: <<http://yyue.blogspot.com/2015/01/a-brief-overview-of-deep-learning.html>>

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. Patologia das fundações. 1a. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

MOGHADDAM, R. B.; HANNIGAN, P. J.; ANDERSON, K. Quantitative assesment of drilled shafts base-cleanliness using the Shaft Quantitative Inspection Device (SQUID). International Foundations Congress and Equipment Exposition, IFCEE. Anais...Orlando: 2018

MORGANO, C. M. Determining Embedment Depths of Deep Foundations Using Non-Destructive Methods. Fifth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. Anais...Orlando: 1996

MUCHETI, A. S. Estacas Hélice Segmentada : Execução , Verificação De Integridade E Estudo Do Comportamento. p. 123, 2008.

MULLINS, G. Thermal Integrity Profiling of Drilled Shafts. 54] Dfi Journal, v. 4, n. 2, 2010.

MULLINS, G.; LIKINS, G.; BEIM, G. Método de Perfilagem Térmica para Avaliação da Integridade de Fundações Moldadas In Loco. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Anais...Pernambuco: 2012

NIEDERLEITHINGER, E.; AMIR, J. M.; HÜBNER, M. Crosshole sonic logging of secant pile walls - a feasibility study. Proceedings of the Symposium on the Application of Geophysics to Environmental and Engineering Problems (SAGEEP), n. figure 2, p. 685–693, 2010.

NIYAMA, S. Introdução de ensaios dinâmicos nas obras de fundações no Brasil - Breve históricoSão PauloABMS e Sinduscon-SP, , 2003.

PAQUET, J. Étude vibratoire des pieux en béton: réponse harmonique. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment, Paris, França, v.245, p. 789-803, 1968.

PDI, I. Low Strain Integrity Test WebinarClevelandPile Dynamics, Inc., , 2017.

PEREIRA, D. A.; KORMANN, A. C. M.; PASSINI, L. DE B. Aplicação Do Método Da Rigidez Para Estimativa Do Atrito Lateral E Resistência De Ponta Em Estaca Escavada. Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2016.

PÉREZ, N. B. M. Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de campinas/sp. 2014.

PILE DYNAMICS, I. Pile installation recorder (PIR). Estados Unidos da América, 2012.

PILEINSPECT. Integrity Testing of Deep Foundation Piles. Disponível em: <<https://cordis.europa.eu/project/id/605676>>. Acesso em: 4 nov. 2018.

PILETEST.COM LIMITED. Pile Echo Tester - User Manual. Disponível em: <https://www.piletest.com/PET_User_Manual/default.asp?lid=9#hudf7fzcvey6e>. Acesso em: 4 nov. 2018.

PISCSALKO, G.; HANNIGAN, P. State of Practice and Advances in Quality Control Methods for Drilled Shafts. International Foundations Congress and Equipment Exposition, IFCEE. Anais...Orlando: 2018

PISCSALKO, G.; LIKINS, G. Automated Inspection Control of Augercast Piles. v. v, 2003.

POULOS, H. G. Pile Behavior — Consequences of Geological and Construction Imperfections. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 131, n. January, p. 538–563, 2005.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Pile Foundation Analysis and Design*. Sydney: Rainbow-Bridge Book Co., 1980. v. 20

RAUSCHE, F. Combining static and dynamic loading test results of piles. 10th Int. Conf. on Stress Wave Theory and Testing of Deep Foundations. *Anais...* San Diego: 2018

RAUSCHE, F.; ALVAREZ, C.; LIKINS, G. E. Dynamic loading tests - A state of the Art of Prevention and Detection of Deep foundation failures.pdfBolivia, 2017.

RAUSCHE, F.; SHEN, R.; LIKINS, G. A Comparison of Pulse Echo And Transient Response Pile Integrity Test Methods. *Proceedings of the Transportation ...*, 1991.

RODRIGUEZ, T. G. Caracterização geotécnica de um solo de diabásio por meio de ensaio SPT e CPT. 2013. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Transportes) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013..

SCALLET, M. M. Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas / SP. p. 164, 2011.

SCHULZE, T. Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi- empíricos. p. 168, 2013.

SELLOUNTOU, E.-A.; ALVAREZ, C. Thermal Integrity Profiling: A Recent Technological Advancement In Integrity Evaluation Of Concrete Piles. *Proceedings from the First International Conference, Seminar on Deep Foundations*, 2013.

SENNA, J.; KAZZUO, C. Mapa Geológico do Município de Campinas Geociências Virtual, 2010. Disponível em: <<http://www2.ib.unicamp.br/lte/gv/visualizarMaterial.php?idMaterial=1186>>

TIMOSHENKO, S.; J. N. GOODIER, *Theory of elasticity*. McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 1970.

VESIC, S. A. *Design of pile foundations*. Washington, D. C.: National Cooperative Highway Research Program: Report 515, 1977.

WHITE, B.; NAGY, A. Comparing cross-hole sonic logging and low-strain integrity testing results. 8th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, p. 471–476, 2008.

ZUQUETTE, L. V. Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras. [s.l.] Universidade de São Paulo, 1987.