

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola De Engenharia

Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil

**DESEMPENHO DE ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO
EM SOLO ARENOSO SOB CARREGAMENTO VERTICAL**

Fabiano Alexandre Nienov

Porto Alegre

Março de 2016

Fabiano Alexandre Nienov

**DESEMPENHO DE ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO
EM SOLO ARENOSO SOB CARREGAMENTO VERTICAL**

Tese apresentada ao Programa de Pós Graduação
em Engenharia Civil da Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para
Obtenção do título de Doutor em Engenharia.
Orientação: Prof. Ph. D. Fernando Schnaid

Porto Alegre

Março de 2016

Fabiano Alexandre Nienov

**DESEMPENHO DE ESTACAS ESCAVADAS DE GRANDE DIÂMETRO
EM SOLO ARENOSO SOB CARREGAMENTO VERTICAL**

Esta Tese de Doutorado foi julgada adequada para obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL, área de Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 16 de Março de 2016

Prof. Fernando Schnaid
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGE/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

David de Carvalho
Dr. pela Escola de Engenharia de São Carlos

Rubenei Novais Souza
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Jarbas Milititsky
Ph.D. University of Surrey, Reino Unido

Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá

Edgar Odebrecht
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

À minha esposa, Liana Camila.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. Fernando Schnaid, pela orientação, confiança, ensinamento e compreensão durante o desenvolvimento do trabalho. Ao Professor, Dr. Edgar Odebrecht, cujo envolvimento foi fundamental na elaboração da presente pesquisa. São exemplos de profissionais que uso como referência.

À empresa Geoforma Ltda pela logística desenvolvida e apoio para realização dos ensaios geotécnicos.

À empresa Fugro In Situ pela realização das provas de carga, ensaios geotécnicos, ensaios de integridade das estacas e todo apoio de instrumentação das estacas ensaiadas.

À empresa Geotechne, representado pelo Eng. Sandré Lima. À Empresa Brasfond pela execução das estacas. À PDI pela disponibilização de equipamentos.

À Empresa Dywidag pela disponibilidade do aço fornecido para estacas teste e de reação. À empresa Flexfer pelo apoio na confecção da armadura.

Esse trabalho não teria sido realizado sem o apoio da Mineração Veiga que disponibilizou o local para implantação do Campo Experimental.

À empresa Inácio estaqueamento pelo apoio logístico. À Geotesc pelo fornecimento do concreto. À Votorantim pelo fornecimento do cimento.

À Petrobras pelo apoio financeiro prestado para realização da presente pesquisa.

Também um agradecimento às instituições de ensino que apoiaram a presente pesquisa: UFRGS, UPFR, UDESC e SECONDA UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI.

Aos PPGEC da UFRGS, pela sua competência e auxílio prestado para a possível realização da pesquisa. Principalmente à Ana Luiza e Carmen Luiza, muito obrigado.

À Unoesc pela oportunidade e principalmente ao colegiado do Curso de Engenharia Civil Campus de Joaçaba.

Aos amigos e colegas que auxiliaram para realização da pesquisa, principalmente nos trabalhos no campo experimental: Liamara Paglia Sestrem, Mariluz Barreto Slezinski, Ylenia Mascarucci, Lucas Quiocca Zampieri, Vitor Faro, Laísa Benetti, Hyllttonn W. D. Bazan, Andre Moraes e ao Sr. Élio pelo carinho com que nós acolheu no campo Experimental.

Agradeço minha família e em especial minha querida esposa Liana Camila, pelo incentivo, carinho, apoio incansável e paciência demonstrada em todos os momentos deste trabalho. E à D. Dirlei pelo apoio e incentivo.

RESUMO

NIENOV, F. A. Desempenho de Estacas Escavadas de Grande Diâmetro em Solo Arenoso sob Carregamento Vertical. 2016. Tese de Doutorado em Engenharia Civil - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS – Porto Alegre – RS.

Procura-se nesta pesquisa estudar o desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob diferentes métodos executivos (uso de polímero e bentonita). Um programa de provas de cargas instrumentadas em profundidade foi realizado para verificar o desempenho de estacas escavadas em solo arenoso sob carga vertical. O Campo Experimental em que se realizou o estudo localiza-se no município de Araquari, litoral Norte do Estado de Santa Catarina, Brasil. O perfil geotécnico é composto de areia compacta a fofa, intercalada por uma camada de argila de três metros de espessura entre os 18 e 22m de profundidade. Foram executadas duas estacas escavadas de 1,0m de diâmetro e cota de apoio de 24,10m e 24,40m respectivamente com uso de polímero (Polymud) e bentonita. Os resultados das provas de carga demonstraram diferença de desempenho entre as duas técnicas usadas. Realizaram-se duas provas de carga lenta para verificar o desempenho. Uma prova de carga em que a carga máxima resistida pela estaca com uso de bentonita foi de 4574kN gerando deslocamento de 63,5mm no topo da estaca. Outra prova de carga na estaca com uso de polímero em que a carga aplicada no topo da estaca foi de 8518kN a qual gerou um deslocamento no topo da estaca de 98,71mm. O desempenho do atrito lateral apresentado pela estaca com o uso de lama bentonítica foi inferior que a estaca em que foi usado polímero. Essa diferença foi maior na camada até de 0,0 m aos 11,0m iniciais. Nesses 11,0m iniciais o solo é composto por uma camada de areia fofa a pouco compacta até os 4,0m e dos 4,0m aos 11,0m areia compacta a muito compacta. Essa redução da resistência lateral na estaca com o uso de bentonita pode estar relacionado devido à formação de *cake*. Em relação ao desempenho da carga de ponta, as técnicas de execução não tiveram influência na capacidade de carga.

Palavras-Chave: Estaca Escavada; Polímero; Bentonita; Instrumentação; Prova de Carga.

ABSTRACT

NIENOV, F. A. Bored Pile Performance of Large Diameter in Sandy Soil under Vertical Load. 2016. Doctoral Thesis in Civil Engineering - Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS - Porto Alegre - RS.

It has been sought in this research to study the performance of bored piles of large diameter in sandy soil under different executive methods (the use of polymer and bentonite). A testing program of instrumental loads in depth was conducted to verify the performance of bored piles in sandy soil under vertical load. The experimental field in which the study took place is located in the city of Araquari, coast of the state of Santa Catarina, Brazil. The geotechnical profile is composed by compact sand to soft, alternated with a layer of clay three meters thick between 18 and 22m deep. It's been executed two bored piles of 1.0m diameter and depth of 24,10m and 24,40m respectively with use of polymer (Polymud) and bentonite. The results of load tests have shown performance difference between the techniques used. There were two tests of slow load to verify performance. A load test in which maximum load resisted by the pile with use of bentonite was 4574kN creating 63,5mm displacement at the top of the pile. Another proof load on the pile with the polymer used in the load applied to the top of the pile was 8518kN which an offset generated at the top of the pile 98,71mm. The performance of the lateral friction presented by the pile with the use of bentonite mud was lower than the pile which has been used polymer. This difference was greater in the layer up to 0.0m to 11,0m initials. In these initial 11,0m soil is composed from a soft layer of sand to slightly compact until 4,0m and from 4,0m to 11,0m compact sand to very compact. This reduction of lateral resistance in pile with the use of bentonite may be related to the formation of cake. Regarding to the toe load performance, technical execution had no influence on the load capacity.

Keywords: Bored Pile; Polymer; Bentonite; Instrumentation; Load Test.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	23
1.1. PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	23
1.2. OBJETIVOS	25
1.2.1. Objetivo Geral	25
1.2.2. Objetivos Específicos	26
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	26
2. REVIÃO BIBLIOGRÁFICA	28
2.1. ESTACA ESCAVADA DE GRANDE DIÂMETRO	28
2.1.1. Fluído Estabilizante a Base de Bentonita	30
2.1.2. Fluído Estabilizante a Base de Polímero	33
2.2. DESEMPENHO DE ESTACAS EXECUTADAS COM O USO DE BENTONITA E POLÍMERO	38
2.3. MÉTODOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO	43
2.3.1. Métodos Teóricos de Previsão de Desempenho	45
2.4. PROFUNDIDADE CRÍTICA	59
2.5. CARGA RESIDUAL	62
2.5.1. Carga Residual Influenciada Pela Temperatura	66
2.6. INSTRUMENTAÇÃO	68
2.6.1. Instrumentação de Superfície	68
2.6.2. Instrumentação em Profundidade	69
2.6.3. Módulo de Elasticidade da Estaca Instrumentada	72
3. ESTRUTURA DE REAÇÃO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO	79
3.1. INTRODUÇÃO	79
3.2. PROVA DE CARGA ESTÁTICA	79
3.3. ABNT – NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações	81
3.3.1. Determinação da Carga de Ruptura	82
3.3.2. Estrutura de Reação	83
3.3.3. Incremento de Carga e Estabilização	84
3.3.4. Sistema de Aplicação de Carga	86
3.4. EUROCÓDIGO 7	87
3.4.1. Estrutura de Reação	88
3.4.2. Sistema de Aplicação de Carga	88
3.4.3. Incremento de carga e estabilização	88
3.5. ASTM – D1143/D1143M-07 ^{E1}	89
3.5.1. Estrutura de Reação	90
3.5.2. Sistema de aplicação de carga	90
3.5.3. Incremento de carga e estabilização	90
3.6. Procedimento adotado	91
4. CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI	94
4.1. LOCALIZAÇÃO	94

4.2.	<i>ASPECTOS GEOLÓGICOS</i>	95
4.3.	<i>ASPECTOS GEOTÉCNICOS</i>	100
4.3.1.	Ensaio do Tipo SPT	101
4.3.2.	Ensaio com o Cone de Penetração Estática (CPTu)	104
4.3.3.	Determinação dos Parâmetros com Base no Ensaio SDMT	117
4.3.4.	Apresentação dos Ensaio de CPTu das Estacas Executadas com o uso de Polímero e Bentonita	123
4.3.5.	Ensaio de Laboratório	124
4.3.6.	Resumo das Características Locais	126
4.4.	<i>PLANEJAMENTO E IMPLANTAÇÃO DAS ESTACAS</i>	127
5.	<i>ESTACAS ESCAVADAS: INSTRUMENTAÇÃO E EXECUÇÃO</i>	131
5.1.	<i>CONFECÇÃO DA ARMADURA DAS ESTACAS</i>	131
5.2.	<i>INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTACAS</i>	132
5.3.	<i>EXECUÇÃO DAS ESTACAS</i>	136
5.4.	<i>CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO</i>	141
5.4.1.	Modelo de Estimativa da Resistência à Compressão do Concreto Segundo a NBR 12.655:1996	142
5.5.	<i>ENSAIOS DE INTEGRIDADE DAS ESTACAS</i>	144
5.6.	<i>EXECUÇÃO DO BLOCO SOBRE AS ESTACAS TESTE</i>	149
6.	<i>PROVA DE CARGA: MONTAGEM, EXECUÇÃO E RESULTADOS</i>	151
6.1.	<i>MONTAGEM E EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA</i>	151
6.2.	<i>RESULTADOS OBTIDOS COM A INSTRUMENTAÇÃO NO TOPO DAS ESTACAS TESTE</i>	155
6.3.	<i>RESULTADO OBTIDO COM A INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE DAS ESTACAS TESTE</i>	157
6.3.1.	Determinação do Módulo de Elasticidade	169
6.3.2.	Transferência de Carga da Estaca com o uso de Bentonita	173
6.3.3.	Transferência de Carga da Estaca com o uso de Polímero	176
6.4.	<i>COMENTÁRIOS SOBRE A MONTAGEM, REALIZAÇÃO E RESULTADOS OBTIDOS</i>	179
7.	<i>ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA</i>	181
7.1.	<i>INTERAÇÃO SOLO-ESTACA</i>	181
7.2.	<i>ANÁLISE DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO NO TOPO DAS ESTACAS</i>	196
7.3.	<i>ANÁLISE DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE</i>	199
7.3.1.	Transferência de Carga ao Longo da Profundidade	199
7.3.2.	Distribuição do Atrito Lateral	203
7.3.3.	Reação de Ponta	209
8.	<i>DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS PARA PROJETO POR MEIO DAS PROVAS DE CARGA</i>	211
8.1.1.	Valores de β e K	211
8.1.2.	Valores de k e α	215
8.1.3.	Parâmetro Nq	219
8.1.4.	Comentários sobre os Resultados Parâmetros de Projetos Obtidos	220
9.	<i>CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS</i>	221

9.1.	CONCLUSÕES	221
7.2.	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	224
	REFERÊNCIAS	226
	ANEXO I	246
	RESULTADO DO MONITORAMENTO DA EXECUÇÃO DAS ESTACAS	246
	ANEXO II	255
	RESULTADO DO ENSAIO DE INTEGRIDADE TIPO CROSS-HOLE.....	255
	APÊNDICE A	262
	DADOS OBTIDOS DA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE.....	262
	APÊNDICE B	265
	DADOS OBTIDOS DA INSTRUMENTAÇÃO DE SUPERFÍCIE.....	265

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 – Detalhe da formação do cake da mistura de lama bentonítica (KB Technologies, 2002)	31
Figura 2. 2 – Resíduos de bentonita junto à armadura da estaca	32
Figura 2. 3 – Detalhe da membrana na face do solo (Polímeros GEO).....	34
Figura 2. 4 - Distribuição da carga (ao longo da profundidade) e de resistência unitária lateral, Thasanipan et al (2002).....	39
Figura 2. 5 - Atrito lateral, Brown (2002)	40
Figura 2. 6 - Comportamento carga x deslocamento das estacas ensaiadas, Lam et al (2010a).....	40
Figura 2. 7 – Perfil Geotécnico. Frizzi et al. 2004.....	42
Figura 2. 8 – Equivalente carga de topo versus deformação (Frizzi et al. (2004)	42
Figura 2. 9 – Superfície de ruptura das diversas soluções teóricas (Vesic, 1965)	46
Figura 2. 10 - Valores de N_q para fundações profundas de seção circular ou quadrada segundo diversos autores (Vesic, 1975)	46
Figura 2. 11 – Relação de curvas q_p/q_c e s/B para estacas sem deslocamento, Lee e Salgado (1999) ...	47
Figura 2. 12 - Cálculos de valores de K da resistência lateral em estacas sem deslocamento (Salgado 2008).....	50
Figura 2. 13 - Valores de K/K_0 para (a) estacas sem deslocamento e (b) de deslocamento pela tensão vertical efetiva de 10 a 300kPa e para três densidades relativas (20, 50 e 80%) (Salgado 2008).....	51
Figura 2. 14 - Relação entre o coeficiente e o ângulo ϕ , para estacas escavadas in solo granular Meyerhof, 1976 apresentado em Geo, 1/2006	54
Figura 2. 15 - Coeficiente β de estacas em areia (Rollins 2005).....	55
Figura 2. 16 - Coeficiente β de estacas em areia versus tensão efetiva (Fellenius 2012d).....	55
Figura 2. 17 - Variação da resistência lateral com o valores de NSPT por valores normalizados de deslocamento pelo diâmetro da estaca (s/B) para: (a) 1%; (b) 2%; (c) 3,5% e (d) 5 a 7,5%.	56
Figura 2. 18 - variação do coeficiente β pela profundidade e estacas hélice contínua (Stuedlein e Gurtowski, 2012)	57
Figura 2. 19 - Valores do coeficiente β pela tensão efetiva (Loukidis e Salgado, 2008).....	58
Figura 2. 20 - Resistência lateral de estacas num maciço homogêneo - Distribuição real e consideração da profundidade crítica (Pereira, 2012).....	60
Figura 2. 21 - Desenvolvimento da tensão de cisalhamento (Lehane et al. 1993)	61
Figura 2. 22 - Típico medição da distribuição da carga instalada na estaca (Pereira, 2012)	61
Figura 2. 23 - Distribuição da carga residual e da distribuição da carga registrada na prova de carga e a soma das duas parcelas (Fellenius 2002a)	63
Figura 2. 24 - Distribuição da carga residual e da distribuição da carga registrada na prova de carga e a soma das duas parcelas (Fellenius 2002a)	64
Figura 2. 25 - Distribuição da carga mostrando tensões residuais, tensões medidas e tensões reais calculadas (Altaee, 1992)	64
Figura 2. 26 - Distribuição da carga mostrando tensões residuais, tensões medidas e tensões reais calculadas (Fellenius, 2001).....	65
Figura 2. 27 - Distribuição da carga na estaca imediatamente após a execução, 154 dias e 496 dias após a execução (Fellenius 1972, Fellenius e Broms 1972)	65
Figura 2. 28 - Desenvolvimento da temperatura no interior da estaca ao longo do tempo (Fellenius et al. 2009).....	66
Figura 2. 29 - Registro nos extensômetros instalados no interior da estaca o longo do tempo (Fellenius et al. 2009).....	67
Figura 2. 30 - Desenvolvimento das leituras na estaca ao longo com a variação da temperatura (Fellenius et al. 2009).....	67
Figura 2. 31 - Detalhe da distribuição dos medidores no topo da estaca	69
Figura 2. 32 - Detalhe da instalação do Extensômetro modelo 4911 na armadura da estaca – Geokon ..	70
Figura 2. 33 – Detalhe da fixação dos cabos dos extensômetros na armadura da estaca.....	71

Figura 2. 34 - Leituras dos extensômetros instalados ao longo do fuste da estaca (Fellenius 2000a)	73
Figura 2. 35 - Diagrama do módulo tangente (Fellenius 2000a).....	74
Figura 2. 36 - Distribuição do módulo tangente (Stuedlein e Gurtowski,2012).....	74
Figura 2. 37 - Leituras nos extensômetros durante a prova de carga (Fellenius 2013).....	75
Figura 2. 38 - Rigidez secante determinado pelas leituras no extensômetro GL4 (Fellenius 2013).....	75
Figura 2. 39 - Rigidez tangente determinado em todos os extensômetros	76
Figura 2. 40 - Rigidez secante (Fellenius 2012a).....	76
Figura 2. 41 - Módulo secante em uma estaca de 600 mm (Fellenius, 2012a)	77
Figura 2. 42 – Valor de E.A secante em uma estaca de aço de diâmetro 400 mm preenchida em concreto (Fellenius, 20012a)	77
Figura 3. 1 - Quantidade de provas de carga – NBR 6.122:2010.....	82
Figura 3. 2 - Carga de ruptura convencional (NBR 6122:2010).....	83
Figura 3. 3 – Carregamento único (ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing 1985)	89
Figura 3. 4 – Carregamento com ciclo de carga e descarga (ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing 1985)	89
Figura 3. 5 - Plano de carregamento para prova de carga.....	92
Figura 4. 1 - Localização do Campo Experimental - (Google Earth - Brochero 2014)	94
Figura 4. 2 – Vista geral do campo experimental.....	95
Figura 4. 3 - Geologia do Estado de Santa Catarina (Scheibe 1986)	95
Figura 4. 4 - Geologia do Estado de Santa Catarina (Horn Filho & Diehl, 1994, 2001)	96
Figura 4. 5 - Compartimentação da província costeira de Santa Catarina (Diehl & Horn Filho, 1996)	97
Figura 4. 6 - Mapa geológico do campo experimental Araquari (Brochero 2014)	98
Figura 4. 7 - Planta do campo experimental com localização dos pontos dos ensaios	100
Figura 4. 8 - Variação dos valores de NSPT individual e umidade ao longo da profundidade.....	101
Figura 4. 9 - Perfil geológico-geotécnico baseado no ensaio de SPT.....	102
Figura 4. 10 - Estimativa do ângulo de atrito interno a) pela proposta de Bolton (1986) e b) proposta de De Mello (1971)	103
Figura 4. 11 - Estimativa do ângulo de atrito interno com base no SPT e tensão vertical efetiva	104
Figura 4. 12 - Determinação da densidade relativa por meio do ensaio de SPT	104
Figura 4. 13 - Equipamento usado para o ensaio CPTu	105
Figura 4. 14 – Parâmetros iniciais q_t , u , u_0 e f_s	106
Figura 4. 15 – Parâmetros iniciais R_f e B_q	107
Figura 4. 16 – Valore de peso específico natural ao longo da profundidade	108
Figura 4. 17 – Ábaco proposto por Robertson em 1990 para identificar os tipos de comportamento de solo (Robertson, 2012).....	109
Figura 4. 18 – Ábaco de identificação do comportamento do solo de acordo com Robertson 1990	110
Figura 4. 19 – Classificação do solo pelo índice I_cRW	112
Figura 4. 20 – Valores de D_r (Lacellota 1985) e valores de ϕ' (Mayne, 2006), (kulhawy e Mayne, 1990) e (Bolton, 1986).....	114
Figura 4. 21 – Caracterização de areias não cimentadas.....	115
Figura 4. 22 – caracterização de areia de Perth, Austrália (Schnaid et al, 2004)	116
Figura 4. 23 – Valores G_0/q_c por q_c1 de todas as sondagens	117
Figura 4. 24 – SDMT-01	119
Figura 4. 25 - Parâmetros obtidos do ensaio SDMT-01	121
Figura 4. 26 – Representação dos valores de q_t , G_0 e relação de G_0 versus q_c1 do perfil CPTu-06 com os valores do ensaio de SDMT.....	122
Figura 4. 27 – Valores de q_b , u e f_s dos furos CPTU-04 e CPTU-05	123
Figura 4. 28 - Valores de B_q , e R_f dos furos CPTU-04 e CPTU-05	124
Figura 4. 29 – Curva granulométrica amostras entre 1 a 17m.....	124

Figura 4. 30 - Curva granulométrica amostras entre 18 a 21 m.....	125
Figura 4. 31 - Curva granulométrica amostra entre 22 a 30m	125
Figura 4. 32 – a) Densidade relativa usando SPT e CPTu, b) e c) ângulo de atrito por meio de SPT e SMDT	126
Figura 4. 33 – Ângulo de atrito interno obtido por meio do ensaio de CPTu e SMDT	127
Figura 4. 34 - Locação das estacas executadas no campo experimental	129
Figura 4. 35 - Detalhe da armadura das estacas ensaiadas.....	129
Figura 5. 1 – Detalhes da armadura das estacas ensaiadas em a) armadura segmentada e b) soldada	131
Figura 5. 2 - Instrumentação em profundidade a) detalhe dos extensômetros b) e c) extensômetros posicionados na armadura da estaca.....	132
Figura 5. 3 - Detalhe da posição da instrumentação planejada em profundidade da estaca com o uso de polímero (ET4)	133
Figura 5. 4 - Detalhe da posição da instrumentação planejada em profundidade da estaca com o uso de bentonita (ET5).....	134
Figura 5. 5 – Detalhe da proteção dos cabos saindo da estaca até a caixa de leitura	135
Figura 5. 6 - Disposição da instrumentação após a execução das estacas.....	136
Figura 5. 7 - Detalhe da armadura das estacas de reação a) montagem b) esperas expostas	136
Figura 5. 8 - Execução da estaca tipo hélice contínua de reação	137
Figura 5. 9 - Execução de estaca escavada a) e b) escavação c) içamento da armadura	138
Figura 5. 10 – Caçamba usada na escavação.....	138
Figura 5. 11 – Detalhe de içamento da armadura da estaca teste	139
Figura 5. 12 - Execução do controle tecnológico do concreto a) e c) execução do teste de abatimento e b) confecção das amostras para ensaio de resistência a compressão	141
Figura 5. 13 – Evolução da resistência do concreto para as estacas com o uso de polímero e bentonita	142
Figura 5. 14 – Ensaio PIT estacas com o uso de polímero	145
Figura 5. 15 - Ensaio PIT estacas com o uso de bentonita.....	145
Figura 5. 16 – Ensaio Cross Hole da Estaca com o uso de polímero	146
Figura 5. 17 - Ensaio Cross Hole da Estaca com o uso de bentonita.....	147
Figura 5. 18 – a) posição dos tubos no interior da estaca para ensaio de Cross Hole e em b) execução do ensaio tipo Cross Hole	147
Figura 5. 19 - Detalhe dos cabos a) e em b) dos tubos para execução do ensaio TIP.....	148
Figura 5. 20 - Apresentação do ensaio tipo TIP a) registro da temperatura ao longo do fuste b) interpretação das dimensões ao longo do fuste.....	148
Figura 5. 21 - Detalhe do bloco de coroamento a) armadura b) e c) executado	149
Figura 5. 22 – Projeto do bloco de coroamento sobre as estacas	150
Figura 6. 1 - Detalhe do sistema de reação	151
Figura 6. 2 - Detalhe do sistema de reação a) vista lateral da viga principal b) sistema de ancoragem .	151
Figura 6. 3 – Montagem do sistema de reação	152
Figura 6. 4 – Detalhes do sistema de fixação das vigas de reação (a) passagem das barras e (b) fixação com chapa e porca	153
Figura 6. 5 - Detalhes da instrumentação de superfície (a) instrumentação para deslocamentos verticais e b) instrumentação para deslocamentos horizontais	153
Figura 6. 6 – Monitoramento do sistema de reação (a) Relógio comparador no topo das estacas (b) régua graduada	154
Figura 6. 7 – Detalhe do sistema de aquisição de dados da instrumentação em profundidade	154
Figura 6. 8 - Curva carga x deslocamento estaca com uso de bentonita	156
Figura 6. 9 - Curva carga x deslocamento estaca com uso de polímero.....	156
Figura 6. 10 - Curva carga x deslocamento estaca com uso de polímero e bentonita	157

<i>Figura 6. 11 - Deformações versus tempo de ensaios nos níveis instrumentados da estaca com bentonita</i>	158
<i>Figura 6. 12 - Deformações versus tempo de ensaios nos níveis instrumentados da estaca com polímero</i>	159
<i>Figura 6. 13 - Deformações versus tempo de ensaios nos níveis instrumentados da estaca com bentonita e polímero</i>	160
<i>Figura 6. 14 – Leituras no Nível 1 da estaca com uso de bentonita</i>	161
<i>Figura 6. 15 - Leituras no Nível 2 da estaca com uso de bentonita</i>	161
<i>Figura 6. 16 - Leituras no Nível 3 da estaca com uso de bentonita</i>	162
<i>Figura 6. 17 - Leituras no Nível 4 da estaca com uso de bentonita</i>	162
<i>Figura 6. 18 - Leituras no Nível 5 da estaca com uso de bentonita</i>	162
<i>Figura 6. 19 - Leituras no Nível 6 da estaca com uso de bentonita</i>	163
<i>Figura 6. 20 - Leituras no Nível 7 da estaca com uso de bentonita</i>	163
<i>Figura 6. 21 - Leituras no Nível 7 da estaca com uso de bentonita</i>	163
<i>Figura 6. 22 - Leituras no Nível 1 da estaca com uso de polímero</i>	164
<i>Figura 6. 23 - Leituras no Nível 2 da estaca com uso de polímero</i>	164
<i>Figura 6. 24 - Leituras no Nível 3 da estaca com uso de polímero</i>	165
<i>Figura 6. 25 - Leituras no Nível 4 da estaca com uso de polímero</i>	165
<i>Figura 6. 26 - Leituras no Nível 5 da estaca com uso de polímero</i>	165
<i>Figura 6. 27 - Leituras no Nível 6 da estaca com uso de polímero</i>	166
<i>Figura 6. 28 - Leituras no Nível 7 da estaca com uso de polímero</i>	166
<i>Figura 6. 29 - Leituras no Nível 7 da estaca com uso de polímero</i>	166
<i>Figura 6. 30 – Registro de temperatura ao longo da cura do concreto da estaca com uso de bentonita</i>	167
<i>Figura 6. 31 - Registro de temperatura ao longo da cura do concreto da estaca com uso de bentonita</i>	167
<i>Figura 6. 32 - Registro de temperatura ao longo da cura do concreto da estaca com uso de polímero</i>	168
<i>Figura 6. 33 - Registro de temperatura ao longo da cura do concreto da estaca com uso de polímero</i>	168
<i>Figura 6. 34 - Carga versus deformação dos níveis instrumentados da estaca com uso de bentonita</i>	169
<i>Figura 6. 35 - Carga versus deformação dos níveis instrumentados da estaca com uso de polímero</i>	170
<i>Figura 6. 36 – Carga versus deformação específica nos níveis N1 e N2</i>	170
<i>Figura 6. 37 - Carga versus deformação específica nos níveis N3 e N4</i>	171
<i>Figura 6. 38 - Carga versus deformação específica nos níveis N5 e N6</i>	171
<i>Figura 6. 39 - Carga versus deformação específica nos níveis N7 e N8</i>	171
<i>Figura 6. 40 - E_s versus deformação da Estaca com uso de bentonita</i>	172
<i>Figura 6. 41 - E_s versus deformação da Estaca com uso de polímero</i>	172
<i>Figura 6. 42 - E_s versus deformação da Estaca com uso de bentonita e polímero</i>	172
<i>Figura 6. 43 – Transferência de carga ao solo da estaca com uso de bentonita</i>	174
<i>Figura 6. 44 – Parcela de contribuição ponta, lateral e total pelo deslocamento no topo da estaca</i>	174
<i>Figura 6. 45 - Mobilização do atrito lateral por nível de instrumentação e deslocamento no topo da estaca</i>	175
<i>Figura 6. 46 - Evolução da capacidade de carga de ponta ao longo dos deslocamentos no topo da estaca</i>	176
<i>Figura 6. 47 - Transferência de carga ao solo da estaca com uso de polímero</i>	177
<i>Figura 6. 48 – Parcela de contribuição ponta, lateral e total pelo deslocamento no topo da estaca</i>	178
<i>Figura 6. 49 - Mobilização do atrito lateral por nível de instrumentação por deslocamento no topo da estaca</i>	178
<i>Figura 6. 50 - Evolução da capacidade de carga de ponta ao longo dos deslocamentos dos deslocamentos no topo da estaca</i>	179
<i>Figura 7. 1 – Primeiro incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 311kN</i>	182
<i>Figura 7. 2 – Segundo incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 657kN</i>	182
<i>Figura 7. 3 – Terceiro incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 1312 kN</i>	183

<i>Figura 7. 4 – Quarto incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 2013kN</i>	<i>183</i>
<i>Figura 7. 5 – Quinto incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 2694 kN.....</i>	<i>184</i>
<i>Figura 7. 6 - Sexto incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 3126 kN.....</i>	<i>184</i>
<i>Figura 7. 7 – Sétimo incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 3514 kN.....</i>	<i>185</i>
<i>Figura 7. 8 – Oitavo incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 3889 kN</i>	<i>185</i>
<i>Figura 7. 9 – Carga versus Tempo</i>	<i>186</i>
<i>Figura 7. 10 – Carga versus deslocamento</i>	<i>186</i>
<i>Figura 7. 11 – Nono incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 4258 kN</i>	<i>187</i>
<i>Figura 7. 12 – carga versus tempo estaca com uso de bentonita e polímero</i>	<i>188</i>
<i>Figura 7. 13 – Primeiro incremento de carga da estaca com uso de polímero – 233 kN</i>	<i>188</i>
<i>Figura 7. 14 - Segundo incremento de carga da estaca com uso de polímero – 482 kN.....</i>	<i>189</i>
<i>Figura 7. 15 - Terceiro incremento de carga da estaca com uso de polímero – 1032 kN.....</i>	<i>189</i>
<i>Figura 7. 16 - Quarto incremento de carga da estaca com uso de polímero – 1637 kN</i>	<i>190</i>
<i>Figura 7. 17 - Quinto incremento de carga da estaca com uso de polímero – 1404 kN.....</i>	<i>190</i>
<i>Figura 7. 18 - Sexto incremento de carga da estaca com uso de polímero – 3046 kN</i>	<i>191</i>
<i>Figura 7. 19 - Sétimo incremento de carga da estaca com uso de polímero – 3525 kN.....</i>	<i>191</i>
<i>Figura 7. 20 – Oitavo incremento de carga da estaca com uso de polímero – 4265 kN</i>	<i>192</i>
<i>Figura 7. 21 - Nono incremento de carga da estaca com uso de polímero – 4950 kN</i>	<i>192</i>
<i>Figura 7. 22 - Décimo incremento de carga da estaca com uso de polímero – 5751 kN.....</i>	<i>193</i>
<i>Figura 7. 23 – Décimo Primeiro incremento da estaca com uso de polímero – 6542 kN</i>	<i>193</i>
<i>Figura 7. 24 – Décimo segundo incremento da estaca com uso de polímero – 6883 kN</i>	<i>194</i>
<i>Figura 7. 25 – Décimo terceiro incremento da estaca com uso de polímero – 6990 kN.....</i>	<i>194</i>
<i>Figura 7. 26 - Décimo quarto incremento da estaca com uso de polímero – 8518 kN.....</i>	<i>195</i>
<i>Figura 7. 27 – Possível explicação da interação estaca/solo nas estacas ensaiadas</i>	<i>195</i>
<i>Figura 7. 28 – Carga x deslocamento estaca com bentonita e polímero.....</i>	<i>196</i>
<i>Figura 7. 29 – Normalização do desempenho carga x deslocamento</i>	<i>197</i>
<i>Figura 7. 30 – Gráfico de Rigidez para estaca executada em Polímero.....</i>	<i>198</i>
<i>Figura 7. 31 – Gráfico de Rigidez para estaca executada em Polímero</i>	<i>198</i>
<i>Figura 7. 32 – Transferência de carga da estaca com uso de Bentonita</i>	<i>199</i>
<i>Figura 7. 33 – Desenvolvimento da transferência de carga para os níveis instrumentados</i>	<i>200</i>
<i>Figura 7. 34 – Distribuição da carga residual ao longo do fuste da estaca.....</i>	<i>201</i>
<i>Figura 7. 35 - Transferência de carga estaca com uso de Polímero</i>	<i>201</i>
<i>Figura 7. 36 - Desenvolvimento da transferência de carga para os níveis instrumentados.....</i>	<i>202</i>
<i>Figura 7. 37 – Distribuição da carga residual ao longo do fuste da estaca.....</i>	<i>203</i>
<i>Figura 7. 38 – Atrito lateral entre os níveis N1 e N2 x deslocamento acumulado.....</i>	<i>204</i>
<i>Figura 7. 39 – Atrito lateral entre níveis os N2 e N3 x deslocamento acumulado.....</i>	<i>205</i>
<i>Figura 7. 40 – Atrito lateral entre níveis os N3 e N4 x deslocamento acumulado.....</i>	<i>205</i>
<i>Figura 7. 41 – Atrito lateral entre níveis os N4 e N5 x deslocamento acumulado.....</i>	<i>206</i>
<i>Figura 7. 42 - Atrito lateral entre níveis os N5 e N6 x deslocamento acumulado.....</i>	<i>206</i>
<i>Figura 7. 43 - Atrito lateral entre níveis os N6 e N7 x deslocamento acumulado.....</i>	<i>207</i>
<i>Figura 7. 44 - Atrito lateral entre níveis os N6 e N7 x deslocamento acumulado.....</i>	<i>207</i>
<i>Figura 7. 45 – Atrito lateral entre os níveis instrumentados para deslocamento de 5%D</i>	<i>208</i>
<i>Figura 7. 46 – Distribuição do atrito lateral ao longo do perfil geotécnico do campo experimental</i>	<i>209</i>
<i>Figura 7. 47 – Parcela de reação de ponta x deslocamento acumulado</i>	<i>210</i>
<i>Figura ANI 1 – Estaca Escavada com uso de Polímero</i>	<i>247</i>
<i>Figura ANI 2 – Estaca Escavada com uso de Polímero</i>	<i>248</i>
<i>Figura ANI 3 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 2</i>	<i>249</i>
<i>Figura ANI 4 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 3</i>	<i>250</i>
<i>Figura ANI 5 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 7</i>	<i>251</i>
<i>Figura ANI 6 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 8</i>	<i>252</i>

<i>Figura ANI 7 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 12</i>	<i>253</i>
<i>Figura ANI 8 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 13</i>	<i>254</i>
<i>Figura ANII 1 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de polímero 1-3</i>	<i>256</i>
<i>Figura ANII 2 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de polímero 2-3</i>	<i>257</i>
<i>Figura ANII 3 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de polímero 3-3</i>	<i>258</i>
<i>Figura ANII 4 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de bentonita 1-3.....</i>	<i>259</i>
<i>Figura ANII 5 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de bentonita 2-3.....</i>	<i>260</i>
<i>Figura ANII 6 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de bentonita 3-3.....</i>	<i>261</i>

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2. 1 – Características da lama bentonítica adaptado de Federation of Piling Specialists (2006) ..</i>	<i>32</i>
<i>Tabela 2. 2 – Recomendação para mistura de lama com bentonita (AASHTO, 2008)</i>	<i>33</i>
<i>Tabela 2. 3 – Especificações da lama de Bentonita - ABNT NBR 6122/2010.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabela 2. 4 - Parâmetros para fluido à base de polímeros – ABNT NBR 6122/2010.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabela 2. 5 – Recomendação para mistura de lama com polímero (AASHTO, 2008).....</i>	<i>36</i>
<i>Tabela 2. 6 – Propriedades do fluido composto de bentonita e de polímero usado na escavação, adaptado (Frizzi et al. (2004).....</i>	<i>42</i>
<i>Tabela 2. 7 - Valores de coeficiente de tensão horizontal dos solos K (Tomlinson; Woodward, 2008</i>	<i>51</i>
<i>Tabela 2. 8 - Valores de ângulo de atrito entre estacas e solo para vários tipos de interface δ (Tomlinson; Woodward, 2008).....</i>	<i>52</i>
<i>Tabela 2. 9 - Valores típicos do coeficiente β, em saprolitos e areias (Geo 1/2006).....</i>	<i>54</i>
<i>Tabela 2. 10 - Valores aproximados do coeficiente β (Fellenius 2012d)</i>	<i>55</i>
<i>Tabela 3. 1 – Resumo dos critérios de estabilização de deslocamentos.....</i>	<i>91</i>
<i>Tabela 4. 1 - Estratigrafia geral da província costeira catarinense (Horn 2003).....</i>	<i>98</i>
<i>Tabela 4. 2 – Classificação de solos em função do índice de classificação do material I_cR_w adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012)</i>	<i>112</i>
<i>Tabela 4. 3 - Quadro resumo do planejamento das estacas para o capo experimental</i>	<i>128</i>
<i>Tabela 4. 4 - Profundidades executadas.....</i>	<i>129</i>
<i>Tabela 5. 1 - Níveis de instrumentação planejada ao longo da profundidade das estacas</i>	<i>133</i>
<i>Tabela 5. 2 – Níveis de instrumentação executados.....</i>	<i>135</i>
<i>Tabela 5. 3 – Resumo das características das estacas de reação executadas.....</i>	<i>137</i>
<i>Tabela 5. 4 – Principais características das estacas escavadas.....</i>	<i>139</i>
<i>Tabela 5. 5 - Característica do concreto das estacas.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabela 5. 6 – Valor da resistência média das estacas teste</i>	<i>142</i>
<i>Tabela 5. 7 - Resultado da resistência do concreto aos 28 dias das amostras retiradas dos caminhões betoneira</i>	<i>144</i>
<i>Tabela 6. 1 - Valores de carga e deslocamento máximo obtidos em cada prova de carga.....</i>	<i>155</i>
<i>Tabela 6. 2 - Valores de transferência de carga em cada nível instrumentado</i>	<i>173</i>
<i>Tabela 6. 3 - Valores de transferência de carga em cada nível instrumentado</i>	<i>176</i>
<i>Tabela 8. 1 – Valores de atrito lateral mobilizado pelo solo para 5%D.....</i>	<i>211</i>
<i>Tabela 8. 2 – Comparação dos coeficientes k e α por camada e tipo de estaca</i>	<i>218</i>
<i>Tabela A. 1 – Estaca com uso de Polímero</i>	<i>263</i>
<i>Tabela A. 2 – Estaca com uso de Polímero</i>	<i>264</i>
<i>Tabela B. 1- Estaca com uso de Polímero</i>	<i>266</i>
<i>Tabela B. 2 - Estaca com uso de Polímero</i>	<i>267</i>

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABEF: Associação Brasileira de Empresas de Fundações

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: *American Society for Testing na Materialis*

A : coeficiente Angular da reta do Módulo Secante

A_t : Área transversal da estaca

A_l : área lateral da estaca

A_D : área da seção transversal da ponta da estaca

BSI: *British Standard Code of Practice for Foundations*

B : diâmetro da estaca

B_q : Parâmetro de Poropressão

b : coeficiente Linear da reta Módulo Secante

β : coeficiente de resistência lateral

CFA: *Continuous Flight Auger*

CHA: *Cross Hole Analyser*

CPT: *Cone Penetration Test*

CPTu: *Piezocone Penetration Test*

c_a : aderência entre estaca e solo

$d\sigma$: incremento de Tensão

$d\varepsilon$: incremento de Deformação

DMT: DilatoMeter Test

D_R : densidade relativa

E : módulo de Elasticidade da estaca

E_D : módulo de deformabilidade obtido no ensaio do dilatômetro

E_S : módulo de Elasticidade Secante da Estaca

E_t : módulo de Elasticidade Tangente da Estaca

E_{ci} : módulo de elasticidade do concreto

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto

F : carga Aplicada na seção transversal

f_{ck} : Resistência característica do concreto

f_s : atrito lateral do cone

GEO: *Ground Engineering Operations*

G : módulo cisalhante

G_0 : módulo cisalhante a pequenas deformações

G_s : peso específico real dos grãos

ISSMFE: *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*

I_D : Índice de material

k : coeficiente de atrito lateral para do ensaio SPT

K : coeficiente de pressão lateral do solo

K_D : índice de tensão horizontal

K_0 : coeficiente de empuxo no repouso

K_a : coeficiente de empuxo ativo

K_p : coeficiente de empuxo passivo

L : comprimento da estaca

LVDT: *Linear Variable Differential Trasformer*

PIT: *Pile Integrity Tester*

Q_t : carga total final do ensaio para cada prova de carga e

Q : carga de incremento

Q_i : carga do incremento e a carga

Q_n : carga registrada no nível instrumentado

Q_{ult} : capacidade de carga última da estaca

Q_b : resistência última de ponta

Q_l : resistência última lateral

q_b : resistência última unitária de ponta

q_c : resistência de ponta do conte

q_l : resistência última unitária latera

q_t : resistência de ponta do cone corrigida

M_{DMT} : módulo oedométrico do dilatômetro

N_q : fator de capacidade de carga

N_{SPT} : resistência à penetração do amostrador SPT

$N_{SPT,60}$: N_{SPT} corrigido para 60% da energia teórica de queda livre

P : carga da ruptura convencional

PPGE: Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

P_A : pressão Atmosférica

P_0 : Correção da leitura A do dilatômetro

P_1 : correção da leitura B do dilatômetro

P_2 : correção da leitura C do dilatômetro

R_f : razão de atrito f_s/q_c

SPT: *Standad Penetration Test*

SDMT: Sismic DilatoMeter Test

u_0 : poropressão

u_0 : Poropressão hidrostática

u_1 : poropressão medida na ponteira cônica

u_2 : poropressão medida na base do cone

TIP: *Thermal Integrity Profiling*

W : peso próprio da estaca e do bloco de coroamento

s : deslocamento medido no topo da estaca

σ'_v : tensão vertical efetiva

ϕ_{cv} : ângulo de atrito no estado crítico

σ'_h : tensão horizontal

δ : ângulo de atrito entre estaca e solo

ϕ_p : ângulo de atrito no Pico

ϕ' : ângulo de atrito efetivo

ε : deformação específica

ε : deformação Específica

Δ_r : recalque da ruptura convencional

γ_w : peso específico da água

α : coeficiente de atrito lateral para do ensaio CPTu

1. INTRODUÇÃO

1.1. PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Fundações em estacas escavadas são construções em concreto moldadas *in loco* e reforçada por aço em seu interior. O elemento de fundação em estaca escavada consegue suportar forças axiais, cortante e momento fletor. É bastante comum atingir profundidades de 60m, mas pode se estender a 90m ou mais quando necessário e com diâmetros de 0,90 a 3,60m. Estacas escavadas são usadas com frequência em obras de infraestrutura, incluindo edificações, pontes, torres, obras industriais entre outras. Em áreas sísmicas as estacas são adotadas por conta do grande diâmetro e resistência à flexão devido ao concreto ser armado (Brown et. al, 2010).

Na execução de estacas escavadas quando em presença do lençol freático e com solo de pouca estabilidade lateral das paredes, faz-se necessário o uso de fluído estabilizante ou revestimento. Quando não é possível o uso de fluído estabilizante opta-se pelo uso de revestimento para manter a integridade das paredes laterais.

Além da capacidade suporte do solo ou rocha ao longo da escavação, o desempenho de uma fundação também está relacionado ao processo executivo e à integridade dos materiais utilizados. O processo de execução de uma estaca escavada com o uso de fluído estabilizante aparentemente é muito simples: faz-se a escavação com equipamento apropriado juntamente com o fluído estabilizante, posiciona-se a armadura e posteriormente adiciona-se o concreto. Na prática existem especificações de cada projeto e recomendações que devem ser seguidas:

- a) Muitas vezes a escavação passa por diversos materiais de composição diferente, havendo necessidade de garantir a integridade da escavação;
- b) A escavação fica aberta por muito tempo em presença de fluído estabilizante para conter as paredes laterais antes da concretagem, podendo posteriormente afetar o desempenho da transferência de carga ao longo o fuste;
- c) A armadura que será introduzida na estaca deverá ter rigidez suficiente para ser içada e colocada na escavação;
- d) O concreto deve ter consistência e características adequadas para que quando for adicionado na escavação permitir a transferência de carga na interface solo-estaca;
- e) O fluído estabilizante deve possuir propriedades para conter as paredes laterais durante a escavação e não prejudicar o desempenho da estaca quando solicitada sob carga;
- f) O concreto deve ter resistência suficiente para absorver as cargas aplicadas à estaca.

O fluido estabilizante desempenha um papel fundamental durante a escavação, colocação da armadura e concretagem das estacas. Em qualquer desses procedimentos, o fluido de contenção deve possuir características próprias durante a operação de perfuração e, durante a concretagem. O rigor crescente de regulamentação quanto ao descarte de fluidos de perfuração afeta os custos e prazos de execução, passando a ser considerado como importante para as empresas que executam obras de fundações. Fluidos minerais devem ser manuseados com cuidado, pois não é permitido descartar as sobras em águas superficiais ou esgotos, necessitando dessa forma a reciclagem desse material. Tais cuidados obviamente aumentam o custo final da execução.

A crescente restrição ao uso de lamas bentoníticas por órgãos ambientais gerou demanda por uma nova tecnologia de estabilização de escavações. A utilização dos polímeros em substituição à bentonita está intimamente associada ao fato do polímero ser um produto biodegradável, o que facilita a disposição dos materiais provenientes das perfurações. O desenvolvimento recente tem mostrado que, se usado corretamente, os fluidos de polímero oferecem vantagens sobre a bentonita, melhorando o seu desempenho e, produzindo menor impacto ambiental.

Vários estudos foram realizados sobre a transferência de carga em escavações realizadas com fluido de bentonita (O'Neill e Reese, 1970; Touma e Reese, 1972; Wates e Knight, 1975; Cernak et al., 1973; Cooke, 1979; Fleming e Sliwinski, 1977; Holden, 1984). Os cuidados associados aos fluidos utilizados na estabilização das paredes durante a escavação das estacas e seu impacto na capacidade de carga são apresentados por O'Neill e Reese (1999). Alguns casos relatados sugerem que a formação de *cake* de lama bentonítica é prejudicial na capacidade de carga das estacas (Holden 1984; O'Neill e Hassan 1994).

Dados de provas de carga em estacas construídas utilizando fluido polimérico sugerem que estes materiais não produzem qualquer redução da capacidade axial (O'Neill e Hassan, 1994). Alguns dados de teste comparativos sugerem que a capacidade de carga lateral de estacas construídas em solos granulares com o uso de fluidos poliméricos apresentam resultados superiores aos construídos usando bentonita (Majano et al 1994; Meyers, 1996). Estudos recentes foram realizados para investigar os efeitos do fluido de polímero e há relatos de melhoras de desempenho das estacas (O'Neill e Hassan, 1994; Thasnanipan et al., 2002; Brown, 2002; Lam et al 2010a; 2014; 2015a).

Alguns exemplos relatados na literatura são referências na avaliação de fluidos estabilizantes. Brown (2002) realizou um programa de provas de cargas utilizando processos construtivos diferentes em estacas. As estacas executadas com o uso de polímero apresentaram melhor capacidade de carga do que as estacas executadas com lama bentonítica. Depois de testadas, as estacas foram escavadas para verificar as condições de interface entre o solo e a estaca até a profundidade de 3,0 a 3,5m. Nas

estacas em que foi usado lama bentonítica apresentou um fino filme e o solo era desagregado com facilidade, enquanto nas estacas em que foi usado polímero não verificou-se a presença desse filme e a pasta de cimento penetrou nos poros do solo.

A formação de uma película (*cake*) ao longo das paredes da escavação é um mecanismo pelo qual a lama bentonítica fornece estabilidade à escavação. Uma espessura grande desse material entre o concreto e o solo compromete o atrito lateral da estaca. Estudos mostram que a significativa redução da resistência lateral está diretamente relacionada ao tempo de exposição da lama e a espessura do *cake* (Lam 2010a).

Lam et al (2014) apresentam resultados de uma investigação em laboratório sobre o efeito de cisalhamento da interface entre o concreto da estaca e o solo. O aumento de exposição da lama de bentonita e o solo reduz a resistência ao cisalhamento devido à formação do *cake* entre o solo e a estaca com o aumento da exposição.

Para a execução de um projeto de fundações é necessário o conhecimento do comportamento de transferência de carga entre a estaca e o solo e, para esta finalidade é necessário conhecer (ou definir) a curva carga *versus* deslocamento e a mobilização de resistências ao longo de sua profundidade. Este conhecimento serve de referência teórica ao desenvolvimento de fórmulas para previsão de desempenho de estacas por meio de métodos semi-empíricos usados na prática de engenharia.

Provas de carga em estacas fornecem informações indispensáveis ao entendimento dos mecanismos de transferência de carga, mas são normalmente limitadas à medição de cargas e deslocamentos realizada no topo da estaca. Para obter uma melhor compreensão do real mecanismo de transferência de carga ao solo é necessário utilizar instrumentação em profundidade nas estacas ensaiadas. Estes instrumentos exigem investimento significativo e mão de obra qualificada. Esta pesquisa adota esta tecnologia e busca através da realização de provas de cargas em estacas instrumentadas contribuir para ao Estado da Prática de Engenharia. Esta Tese documenta a investigação geotécnica do Campo Experimental de Araquari, a execução de estacas escavadas de grande diâmetro com uso de polímero e lama bentonítica, todo o processo de instrumentação das estacas, a execução de provas de carga e a interpretação de resultados, incluindo a análise crítica de fenômenos que controlam a capacidade de carga e a mobilização de recalques em estacas escavadas.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consiste em verificar o desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro executadas em solo arenoso, focando nas tecnologias

de estabilização das escavações através do uso de bentonita e polímero. Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

1.2.2. Objetivos Específicos

A necessidade de compreensão dos fatores que controlam o desempenho de estacas escavadas em areia submetida a carregamento vertical fundamenta a presente pesquisa. O estudo realizado para atender esta necessidade pressupõe através da realização dos seguintes objetivos:

- a) Avaliar o estado do conhecimento no que diz respeito à capacidade de carga e os recalques de estacas submetidas a esforços de compressão axial em solo arenoso;
- b) Projetar e executar investigação de campo através de ensaios destinados a definir a estratigrafia e características do subsolo;
- c) Realizar duas (2) provas de carga em estacas instrumentadas para avaliar o comportamento e estabelecer banco de dados que permita o estudo de mecanismos de transferência de carga de fuste e base;
- d) Comparar o desempenho de estacas escavadas usando lama bentonítica e fluído estabilizante por polímero sintético.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está estruturado em oito capítulos. O capítulo 1 é introdutório, onde estão sendo apresentados o problema e relevância da pesquisa e são definidos os objetivos gerais e específicos do trabalho.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica dos principais assuntos referentes a esta tese. São apresentados os conceitos básicos da metodologia empregada para execução das estacas, os métodos de previsão da capacidade de carga e os fundamentos definidores do comportamento de estacas em solos arenosos bem como detalhes de provas de carga instrumentadas.

O capítulo 3 apresenta a descrição dos principais procedimentos de provas de carga no que se refere a carregamento vertical e os procedimentos adotados na presente pesquisa.

As informações do campo experimental são apresentadas no capítulo 4, com descrição dos aspectos geológicos e geotécnicos além do planejamento da implementação das estacas teste para o Campo Experimental.

O capítulo 5 é reservado à apresentação dos detalhes da instrumentação das estacas, detalhes construtivos e de ensaios de integridade das estacas teste.

As provas de carga e os detalhes construtivos, execução e resultados são apresentados no capítulo 6. Resultados da instrumentação de superfície e em profundidade, por nível instrumentado são detalhados.

A análise e interpretação dos resultados das provas de carga serão abordadas no capítulo 7. No capítulo 8 são apresentados parâmetros para projetos obtidos tendo como base a instrumentação em profundidade e por fim, a conclusão é apresentada no capítulo 9.

2. REVIÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados os conceitos básicos relativos à execução de estacas escavadas de grande diâmetro, a influência dos processos construtivos quando ao uso de bentonita e polímero e seus impactos na mobilização da resistência lateral ao longo do fuste. Será realizada uma abordagem sobre os métodos de previsão de capacidade de carga vertical de estacas escavadas em solos arenosos, e para finalizar, os conceitos de profundidade crítica, carga residual e instrumentação são abordados.

2.1. ESTACA ESCAVADA DE GRANDE DIÂMETRO

As estacas escavadas de grande diâmetro são conhecidas no meio técnico como estacões. Elas podem ser definidas como estacas escavadas por rotação, com o auxílio de camisa-guia e lama bentonítica ou polimérica, com diâmetros que variam de 0,90m a 3,60m.

As estacas de grande diâmetro podem ser executadas a seco, no caso de não existir água presente no sub solo ou pelo processo molhado quando em presença de água no subsolo. Quando em presença de água e solos instáveis, a estaca pode ser executada com tubo de revestimento ou o uso de fluido estabilizante das paredes (bentonita ou polímero). A pressão exercida pelo fluido estabilizante deve ser maior que a pressão gerada pela água na escavação para manutenção da integridade do furo (Brown et. al, 2010).

Sahade (1973), descreve que a lama argilosa era inicialmente utilizada para execução das perfurações de poços petrolíferos, utilizando o processo “rotary” (trépano rotativo com lâminas) e com o passar dos anos as misturas de materiais argilosos com água classificadas como “fluidos” de perfurações começaram definitivamente a ser usadas em obras de fundações. Deduz-se que este “fluido” foi o responsável pela introdução das suspensões argilosas tixotrópicas. O início da utilização para a construção civil em obras de fundações foi em meados dos anos 40, por volta de 1.948, quando estacas chegavam a ser executadas com diâmetro de 1,0m.

Historicamente, a lama de perfuração mais comum em perfuração tem sido preparada por mistura de bentonita. A bentonita consiste em camadas de silicatos com sódio em que se hidratam em presença de água. Detalhes de misturas e manuseio são descritos por O'Neill e Reese (1999).

A fim de exercer pressão sobre a estabilização de paredes permeáveis da escavação, a mistura de bentonita deve formar uma vedação sobre ou perto da superfície do solo. Isto evita a perda de lama para o solo. (Federation of Piling Specialists, 2006).

A lama deve ser mantida a uma elevação de 1,5m acima da superfície no lençol freático para manter a pressão destinada e impedir que as águas subterrâneas migrem para escavação durante a perfuração e possam provocar o colapso da escavação. Lamas são geralmente compostas de bentonita e água potável ou ainda misturas de polímero. A mistura polimérica é um avanço motivado pela necessidade de adequação de códigos ambientais e a possibilidade de reutilização do material (O'Neill e Reese 1999)

Conforme a ABNT NBR 6122:2010, em estacas escavadas com uso de fluido estabilizante, pode-se utilizar a lama bentonítica ou polímero sintético para sustentação das paredes da escavação. A concretagem é submersa, com o concreto deslocando o fluido estabilizante em direção ascendente para fora do furo.

Conforme o manual de especificações de procedimentos da ABEF (2012), as fases executivas são:

- a) Colocação da camisa-guia ou execução da mureta-guia;
- b) Perfuração, com o simultâneo preenchimento com lama bentonítica ou lama polimérica;
- c) Colocação da armadura, após desarenação ou troca da lama bentonítica ou polimérica;
- d) Concretagem; e
- e) Descarte do fluido estabilizante (bentonita ou polímero).

O fluido estabilizante desempenha um papel importante na perfuração de estacas, devendo-se dar atenção em suas propriedades durante a perfuração e a concretagem.

Fluidos à base de bentonia e polímero devem atender os seguintes objetivos:

- a) Estabilizar a escavação, exercendo pressão hidrostática em suas paredes;
- b) Permanecer na escavação, e não fluir para qualquer grande extensão no solo;
- c) Suspender detritos e evitar que as camadas de lamas de depuração fiquem acumuladas na base da escavação;
- d) Não permaneça resíduo entre a parede da escavação e o concreto;
- e) Fácil bombeamento.

Parte da tecnologia de escavação usando lama bentonítica usada na engenharia civil foi obtida pela experiência na indústria de petróleo. Rogers (1988) faz relatos de testes usados na indústria de petróleo com o uso de bentonita.

Segundo a Federation of Piling Specialists (2006) os parâmetros importantes que precisam ser testados na lama bentonítica incluem:

- a) A densidade da lama na escavação antes da concretagem para assegurar deslocamento satisfatório pelo concreto.
- b) O teor de areia devido a contaminação durante a escavação que prejudicam a formação do *cake*.
- c) O pH que serve de indicador de contaminação química da lama pelo cálcio do cimento.
- d) Viscosidade que se constitui na propriedade de maior influência no deslocamento da lama pelo concreto.

Os mesmos parâmetros usados para o fluído estabilizante com bentonita são adotados para fluídos poliméricos.

2.1.1. Fluído Estabilizante a Base de Bentonita

As características da argila variam, e a seleção é baseada em fatores como produtividade e capacidade de formar o gel (Federation of Piling Specialists, 2006).

Existem três tipos comuns de bentonita a saber:

- bentonita de sódio natural
- bentonita de cálcio natural
- bentonita ativada por sódio

A lama bentonítica é uma mistura de água e bentonita, composta, fundamentalmente, pelo argilo mineral montmorilonita sódica. A mistura varia normalmente entre 3 a 8%, em misturadores de alta turbulência.

Após a dispersão da água na mistura, as partículas de bentonita absorvem a água se transformando em substância gelatinosa e criando uma fina camada nas paredes da escavação (*cake*) (O'Neill e Reese, 1999).

O *cake* deve ser fino e impermeável, pois *cake* poroso permite a fuga de lama para o solo, desestabilizando as escavações. *Cake* espesso e pouco resistente é facilmente removido pelas ferramentas de escavações. No ensaio de filtragem, uma lama preparada nas condições usuais (3% a 8%), com bentonita de boa qualidade, e no estado de máxima expansão, deverá formar um *cake* com espessura inferior a 2mm e deixar passar um volume de água filtrada inferior a 20cm³ (Hachich et. al.1998).

Na Figura 2.1 é apresentado um corte do processo de formação do *cake*. Quando a bentonita é dispersa em água uma pasta viscosa é formada e resulta na orientação das partículas em forma de placas no interior da lama. Forças de ligação elétricas entre as partículas formam uma estrutura de bloqueio, que faz com que a lama forme um gel. Quando a lama é agitada, as ligações elétricas são quebradas e a suspensão torna-se fluída, com as partículas orientadas de maneira aleatória

(Federation of Piling Specialists, 2006). A formação do *cake* conserva a parede da escavação íntegra e equaliza a pressão hidrostática presente, assegurando a estabilidade da escavação.

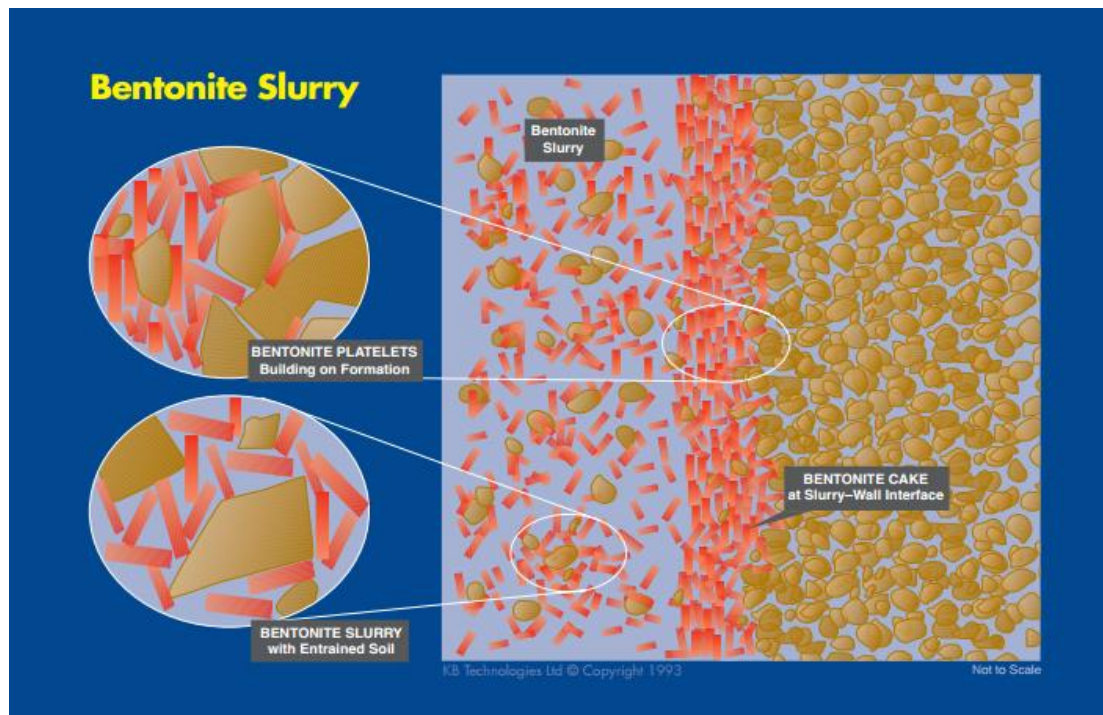


Figura 2. 1 – Detalhe da formação do cake da mistura de lama bentonítica (KB Technologies, 2002)

Tucker e Resse (1984), relatam que escavações realizadas em argila e areia ficaram expostas por suspensão de lama bentonítica por várias semanas, sem evidência de acúmulo de *cake* em solo argiloso, mas com vários milímetros de acúmulo em solo arenoso. As propriedades da lama bentonítica variam como o tipo de misturador utilizado, com o tempo da mistura e com o tempo de descanso após a mistura. Para se obter máxima hidratação da bentonita, dependendo na energia utilizada na mistura, é necessário um tempo de descanso de até 24 horas.

Além de afetar o atrito lateral devido à formação do *cake* durante o período em que um elemento de fundação é escavado, a formação de *cake* semelhante começa a ocorrer na superfície da armadura logo que é introduzido na escavação cheia de lama (Figura 2.2).



Figura 2. 2 – Resíduos de bentonita junto à armadura da estaca (Mullins e Winters, 2013)

Segundo o Federation of Piling Specialists (2006) as principais propriedades da mistura são apresentadas na Tabela 2.1

Tabela 2. 1 – Características da lama bentonítica adaptado de Federation of Piling Specialists (2006)

Propriedades	Uni.	Estágio			Equipamento de teste
		Fresco	Reutilização	Antes da concretagem	
Densidade	g/ml	<1,25	<1,25	< 1,25	Balança de densidade
Viscosidade Marsh (946ml)	seg	32 a 60	32 a 60	32 a 50	Funil Marsh
Perda de fluído (30min)	ml	< 30	< 50	n.a	Filtro prensa
pH		7 a 11	7 a 12	n.a	Indicador de pH
Teor de areia	%	n.a.	n.a.	< 4	Conjunto teor de areia

* n.a.: não aplicado

Várias agências e autores fizeram recomendações sobre as propriedades desejáveis para lamas bentoníticas para escavação. Um conjunto de especificações detalhadas da mistura de bentonita são apresentadas por Hutchinson et al. (1975), Hodgeson (1979), e Majano et al. (1994).

Na Tabela 2.2 são apresentadas as especificações para mistura de lama com bentonita especificadas pela AASHTO, 2008.

Tabela 2. 2 – Recomendação para mistura de lama com bentonita (AASHTO, 2008)

Propriedades da mistura (Uni.)	Valores	Método de Teste (API Standard Method)
Densidade	64,3 a 72 (lb/ft ³) 1,019 a 1,131 (g/cm ³)	Balança de densidade (API 13B-1)
Viscosidade (seg.)	28 a 50	Funil Marsh (API 13B-1)
pH	8 a 11	Medidor elétrico ou fita de pH
Teor de areia imediatamente antes da concretagem (% em volume)	≤ 4,0	Conjunto teor de areia (API 13B-1)

As especificações sobre as propriedades da lama de bentonita recomendadas pela ABNT NBR 6122:2010 são apresentadas na Tabela 2.3.

As especificações do uso de fluído estabilizante devem ser adaptadas para atender as exigências de um trabalho específico em uma determinada localização. Especificações padronizadas, no entanto, são úteis na medida em que refletem experiências anteriores e fornecem um ponto de partida para novas utilizações.

Tabela 2. 3 – Especificações da lama de Bentonita - ABNT NBR 6122/2010

Propriedades	Valores	Equipamento para ensaio
Densidade	1,025 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	30 s a 90 s	Funil Marsh
pH	7 a 11	Indicador de pH
Teor de areia	Até 3%	<i>Baroid sand content</i> ou similar

O *cake* formado pela lama bentonítica provoca a colmatção do solo e pode provocar a extinção de alguns seres da fauna e flora causando impacto no caso do descarte e lançamento de uma grande quantidade numa única região. Por essa razão a lama inservível ou que não será reutilizada precisa de descarte em aterro industrial que aceita esse tipo de material.

Segundo a Norma ABNT NBR 10.004, de 2004, a lama bentonítica é um material classificado como Resíduo Classe II B - inertes não perigosos. Quando misturada com solo da escavação, deve ser descartada em aterros sanitários e / ou industriais que recebem o material Classe II.

A remoção da lama de bentonita deve ser recolhida de forma adequada devido ao seu potencial de contaminação (O'Neill e Reese, 1999).

2.1.2. Fluído Estabilizante a Base de Polímero

De acordo com Schünmann (2004), embora a lama de bentonita usada possa ser classificada como um produto não perigoso, ela pode ser altamente poluente se

lançada em ambiente aquático. Para projetos perto de cursos de água, fluidos de polímero são preferidos em vez de bentonita, pois eles não representam um perigo para peixes e, em particular, eles não se acumulam em suas brânquias fazendo com que sufoquem.

Lamas de polímeros tornaram-se populares para uso em todos os tipos de perfis de solo, pois em comparação com as misturas de bentonita, eles exigem menos processamento antes de serem reutilizados e os custos de disposição podem ser menores. O termo "polímeros" abrange um espectro muito vasto de materiais e tecnologias. Os polímeros sintéticos, derivados do petróleo, exibem uma ampla gama de características químicas. Os polímeros utilizados nas lamas de perfuração são constituídos por moléculas de hidrocarbonetos de cadeia longa que se comportam, em alguns aspectos, como partículas de argila mineral na sua interação umas com as outras e na forma em que se estabilizam uma escavação (Brown et. al, 2010).

As cadeias poliméricas formam uma rede tridimensional. Esta estrutura organizacional permite-lhe formar uma membrana polimérica na parede lateral da escavação. A membrana permite o controle da perda de fluido e a estabilidade da parede lateral da escavação, desde que a coluna exceda a altura do nível de água da perfuração. Uma boa regra é manter o nível da lama polimérica pelo menos 3,0 m acima da superfície do nível de água em todo o momento (Brown et. al, 2010). A Figura 2.3 representa em detalhe da membrana de polímero junto da parede da escavação.

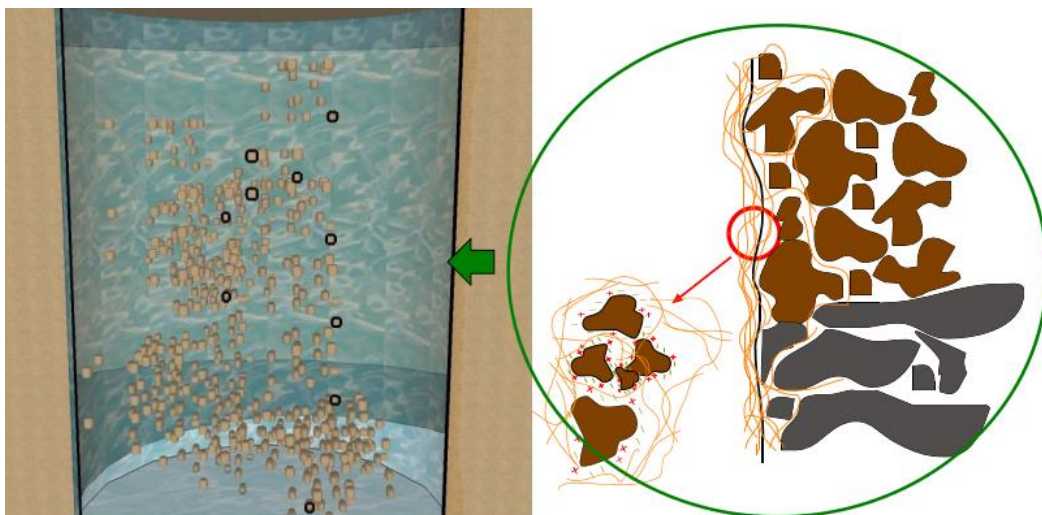


Figura 2. 3 – Detalhe da membrana na face do solo (Polímeros GEO)

Uma diferença fundamental entre o polímero e lamas de bentonita é que uma suspensão de polímero não irá suspender partículas de areia ou tamanho maior por muito tempo. Estas partículas de granulação grossa irão se assentar no fundo da escavação e devem ser removidas antes da colocação do concreto. Esse comportamento não deve ser entendido com problema, mas sim, como uma técnica necessária antes da concretagem.

Desde o início de 1990, soluções de poliacrilamidas parcialmente hidrolisadas (PHPA) são utilizados na construção de fundações profundas em muitos países (por exemplo, Ata e O'Neill (1997) e Lam e Jefferis (2014b)). PHPA é um polímero sintético que compreende unidades de repetição de acrilamidas e acrilatos. Na engenharia civil, fluidos PHPA são cada vez mais usados como substituto da bentonita, pela facilidade de sua utilização (Lam e Jefferis 2015b).

Hoje em dia, a utilização de fluidos de polímero PHPA para escavações profundas se espalhou pelo mundo, com as primeiras aplicações na América do norte. Há muitas razões para isso, incluindo (i) ocupa menos espaço na obra, (ii) redução do impacto ambiental, (iii) reduz os custos de construção e (iv) um melhor desempenho fundação (Lam e Jafferis, 2014).

Segundo Lam e Jefferis (2015b), ao contrário de lamas bentoníticas, as lamas a base de polímero não formam uma camada de *cake* na superfície do solo exposto. E por isso durante a escavação, o fluido continuará a fluir para o solo ao redor, devido à diferença de pressão entre o fluido de apoio e das águas subterrâneas.

De acordo com Jefferis e Lam (2013), a literatura relata muitos casos bem sucedidos do uso de polímero. No entanto, ainda podem ocorrer falhas principalmente por falta de experiência ou por não compreender as propriedades do produto escolhido. Os autores relatam cuidados que se deve ter ao utilizar misturas com polímero, tais como:

- a) Concentração de polímero inferior ao recomendado pelo fabricante;
- b) Perda de viscosidade por recirculação do fluido;
- c) Incompatibilidade da água presente no subsolo;
- d) Perda da concentração do polímero ativo.

Os autores sugerem que, para minimizar a perda das propriedades do fluido, deve ser regularmente adicionado polímero ao sistema para melhorar o desempenho.

As especificações da NBR 6122:2010 sobre as propriedades da lama polimérica estão na Tabela 2.4 e na Tabela 2.5 são apresentadas as especificações para mistura de lama com polímero especificado pela AASHTO, 2008.

Tabela 2. 4 - Parâmetros para fluido à base de polímeros – ABNT NBR 6122/2010

Propriedades	Valores	Equipamento para ensaio
Densidade	1,050 g/cm ³ a 1,05g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	35s a 120 s	Funil Marsh
pH	8 a 12	Indicador de pH
Teor de areia	Até 3%	<i>Baroid sand content</i> ou similar

Tabela 2. 5 – Recomendação para mistura de lama com polímero (AASHTO, 2008)

Propriedades da mistura (uni.)	Valores	Método de teste (API Standard Method)
Densidade	≤ 64 (lb/ft ³) $\leq 1,006$ (g/cm ³)	Balança de densidade (API 13B-1)
Viscosidade (seg)	32 a 135	Funil Marsh (API 13B-1)
pH	8 a 11,5	Medidor elétrico ou fita de pH
Teor de areia imediatamente antes da concretagem (% em volume)	$\leq 1,0$	Conjunto teor de areia (API 13B-1)

Infelizmente, ainda é comum a adoção de especificações para o suporte das escavações em polímero semelhante as da bentonita. Soluções poliméricas são fundamentalmente fluídos diferentes que fluídos de bentonita e cada tipo de polímero tem física distinta e propriedades químicas que devem ser respeitadas para evitar abusos (Jefferis e Lam, 2013)

2.1.2.1. Principais propriedades

Neste item será descrito um fluído estabilizante de última geração denominada G3 fabricada pela empresa GEO – GROUND ENGINEERING OPERATIONS – Produtos e Soluções de Engenharia e Geotecnia Ltda – Lisboa - Portugal. Este produto é usado no Brasil e serve de referência na atual pesquisa.

De acordo com o fabricante, o sistema G3 analisado neste estudo refere-se a quatro componentes:

- Polímero Sintético;
- Co-Polímero A (função de decantação associado ao polímero sintético);
- Co-Polímero B (regulador de densidade e viscosidade associado ao Polímero Sintético);
- Co-Polímero C (fluido para auxiliar na limpeza de fundo da escavação em solos com partículas de areia muito finas que entram em suspensão e dificultam a limpeza de fundo da escavação).

São ainda usados como acessórios o Hidróxido de sódio (NaOH) e eventualmente outros produtos.

a) Polímero Sintético

Um granulado de polímero sintético altamente concentrado, concebido especificamente para interagir quimicamente com todos os tipos de solo, é a base do sistema de estabilização. A sua estrutura molecular permite-lhe ser completamente

solúvel na água, sem alterar a sua função primária de ligação química ativa na estabilização das partículas de solo.

Sua estrutura molecular foi concebida também para uma função secundária de interação com os outros componentes poliméricos do sistema.

A fórmula do polímero sintético de peso molecular alto e cargas de densidade estáveis resulta numa solução aquosa extremamente viscosa. O polímero sintético é um polímero aniônico solúvel em água, composto por monômeros de carbono e hidrogênio, ou seja, matéria orgânica, não poluente para o meio ambiente.

b) Co-Polímero A

É um catalisador que tem como funções, fortalecer os grupos aniônico e associativo da matriz do polímero primário, o polímero sintético, além de ser utilizado nos diversos processos de decantação do fluído, como limpeza da escavação ou tanques de sedimentação.

O polímero A é disponível no estado líquido e mistura-se com água. A quantidade de produto usado varia com a aplicação pretendida, normalmente em soluções que variam entre 10 e 25% consoante as necessidades ou efeito pretendido.

c) Co-Polímero B

É um polímero multi-funcional de aplicação conjunta no sistema que se apresenta no formato líquido ou sólido em “flocos”. Tem aplicações variadas como o controle da perda de fluído e o aumento da viscosidade localizada.

Em concentrações superiores a 0,5% aumenta a capacidade de suspensão de sólidos no fluído propiciando uma maior capacidade tixotrópica e permitindo obter valores de densidade mais elevados na coluna de escavação.

d) Co-Polímero C

Sua aplicação é para o controle da decantação das partículas em suspensão dentro da perfuração.

e) Soda Cáustica - NaOH

O Hidróxido de Sódio, também conhecido como Soda Cáustica, é utilizado para alterar o pH da água. A dosagem a aplicar de hidróxido de sódio líquido para tratamento prévio da água, antecedendo a adição do Polímero Sintético, é de um litro por metro cúbico. Se este se apresentar em formato sólido a aplicação faz-se tendo por base a razão de 0,5 kg de hidróxido de sódio por metro cúbico de água.

Os polímeros são materiais classificados como Resíduo Classe II B - inertes não perigosos e quando misturados com solo da escavação, devem ser descartados em aterros sanitários e ou industriais que recebem o material Classe II.

O tratamento para destinação final do polímero que sobra nos tanques de armazenamento, é a utilização de Hipoclorito de Cálcio para a destruição da cadeia molecular do polímero e Ácido Clorídrico e ou Hidróxido de Sódio que têm a função de neutralizar os valores alcalinos do pH, convertendo o fluido em água residual. Após o tratamento pode ser descartado sem causar danos ambientais.

2.2. DESEMPENHO DE ESTACAS EXECUTADAS COM O USO DE BENTONITA E POLÍMERO

O fluido estabilizante desempenha um papel fundamental durante a escavação, colocação da armadura e concretagem das estacas. Em qualquer uma dessas etapas, o fluido de contenção tem que ter características próprias durante a operação de perfuração e a concretagem.

Os benefícios operacionais e ambientais são com frequência citados como os principais motivos para o uso de polímeros em vez da bentonita. Muito estudo tem sido realizado para investigar os efeitos do fluido de polímero em que ele melhorou significativamente o desempenho das estacas (O'Neill e Hassan, 1994; Thasnanipan et al. 2002; Brown, 2002; Lam et al., 2010a, 2014 e 2015).

Segundo O'Neill e Hassan (1994), se usado corretamente os fluidos de polímero oferecem vantagens sobre a bentonita, melhorando o desempenho, reduzindo o impacto ambiental além de ser uma mistura mais simples comparada com a bentonita. Dados de provas de carga em estacas construídas utilizando fluido de polímero sugerem que estes materiais não produzem qualquer redução sistemática da capacidade de carga axial.

Majano et al. (1994) realizaram um programa experimental em laboratório com uso de misturas bentoníticas e poliméricas. Observaram que a resistência ao atrito lateral aumentou ligeiramente com o tempo de exposição da mistura com polímero antes do concreto ser colocado na escavação e, ao contrario, a resistência ao atrito lateral diminuiu com o tempo de exposição quando usado a mistura com bentonita. A pesquisa foi realizada com modelos em areia saturada. Essas perfurações foram de 25mm de diâmetro por 150mm de espessura em cilindros de areia de 76mm de diâmetro. As suspensões de lama de bentonita e polímero permaneceram em repouso por período de 0,5 h, 4,0 h, ou 24 h.

Thasnanipan et al. (2002), realizaram provas de cargas instrumentas em Bangkok com estacas escavadas de 0,80 a 1,50 m de diâmetro e 24 a 60m de comprimento, usado lama bentonitica e fluido a base de polímero, ver Figura 2.4.

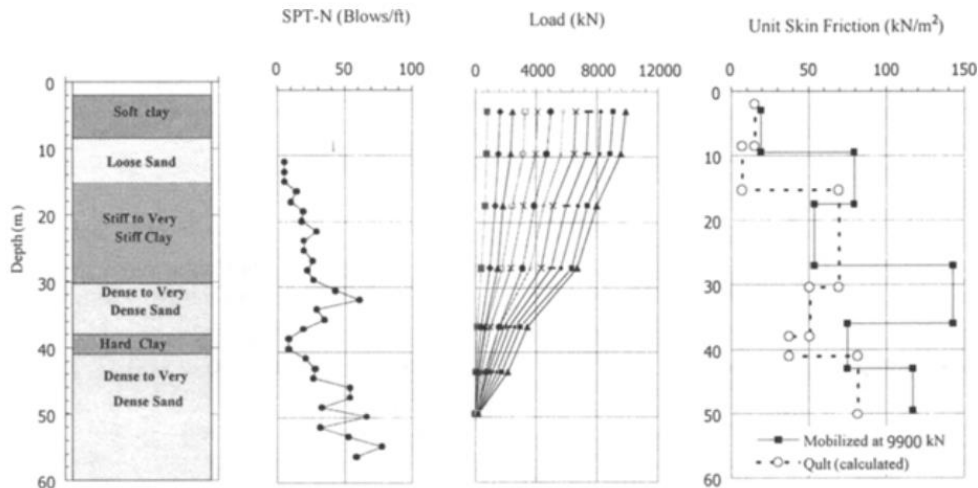


Figura 2. 4 - Distribuição da carga (ao longo da profundidade) e de resistência unitária lateral, Thasnanipan et al (2002)

Os resultados das provas de carga estática em estacas escavadas usando fluído polimérico foram comparados com valores previstos utilizando parâmetros de estacas ensaiadas com o uso de lama bentonítica. Algumas conclusões que os autores chegaram foram:

- não houve efeito adverso do uso de polímero na estabilidade das perfurações
- o deslocamento medido no topo das estacas foram menores nas escavações onde utilizou-se fluído a base de polímero.
- a capacidade de carga das estacas usando fluído a base de polímero foi maior, chegando em 1,5 vezes o valor no atrito lateral comparado com estacas executadas com o uso de lama bentonítica.

Brown (2002) realizou um programa de provas de cargas utilizando processos construtivos diferentes em estacas (escavada com o uso de polímero, bentonita, revestimento e estaca tipo hélice contínua). A pesquisa foi realizada na Universidade Nacional de Auburn, EUA, a geologia local é composta local é normalmente classificada como areia micácea ou silte argiloso, ML-SM com o nível de água em 3,0m de profundidade. Foram realizadas dez estacas com 0,9m de diâmetro e 11,0 m de profundidade sendo que duas executadas com o uso bentonita e 4 estacas com o uso de polímero para conter as paredes laterais. O restante das estacas foram executadas com o uso de revestimento e estaca tipo hélice contínuas. Nesse trabalho Brown mostra que as estacas executadas com o uso de polímero apresentaram maior capacidade de carga que as estacas executadas com lama.

Na Figura 2.5 é apresentado o comportamento de estacas executadas em hélice contínua (CFA), bentonita (Bentonite), uso de polímero estado sólido (DP), uso de polímero em estado líquido (LP) e estaca com uso de revestimento (CAD).

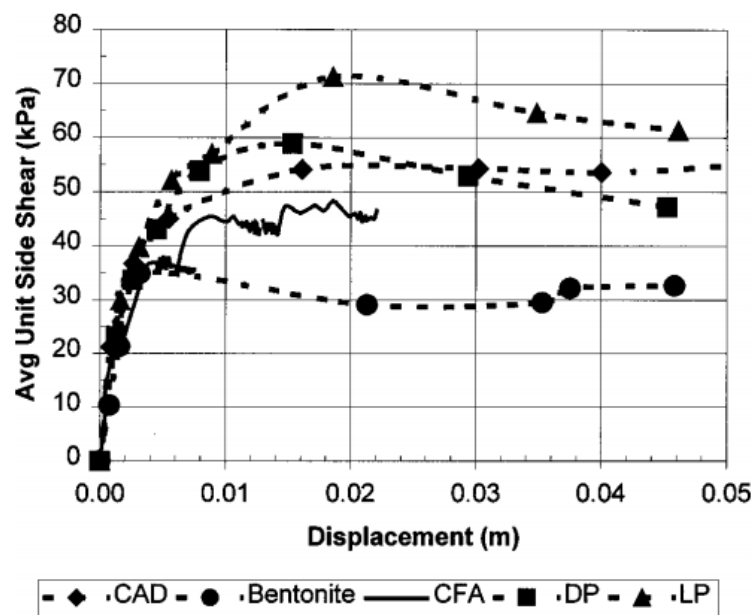


Figura 2.5 - Atrito lateral, Brown (2002)

Para avaliar o desempenho da lama bentonítica e do fluído a base de polímero Lam et al. (2010a) analisaram os resultados de provas de carga no leste de Londres (Ver Figura 2.6), onde o perfil de solo é composto de uma camada de solo formada pelo *Lambeth Gruo* e, seguida, *Thanet Sand*.

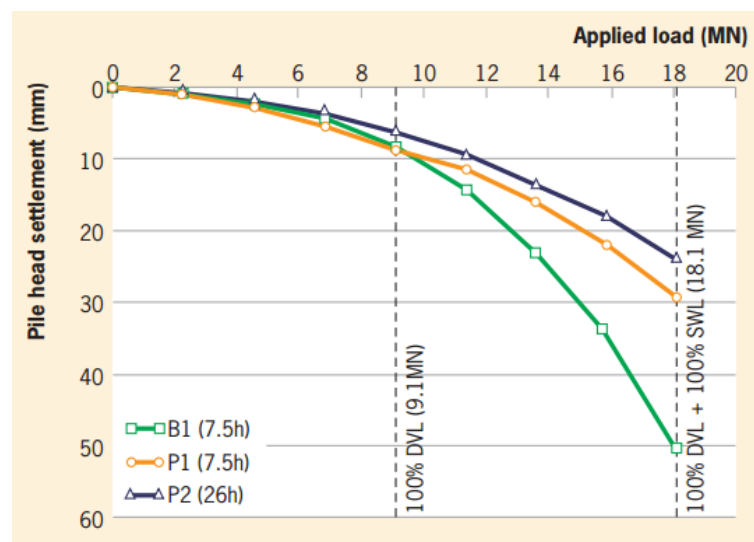


Figura 2.6 - Comportamento carga x deslocamento das estacas ensaiadas, Lam et al (2010a)

Foram instrumentadas três estacas, duas executadas com o uso de polímero e uma usando bentonita como fluído estabilizante. Foi avaliado o tempo em que a

escavação ficou aberta sendo que uma estaca com polímero permaneceu 7,5 h aberta antes da concretagem (Estaca P1) e outra permaneceu 26 h aberta (Estaca 2). A estaca com o uso de bentonita (B1) permaneceu 7,5 h aberta antes da concretagem. As estacas executadas com polímero tiveram comportamento semelhante entre si e superaram a capacidade de carga da estaca executada com o uso de bentonita. A estaca executada com o uso de polímero que ficou aberta por 26 h apresentou desempenho um pouco melhor que a estaca que ficou aberta por 7.5 h.

Pode ser visto que a 9.1MN (100% de *Design Verification Load*, DVL) havia muito pouca diferença no desempenho das três estacas ensaiadas. No entanto, sob a carga de prova de 18.1MN (100% DVL + 100% de *Specified Working Load*, SWL) as duas estacas com uso de polímero apresentaram desempenho superior à estaca com uso de bentonita. Os deslocamentos no topo das estacas B1, P1 e P2 foram respectivamente de 51mm, 29mm, 24mm. Essa informação confirma que os fluidos de polímeros podem gerar melhor desempenho global especialmente em cargas maiores.

Lam et al (2015a) apresentou resultados de estacas escavadas usando fluído a base de polímero em alguns Países da Europa. Verificou-se que as estacas tem um bom comportamento se o polímero for bem dosado. Cuidados com a água de mistura e o tipo de solo são fundamentais para a dosagem com polímero. A viscosidade do polímero desempenha um papel fundamental no sucesso ou fracasso da mistura. Lam e Jafferis (2014), também apresentaram um resumo de lições que podem ser tiradas a partir de um número de relatos de casos publicados de utilização de polímeros no extremo Oriente.

Camp et al. (2002) descreve provas de cargas instrumentadas em 12 estacas para a ponte sobre o Rio Cooper em Charleston, Carolina do Sul, EUA, com solo composto de uma argila calcária dura. As estacas com diâmetros de 1,8m e 2,4m e profundidade de 30m e 46m e foram executadas em 3 locais diferentes ao longo de 11Km. As estacas foram executadas a seco, com uso de lama bentonítica, com polímero e simplesmente com água. Os autores relatam que não houve grande diferença da resistência média entre os métodos construtivos.

Frizzi et al. (2004), apresentam provas de carga executadas em estacas com o uso de bentonita e polímero em três estacas com diâmetro de 1,83m e profundidade de 36,6m. Localizado em Miami, Flórida, o perfil geológico (Figura 2.7) é composto de rocha sedimentar mole e areia.

As provas de carga foram realizadas com a incorporação de célula hidrodinâmica (O-Cell). Na Tabela 2.6 são apresentadas as propriedades dos fluídos estabilizantes usados em cada estaca.

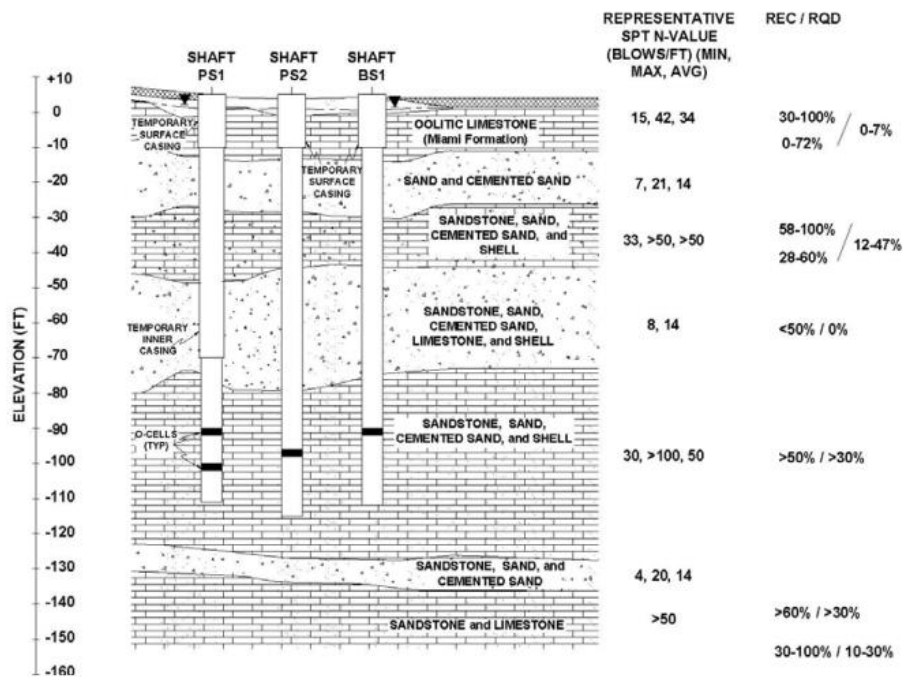


Figura 2. 7 – Perfil Geotécnico. Frizzi et al. 2004

Tabela 2. 6 – Propriedades do fluido composto de bentonita e de polímero usado na escavação, adaptado (Frizzi et al. (2004)

Tipo	Viscosidade (s)	pH	% de Areia	Densidade (lbs/ft ³)
Estaca com Polímero 1 (PS1)	50 a 70	10 a 12	1,0	63
Estaca com Polímero 2 (PS2)	50 a 70	10 a 12	1,8	63
Estacas com bentonita (BS1)	40	10	2,0	67

Na Figura 2.8 apresenta-se o comportamento da curva carga equivalente de topo *versus* o deslocamento. Observa-se um desempenho melhor na estaca com uso de bentonita quando comparado com as estacas em que foi usado polímero.

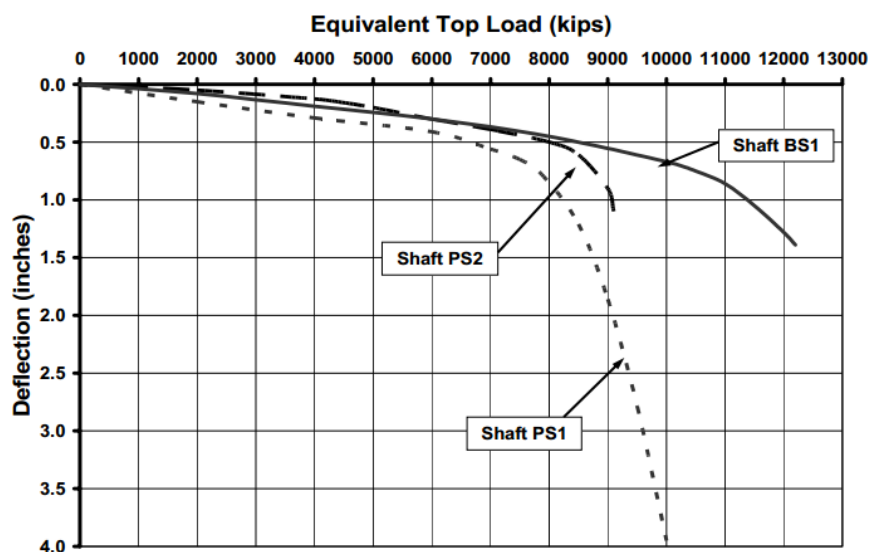


Figura 2. 8 – Equivalente carga de topo *versus* deformação (Frizzi et al. (2004)

Lam et al (2014) apresentam os resultados de uma investigação em laboratório sobre o efeito de cisalhamento da interface entre o concreto da estaca e o solo. Foram avaliados a influência da água, a rugosidade do concreto e o período de cura do concreto. A experiência demonstrou que em comparação com água, o fluido com polímero não tem efeito prejudicial sobre o comportamento da resistência ao cisalhamento entre o concreto e o solo. Com o aumento de exposição da lama de bentonita, o solo reduz a resistência ao cisalhamento devido à formação do *cake* entre o solo e a estaca. A medida que o tempo de exposição da lama de bentonita aumenta, reduz-se a rugosidade do concreto.

O sucesso da utilização de mistura de bentonita como elemento de suporte da escavação baseia-se no controle rigoroso de suas propriedades. Um resumo abrangente da ação estabilizadora da mistura de bentonita e de polímero é apresentado por Majano & O'Neill (1993).

Com o manuseio correto, tanto a mistura de bentonita como o uso do polímero são eficazes no cumprimento dos principais objetivos que são: (1) a manutenção de uma escavação estável, e (2) manutenção do deslocamento do concreto fluído e limpo. No entanto, os mecanismos que controlam as características de desempenho de fluído (polímero e bentonita) são diferentes.

Os fatores que podem comprometer o desempenho de estacas usando fluído estabilizante são: viscosidade, concentração, tipo de polímero para cada solo, tempo de mistura, tempo de exposição antes da concretagem, agregado do concreto.

No geral, os relatos de casos mostram que os fluídos de polímeros não podem ser gerenciados como se fossem simplesmente pastas de bentonita. Seu uso requer diferentes procedimentos, o que, por sua vez, exige recomendações específicas e controle rigoroso.

2.3. MÉTODOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO

A previsão de desempenho de elementos de fundações profundas é baseada em parâmetros extraídos de ensaios de campo e laboratório. Os métodos de previsão podem ser separados em métodos teóricos e semi-empíricos.

Métodos teóricos em que usa-se os parâmetros geotécnicos do solo, como por exemplo, coesão, ângulo de atrito, estado de tensão do solo, etc. E métodos semi-empíricos em que usa-se ensaios executados em campo, podendo ser, SPT, CPT, DMT, etc.

Para previsão de desempenho considera-se uma estaca isolada submetida a um carregamento vertical de compressão. Esse esforço normal de compressão aplicado na estaca é resistido ao longo do fuste por deslizamento e na ponta através de transferência de tensões normais na base da estaca.

A capacidade de carga última de uma estaca é calculada pela soma da resistência última de ponta e da resistência última lateral, subtraindo-se a estas duas parcelas o peso da estaca e do bloco de coroamento. Assim, a capacidade de carga última de uma estaca pode ser obtida a partir da expressão.

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b - W \quad (2.1)$$

onde:

- Q_{ult} – Capacidade de carga última da estaca;
- Q_s – resistência última lateral;
- Q_b – resistência última de ponta;
- W – peso próprio da estaca e do bloco de coroamento.

Utilizando a expressão 2.1 para a determinação da capacidade de carga última assume-se que as resistências de ponta e lateral não são interdependentes.

Para o cálculo da resistência última lateral, Q_l , multiplica-se a resistência última unitária lateral ao longo do fuste, q_l , pela área lateral da estaca, A_l . Para a resistência última de ponta ou base, Q_b , multiplicar-se a resistência última de ponta ou base da estaca, q_b , pela área da secção transversal da sua ponta, A_b . Desta forma, tem-se:

$$Q_{ult} = Q_l + Q_b - W = q_l \cdot A_l + q_b \cdot A_b - W \quad (2.2)$$

em que:

- q_l – resistência última unitária lateral;
- q_b – resistência última unitária de ponta;
- A_l – área lateral da estaca;
- A_b – área da secção transversal da ponta da estaca.

Na aplicação da expressão 2.2, é necessário levar em consideração que a mobilização da resistência lateral se desenvolve para pequenos deslocamentos enquanto que a resistência de ponta só é mobilizada na sua totalidade para grandes deslocamentos.

Segundo Tomlinson (2008), o movimento necessário para mobilizar o atrito lateral máximo é muito pequeno e é apenas da ordem de 0,3% a 1% do diâmetro da estaca. A mobilização da base da estaca necessita um maior descolamento que pode chegar de 10 a 20% do diâmetro da estaca.

Desta fórmula, quando se utiliza a expressão 2.2 deve-se aplicar um fator de redução diferente para cada um dos componentes consoante aos deslocamentos e o tipo de estaca em estudo. Os critérios de dimensionamento, mesmo em estados limites últimos, são comandados por limitações de recalques.

A determinação da capacidade de carga da estaca vai depender de:

- a) Diâmetro e comprimento da estaca;
- b) Tipo de solo ao longo da profundidade da estaca;
- c) Método de execução utilizado.

2.3.1. Métodos Teóricos de Previsão de Desempenho

Para fins de projetos, a determinação da carga de ruptura é dividida em duas parcelas: resistência de ponta e resistência lateral. O método utiliza parâmetros da resistência do solo para determinar a carga de ruptura da estaca. Seu uso é restrito aos países onde ensaios de laboratório constituem prática corrente na investigação do subsolo.

É muito difícil reproduzir o comportamento em laboratório dos métodos de execução dos tipos de estacas, pois cada método de execução provoca alterações ao redor do solo onde está a estaca de maneira diferente, afetando a resistência lateral e de ponta.

2.3.1.1. Capacidade de Carga de Ponta

Ao ser carregada, a base de uma estaca mobiliza uma superfície de ruptura onde ocorrerá o processo de cisalhamento do solo. O completo mecanismo de ruptura é de difícil interpretação e na maioria dos casos desconhecido. Dentre os principais fatores que dificultam a determinação dos mecanismos formados estão a forte heterogeneidade dos solos naturais e as alterações causadas no subsolo devido às diferentes técnicas de estaqueamento.

A clássica fórmula para determinar a capacidade de carga de ponta de estaca em solos arenoso é expressada na equação 2.3, no caso de solos puramente fricionais, $c' = 0$.

$$q_p = \sigma'_v \cdot N_q \quad (2.3)$$

A resistência de ponta de uma estaca é definida pela expressão:

$$Q_b = q_b \cdot A_b \quad (2.4)$$

Sendo σ'_v tensão vertical efetiva na base da estaca e N_q o fator de capacidade de carga, correspondente a determinado mecanismo de ruptura. O Fator N_q é obtido por meio de provas de carga ou ensaios de campo e que depende muito da cota de apoio da estaca do diâmetro e do ângulo de atrito interno do solo.

Existem várias propostas para obtenção de N_q , associadas a diferentes mecanismos de ruptura. Para a determinação da resistência última de ponta, as teorias propostas pelos diferentes autores diferem na configuração assumida para a superfície de ruptura e na forma como é considerada a contribuição do solo acima do plano da

base da estaca. Na Figura 2.9 estão representadas as superfícies de ruptura assumidas pelos diferentes autores.

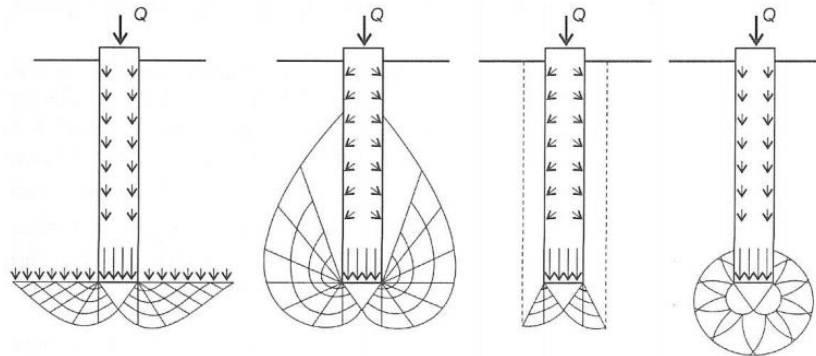


Figura 2. 9 – Superfície de ruptura das diversas soluções teóricas (Vesic, 1965)

Pode-se alterar significativamente o modelo de ruptura, e este fenômeno, associado a deformações na base, pode alterar facilmente os fatores de capacidade de carga.

Na Figura 2.10, Vesic, 1975 apresenta as propostas de diversos autores quanto ao fator de capacidade de carga N_q . Nesta abordagem salienta-se que dentre todos os fatores de capacidade de carga, o de maior relevância em fundações profundas é justamente o fator N_q . As Variações nos valores calculados de N_q implicam necessariamente em variações significativas de carga da base de uma fundação profunda, ou seja, a escala logarítmica da figura pode levar a dispersões consideráveis na tensão final de ruptura.

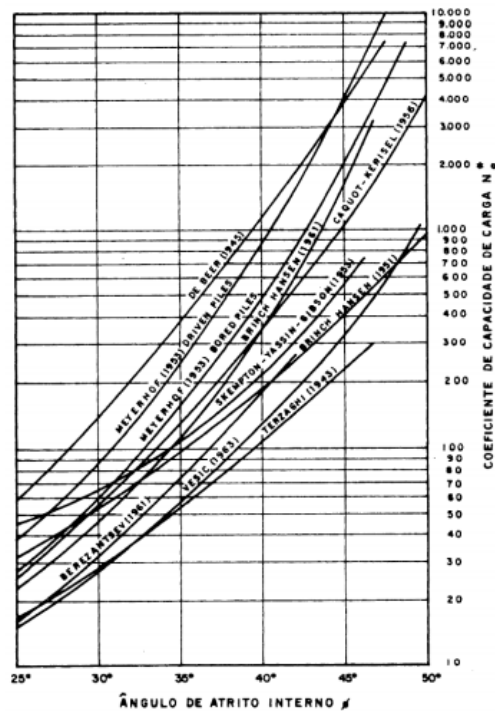


Figura 2. 10 - Valores de N_q para fundações profundas de seção circular ou quadrada segundo diversos autores (Vesic, 1975)

Pesquisadores da Universidade de Purdue, EUA, Indiana, tem desenvolvido métodos de previsão de desempenho de estacas escavadas em areias (Lee e Salgado, 1999; Loukidis e Salgado, 2008; Salgado e Prezzi 2007; Salgado 2008), onde realizaram simulações de mecanismos de transferência de carga para o atrito lateral e para base das estacas.

Lee e Salgado (1999), para tirar proveito do ensaio de CPT, fornecem resultados normalizados das relações de q_p/q_c versus s/B , em função da densidade relativa (D_R). Embora o conceito de estado limite tenha sido usado para a relação de $s/B = 5\%$ ou 10% a carga normalizada neste estudo permite a determinação da resistência em qualquer nível dentro de uma relação de $s/B = 0$ a 20% , sendo que s é o deslocamento medido no topo da estaca e B o seu diâmetro. Os resultados do estudo estão apresentados na Figura 2.11.

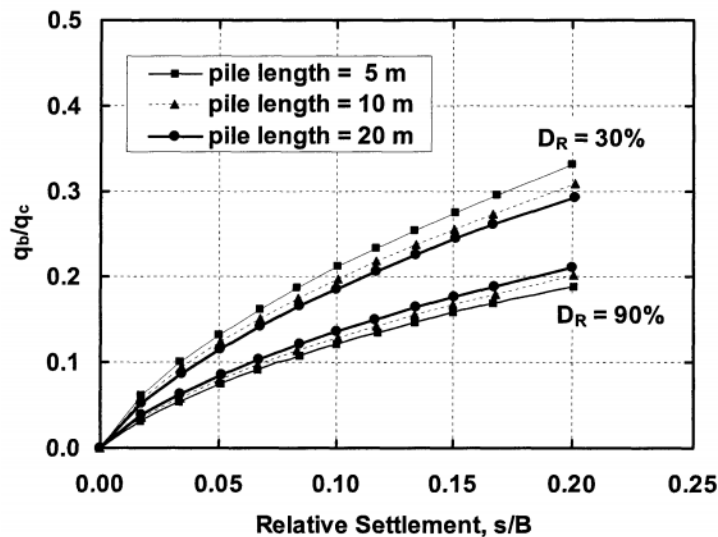


Figura 2.11 – Relação de curvas q_p/q_c e s/B para estacas sem deslocamento, Lee e Salgado (1999)

Baseado nas análises, Salgado (2008) propôs que a equação de capacidade de carga unitária em areia que usa o fator de profundidade N_q , pode ser transformado em N_{qL} . A mudança leva a seguinte equação:

$$q_{pL} = \sigma'_v N_{qL} \quad (2.5)$$

Mesmo que a equação 2.5 se aplica estritamente a capacidade de carga unitária de base, a mesma forma de equação pode ser utilizada para o estado limite último usado para definir as cargas finais:

$$q_{p,ult} = \sigma'_v N_{q,ult} \quad (2.6)$$

A utilização da equação 2.6 implicaria numa relação linear da capacidade de carga unitária $q_{p,ult}$ entre σ'_v e $N_{q,ult}$. No entanto $N_{q,ult}$ não é constante com σ'_v , mas diminui com o aumento de σ'_v . Assim, a capacidade de carga unitária $q_{p,ult}$ aumenta

não linearmente com a profundidade, com o aumento de σ'_v do comprimento da estaca (Salgado 2008).

Análise de dados experimentais mostram que a resistência de base q_{pL} é aproximadamente igual a resistência de cone q_c . A equação 2.7 relaciona a resistência unitária com a densidade relativa e tensão lateral por meio de:

$$\frac{q_{pL}}{P_A} = 1.64 \exp[0.1041\phi_{cv} + (0.0264 - 0.0002 \phi_{cv})D_R] \left(\frac{\sigma'_h}{P_A}\right)^{0.841-0.0047D_R} \quad (2.7)$$

onde:

ϕ_{cv} – ângulo de atrito no estado crítico

D_R – densidade relativa, dado em porcentagem

σ'_h – tensão horizontal antes da penetração;

Substituindo $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$ tem-se que N_{qL}

$$N_{qL} = 1.64 \exp[0.1041\phi_{cv} + (0.0264 - 0.0002 \phi_{cv})D_R] (K_0)^{0.814-0.0047D_R} \left(\frac{P_A}{\sigma'_v}\right)^{0.159-0.0047D_R} \quad (2.8)$$

Os valores de N_{qL} calculados na equação 2.8 anterior aplicam-se restritamente apenas se o limite de carga é tomado como carga final. O valor de $N_{q,ult}$ mais convenientemente é tomado como 10% do Diâmetro da estaca, portanto, será designado como $N_{q,10\%}$. O valor é dado por:

$$q_{p,ult} = [0,23 \exp(-0,0066D_R)] q_{pL} \quad (2.9)$$

Fleming et al. (1992) propuseram o uso de análise de Berezantsev et al. (1961), acoplado com a Equação 2.6 para a carga de ponta unitária final (com uma sugestão de que esta é a carga levando a 10%D de deformação):

Em que o valor de $N_{q,ult}$ é dado pela equação 2.10 (Salgado, 2008):

$$q_{p,ult} = 0.136 \exp(0.182 \phi_p) \quad (2.10)$$

2.3.1.2. Capacidade de Carga Lateral

A determinação do atrito lateral é, em geral, análoga ao usado para analisar a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Seu valor, usualmente, é considerado como a soma de duas parcelas: a aderência entre estaca e solo e a tensão horizontal média na superfície lateral da estaca.

A principal componente se dá através da multiplicação do esforço normal ao movimento (σ_h no caso de estacas) por um coeficiente de atrito que nada mais é do que a tangente do ângulo de atrito entre as duas superfícies (o ângulo de atrito formado entre o solo e a estaca). Deve-se adicionar à resistência friccional um fator relativo à adesão existente na interface solo/estaca. Sendo assim, a formulação para se

obter a resistência unitária devido ao atrito lateral desenvolvido entre estaca e solo é dada pela Equação 2.11.

$$q_l = c_a + K \cdot \sigma'_v \cdot \text{tang} \delta \quad (2.11)$$

onde:

q_l – resistência lateral unitária;

c_a – aderência entre estaca e solo

K - coeficiente de tensão lateral do solo, que é uma função do tipo de estaca e do método de instalação;

σ'_v - tensão vertical efetiva média;

δ – ângulo de atrito entre estaca e solo.

Os parâmetros c_a e δ , podem ser medidos através de ensaios de laboratórios, entretanto, estes parâmetros são, por obvio, bastante dependente dos materiais e modo executivo dos elementos de fundação. Desta forma, ainda que chamado de interpretação teórica, necessita-se de coeficientes de ajuste decorrentes de observações de campo. Para solos puramente friccionais (areias puras) despreza-se a componente devido à adesão.

Para solos puramente friccionais a equação 2.11 fica:

$$q_l = K \cdot \sigma'_v \cdot \text{tang} \delta \quad (2.12)$$

Segundo Salgado (2008) na equação 2.12 os valores de δ devem ser expresso em termos de estado crítico do ângulo de atrito ϕ_{cv} devido as grandes tensões de cisalhamento desenvolvido na estaca. Essas tensões são suficientes grandes para fazer com que certo volume de solo perto da estaca atinja o estado crítico. Para estacas sem deslocamento, o elevado grau de rugosidade do concreto moldado no local, o atrito do solo com a estaca é grande e levará ao cisalhamento do solo adjacente da estaca. É possível estabelecer valores para a relação de $\delta = \phi_{cv}$. Estes dados são apresentados também por Uesugi et al (1990).

A instalação de estacas sem deslocamento preserva grande parte da tensão pré-existente no solo. Qualquer alívio de tensão, devido à escavação é corrigido por meio da concretagem que tem fluidez para restabelecer a tensão lateral inicial. Segundo Salgado, Fleming et al. 1992 argumentam que a colocação de concreto fluído elevaria K para valores maiores que K_0 .

O valor de K está relacionado com o coeficiente de empuxo horizontal do solo pela razão de K/K_0 variando de 0,67 a 1,0 (Kulhawy, 1984).

Quando a estaca está carregada, tensões de cisalhamento se desenvolvem entre a estaca e a areia. A areia, se dilatável, tentará expandir, mas está impedida de fazê-lo, pois, em um lado está a presença das paredes da estaca e, por outro lado a

presença do solo. A medida que a areia é impedida de expandir-se pela presença da estaca, a tensão normal entre a estaca e areia aumenta.

McClelland (1969), citado por Poulos e Davis (1980), sugere valores limites para determinar a carga lateral em estaca, por exemplo, em uma areia de densidade média submetida à compressão usar valor de $\phi' = 30^\circ$ e $K = 0,7$ e para tração 0,5 e um valor máximo de $q_l = 96kN/m^2$. A limitação de resistência só se torna significativa a grandes profundidades (30 a 40m). Os autores recomendam usar o critério de profundidade crítica, profundidade essa em que a resistência de ponta e lateral torna-se constante.

API (2005), recomenda para estacas tubadas com a ponta aberta sob carga de compressão e tração em areias o valor K de 0,8 e para estacas de ponta fechada 1,0. Também são apresentados valores de δ , que varia de 15° a 35° , partindo de uma areia fofa até uma areia compacta.

Segundo Salgado (2006a, b), para areias ligeiramente dilatáveis K é próximo do valor de K_0 , mas se for moderadamente a fortemente dilatáveis (areias densas a muito densas) K pode ser significativamente maior do que o K_0 . A Figura 2.12 representa esse comportamento.

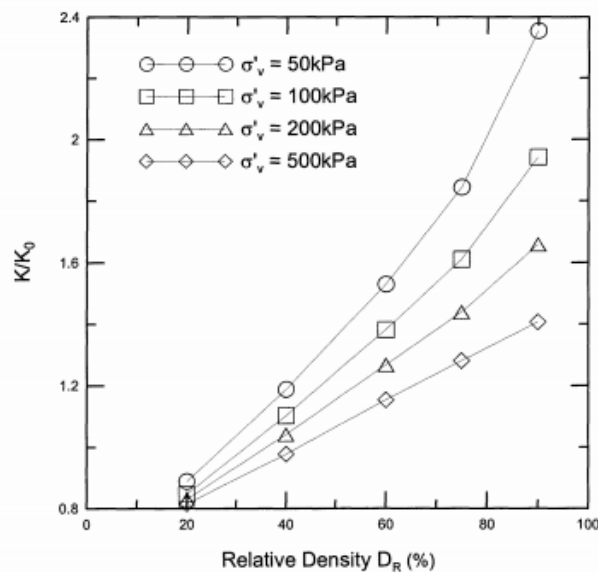


Figura 2. 12 - Cálculos de valores de K da resistência lateral em estacas sem deslocamento (Salgado 2008)

A seguinte equação se aproxima destes valores de K .

$$\frac{K}{K_0} = 0,7 \exp \left\{ \left[0,0114 - 0,0022 \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_A} \right) \right] D_R \right\} \quad (2.13)$$

Durante o carregamento, a resposta de estacas de deslocamento e sem deslocamento, qualitativamente é o mesmo. A diferença entre as estacas de deslocamento e sem deslocamento é o valor do ângulo de atrito na interface, o que,

para estacas de aço, é inferior ao ϕ_{cv} . Outra diferença é nas alterações do solo em torno da estaca causado pela instalação, que reflete no valor de K a ser usado no dimensionamento da resistência lateral.

A Figura 2.13 mostra a comparação entre K/K_0 para estacas de deslocamento e sem deslocamento. Para pequenos valores de σ'_v (pequenas profundidades) o valor de K são maiores, porém, para grandes profundidades esses valores se aproximam.

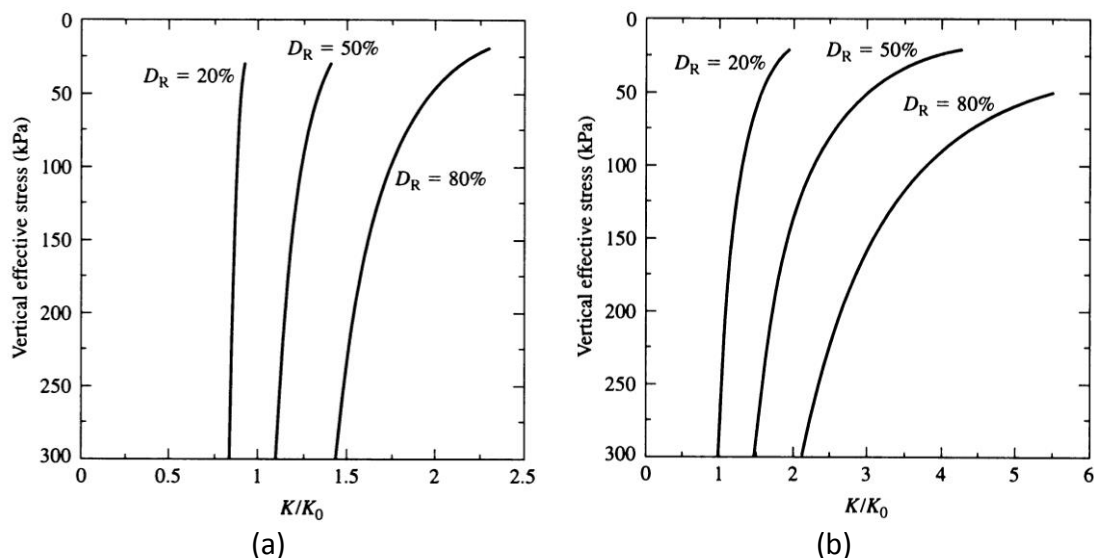


Figura 2. 13 - Valores de K/K_0 para (a) estacas sem deslocamento e (b) de deslocamento pela tensão vertical efetiva de 10 a 300kPa e para três densidades relativas (20, 50 e 80%) (Salgado 2008)

Segundo Velloso e Lopes (2002), a experiência com estacas de rugosidade normal, mostra que se pode considerar $\tan\delta = \tan\phi'$, sendo ϕ' o ângulo de atrito interno do solo amolgado em termos de tensões efetivas. Os autores também citam que o coeficiente de empuxo lateral (K_0) deve ser multiplicado pelo coeficiente de empuxo K que depende, principalmente, do estado de tensões iniciais no solo e do método de execução da estaca. Tomlinson e Woodward (2008) apresentam a Tabela 2.8 e Tabela 2.9 estimativas de K e de δ respectivamente.

Tabela 2. 7 - Valores de coeficiente de tensão horizontal dos solos K (Tomlinson; Woodward, 2008)

Método de Instalação	K/K_0
Estacas cravadas, grande deslocamento	1-2
Estacas cravadas, pequeno deslocamento	0,75 – 1,25
Estacas escavadas	0,70 - 1

Segundo Salgado (2008) o ângulo de atrito δ mobilizado ao longo do fuste da estaca é independente da densidade e do nível de tensão. Pode ser tomado como valor para $0,85\phi_{cv}$ a $1,0\phi_{cv}$. Para estacas de concreto pré moldado valor de $0,95\phi_{cv}$ e estacas metálicas $0,85\phi_{cv}$ a $0,95\phi_{cv}$

Tabela 2. 8 - Valores de ângulo de atrito entre estacas e solo para vários tipos de interface δ (Tomlinson; Woodward, 2008)

Estaca/solo condições de interface	Ângulo de atrito estaca/solo (δ)
Liso aço/madeira	0,5 ϕ - 0,7 ϕ
Rugoso (ondulado) aço/madeira	0,7 ϕ - 0,9 ϕ
Pré-moldado concreto/areia	0,8 ϕ - 1,0 ϕ
Concreto in loco concreto/areia	1,0 ϕ
Madeira/areia	0,8 ϕ - 0,9 ϕ

Para Fleming et al. (2008), uma forma alternativa quando os dados do coeficiente de atrito δ não estão disponíveis é igual o seu valor ao ϕ_{cv} . Para o valor de K em estacas escavadas usualmente usa-se 0,7 já em estacas escavadas com trado contínuo 0,9 para solos arenosos até 0,6 para silte e areia siltosa. Em geral a rugosidade irá mobilizar todo atrito lateral, no entanto a desagregação do solo durante o processo de instalação da estaca permite usar o valor de δ entre ϕ' e ϕ_{cv} .

É possível fazer relações entre δ/ϕ_{cv} , pode-se citar Lehane et al. (1993), Jardine e Chow (1998), Subba Rao et al. (1998), e Uesugi et al. (1990).

a) Método β

Para Burland (1973), parte-se dos seguintes pressupostos para usar o método β :

- a perturbação provocada no solo adjacente à estaca durante a sua cravação, reduz para zero a coesão na representação em círculo de Mohr das tensões efetivas;
- a tensão efetiva atuante no fuste da estaca após dissipação do excesso de pressão neutra gerado pela deslocamento do volume de solo é, pelo menos, igual à tensão efetiva horizontal antes da cravação da estaca;
- a principal distorção durante o carregamento da estaca está confinada a uma pequena zona em torno do fuste da estaca, e a drenagem desta zona ou ocorre de forma rápida durante o carregamento ou já terá ocorrido no período que decorre entre a cravação e o carregamento.

Com base nestes três princípios, Burland (1973) desenvolveu uma equação simples para determinar a resistência lateral unitária dada pela seguinte expressão:

$$q_l = K \cdot \sigma'_v \cdot \text{tang} \delta \quad (2.14)$$

admitindo

$$\beta = K \cdot \text{tang} \delta \quad (2.15)$$

A equação que determina a resistência lateral da estaca pode ser escrita da seguinte forma:

$$q_l = \beta \cdot \sigma'_v \quad (2.16)$$

Sendo σ'_v a tensão efetiva vertical. Caso exista uma sobrecarga q , a equação passa a ser:

$$q_l = \beta \cdot (\sigma'_v + q) \quad (2.17)$$

O coeficiente de empuxo lateral K poderá ser determinado, embora seja usualmente usado o coeficiente de empuxo em repouso, K_0 .

Usando $K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ e $\delta = \phi$, o intervalo de β varia de 0,27 a 0,30. Admitindo que ϕ varia entre 25° e 45° terá pouca diferença entre os valores de q_l .

Bhushan (1982) sugere que para estacas de grande deslocamentos, K e β sejam estimados por:

$$\beta = K \cdot \text{tang}\delta = 0,18 + 0,0065 \cdot D_R \quad (2.18)$$

$$K = 0,50 + 0,008 \cdot D_R \quad (2.19)$$

Sendo D_R , a compacidade relativa (em %), que pode ser estimada com base em ensaios de SPT, para diferentes profundidades.

Para a determinação da resistência lateral em solos granulares, os trabalhos de Reese, O'Neil, Kulhawy, indicam para:

$$\text{Areias com } N_{spt,60} \geq 15 : \beta = 1,5 - 0,245 (z)^{0,5} \quad (2.20)$$

$$\text{Para areias com } N_{spt} < 15 : \beta = \frac{N_{spt,60}}{15} \cdot [1,5 - 0,245(z)^{0,5}] \quad (2.21)$$

Sendo que: $0,25 \leq \beta \leq 1,2$

Para cascalhos ou areias cascalhentas ($N_{spt,60} \geq 15$) : $\beta = 2,0 - 0,15 (z)^{0,75}$, sendo válido para $0,25 \leq \beta \leq 1,8$.

Os valores de $N_{spt,60}$ não são corrigidos, embora se admita que estão referenciados para $E = 60\%$ e os valores de z em metros.

O'Neil e Reese (1999) limitam o valor da resistência lateral em 190kPa.

As equações anteriores são elucidativas sobre as tendências reconhecidas e que:

- β decresce muito com a profundidade (conceito de profundidade crítica);
- Os valores médios de β decrescem, muito com a esbeltez da estaca (atingindo valores mínimos de 0,25 - 0,30);

Estas tendências parecem ser fruto da redução da dilatância para grandes profundidades uma vez que nestas condições ϕ' tende para valores de ϕ'_{cv} , e a perturbação do solo na escavação.

De acordo com McVay et al. (1994), a resistência lateral mobilizada para estacas hélice contínua é dada pela expressão:

$$q_l = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_v \leq 150 \text{ kPa} \quad (2.22)$$

em que:

$$\beta = 1,5 - 0,135 (z)^{0,5} \quad (2.23)$$

sendo que: $0,25 \leq \beta \leq 1,2$.

Neely 1991, sugere valores de $0,9 \leq K \leq 1$ e $\delta = \phi'$

A Tabela 2.9 resume valores de β interpretados por meio de provas de cargas em estacas realizadas em Hong Kong.

Tabela 2. 9 - Valores típicos do coeficiente β , em saprolitos e areias (Geo 1/2006)

Tipo de Estacas	Tipo de Solo	Coeficiente de Resistência Lateral (β)
Estacas de pequeno deslocamento	Saprólito	0,1 - 0,4
	Areia fofa a densa	0,1 - 0,5
Estacas de grade deslocamento	Saprólito	0,8 - 1,2
	Areia fofa a densa	0,2 - 1,5
Estacas Escavadas e Barrete	Saprólito	0,1 - 0,6
	Areia fofa a densa	0,2 - 0,6

Estes valores são compatíveis aos sugeridos por Meyerhof (1976) para estacas escavadas em solos granulares (Figura 2.14).

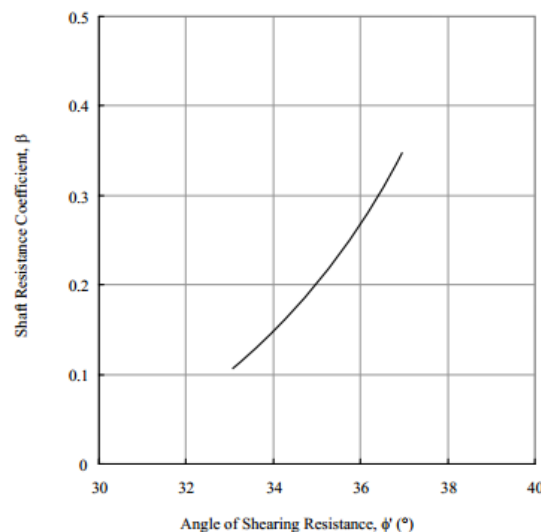


Figura 2. 14 - Relação entre o coeficiente e o ângulo ϕ' para estacas escavadas in solo granular Meyerhof, 1976 apresentado em Geo, 1/2006

Em Fellenius (2012), o valor do coeficiente β varia de acordo com a graduação do solo, composição mineralógica, densidade, deposição histórica e resistência. A Tabela 2.11 mostra o intervalo aproximado do coeficiente β de tipos de solos compilados do Fellenius (2008). Os valores foram obtidos por meio de provas de carga.

Tabela 2. 10 - Valores aproximados do coeficiente β (Fellenius 2012d)

Tipo de Solo	ϕ	Coefficiente , β
Argila	25 – 30	0,15 – 0,35
Silte	28 – 34	0,25 – 0,50
Areia	32 – 40	0,30 – 0,90
Cascalho	35 - 45	0,35 – 0,80

Rollins et al. (2005) apresentam na Figura 2.15 valores para o coeficiente β realizado em provas de carga estática. Observa-se que os valores de β tendem a diminuir em função da profundidade do perfil.

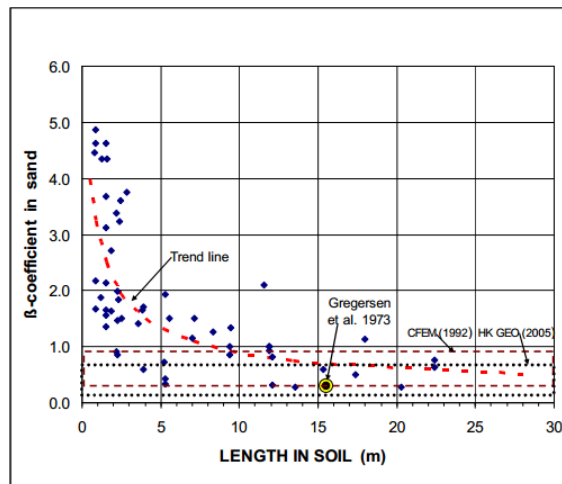


Figura 2. 15 - Coeficiente β de estacas em areia (Rollins 2005)

Valores de coeficiente β em areia de Clausen et al. (2005) apresentados por Fellenius (2012d), estão representados na Figura 2.16. Observa-se novamente que o valores de β tendem a diminuir em função da profundidade do perfil.

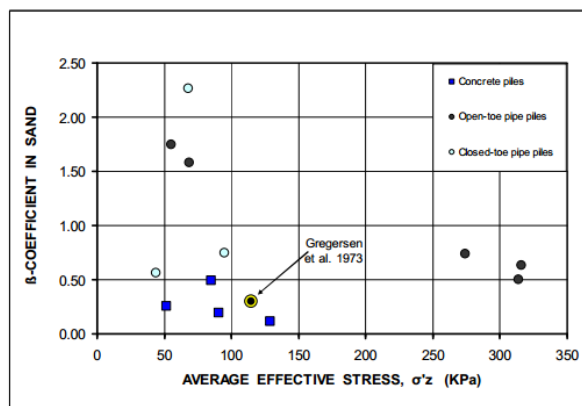


Figura 2. 16 - Coeficiente β de estacas em areia versus tensão efetiva (Fellenius 2012d)

Stuedlein e Gurtowski (2012), apresentaram um resumo de 12 provas de carga estática realizado no Oeste de Washington. As estacas foram instaladas em solo granular com diâmetro e comprimento variando de 0,41 – 0,51m e 9,5 – 29 m respectivamente com estacas tipo hélice contínua. Foram avaliadas a resistência unitária lateral e variação do módulo tangente com a deformação axial.

A Figura 2.17 apresenta os resultados de resistência unitária lateral pelos deslocamentos na cabeça da estaca normalizados (s/B) para 1, 2, 3.5, 5 e 7.5% de deslocamentos. Nota-se que resistência lateral unitária aumenta com o deslocamento e a resistência à penetração (N) do ensaio SPT.

O valor de λ é a relação da carga medida nas provas de carga e a calculada. O valor de λ variou de 0,96 a 1,1 e o coeficiente de variação COV variou de 34 a 44%. Para fins de planejamentos prévios nesse perfil geológico os autores elaboraram a Equação 2.47 para determinação da resistência unitária lateral.

$$q_l = \left(1,23 \cdot \frac{\delta}{B} + 1,65\right) \cdot N^{0,82} \quad (2.24)$$

em que o valor de q_l é dado em kPa.

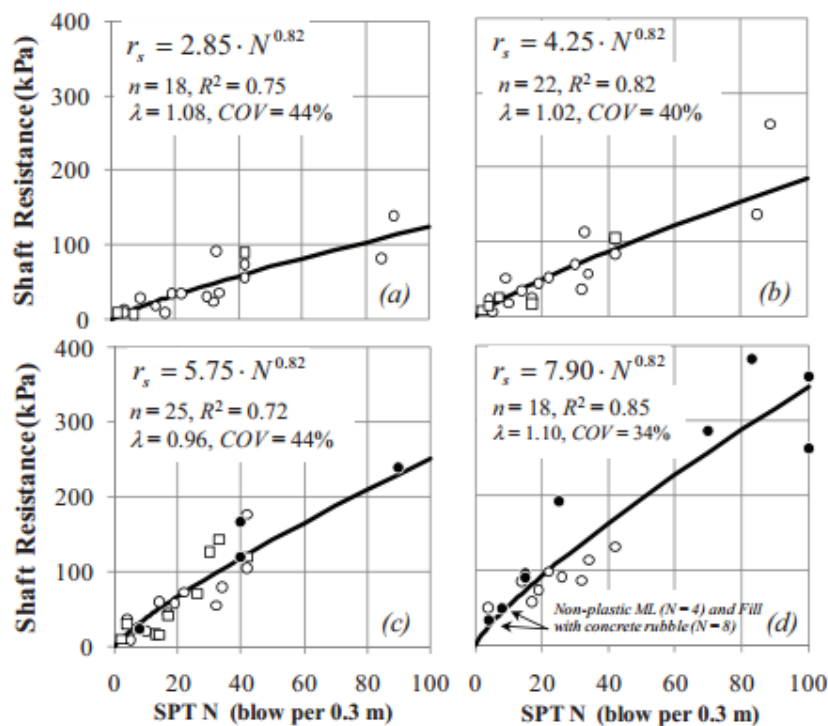


Figura 2. 17 - Variação da resistência lateral com o valores de NSPT por valores normalizados de deslocamento pelo diâmetro da estaca (s/B) para: (a) 1%; (b) 2%; (c) 3,5% e (d) 5 a 7,5%.

Baseado na correlação do valor do coeficiente $\beta = K \cdot \text{tang} \delta = q_l / \sigma'_v$, são apresentado na Figura 2.18 um conjunto de valores de β em função da profundidade.

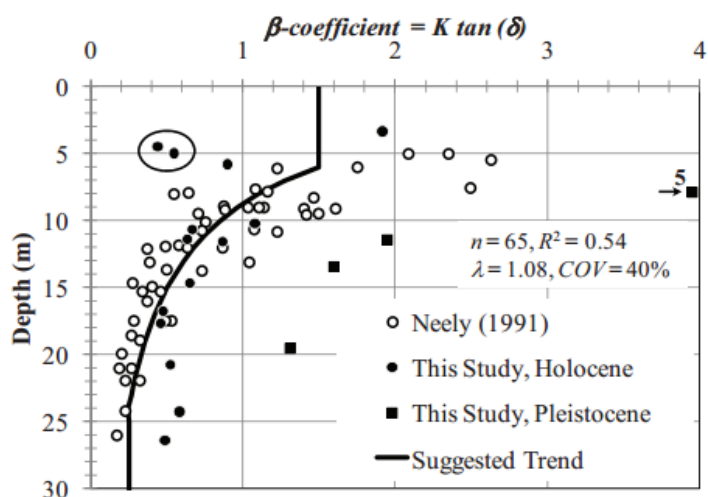


Figura 2. 18 - variação do coeficiente β pela profundidade e estacas hélice contínua (Stuedlein e Gurtowski, 2012)

A expressão para a tendência é dada pelas Equações abaixo:

$$\beta = 1,5 \text{ para } z < 6m \quad (2.25)$$

$$\beta = \left[\frac{\text{Log}_{10}\left(\frac{z}{27,5}\right)}{1,5} \right]^4 \text{ para } 6 < z < 24m \quad (2.26)$$

$$\beta = 0,25 \text{ para } z > 24m \quad (2.27)$$

De acordo com a análise de resultados, a distribuição da capacidade de carga lateral aumenta com a profundidade, ou seja, a tensão efetiva rege a resistência lateral unitária. O coeficiente de proporcionalidade β pode variar dependendo do material encontrado, e não depende apenas do tamanho do grão, mas sim, de sua composição mineralógica, adensamento e de sua formação.

Estacas escavadas introduzem perturbação ao longo do fuste quando instalado em perfil de solo arenoso. No entanto, essas perturbações são reduzidas na perfuração quando executada com o auxílio de fluido estabilizante em bentonita ou de polímero.

De acordo com Fleming et al (1992), a colocação de concreto fluído na concretagem elevaria um K para valores ligeiramente maiores do que o valor de K_0 . Assim, pode-se supor que tanto a densidade e o estado de tensões ao redor da estaca escavada depois de concretada são os mesmos que os valores antes da escavação. O valor de q_l em solos arenosos pode ser obtido em condições drenadas, devido a permeabilidade desses solos e a taxa de aplicação da carga ao longo da construção.

Devido as tensões de cisalhamento perto da face das estacas em níveis de carga máxima, o valor do ângulo de atrito mobilizado na direção paralela a estaca (vertical) é expressa em termos de volume constante (ou estado crítico) ϕ_{cv} . Para estacas escavadas, devido ao elevado grau de rugosidade do concreto moldado no local e a

interação das partículas de areia com o concreto, o cisalhamento não irá ocorrer junto a estaca e sim a certa distância da interface entre a areia e o fuste da estaca.

De acordo com (Fleming et al., 1992) o fluido estabilizante (lama) não tem efeito sobre a capacidade de carga lateral, desde que o concreto não seja lançado muito tempos após a escavação, portanto, a resistência lateral é controlada pelo cisalhamento da areia. Dessa forma a capacidade de carga unitária lateral q_l é expressada pela σ'_h , que é a tensão efetiva vertical (σ'_v) multiplicado pelo coeficiente de tensão lateral (K).

Encontrar o valor de K e consequentemente o valor β sem uma análise criteriosa é bastante difícil devido a gama de valores propostos na literatura. Existem poucos estudos propondo valores de K e β ou estudos na relação deles no estado inicial de tensões e a densidade da areia. Os estudos que se tem foram baseados em retro análise provenientes de provas e cargas.

Loukidis e Salgado (2008), realizaram um estudo numérico dos fatores que afetam a resistência unitária lateral em estacas escavadas com o auxílio da modelagem constitutiva avançado (Figura 2.19), pode-se tirar as seguintes conclusões:

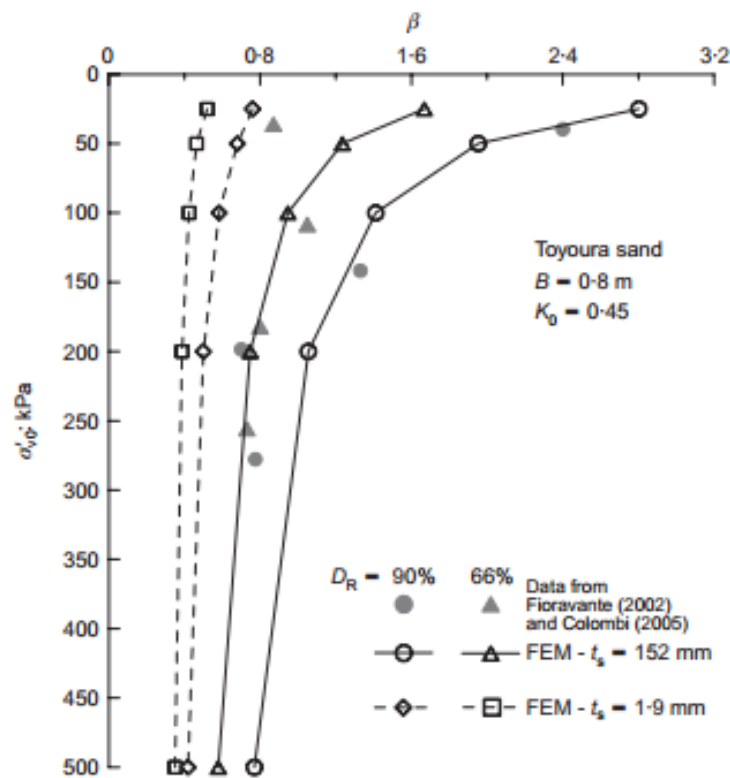


Figura 2. 19 - Valores do coeficiente β pela tensão efetiva (Loukidis e Salgado, 2008)

O coeficiente de tensão lateral K na mobilização lateral aumenta com o aumento da densidade relativa da areia e diminui com o aumento da tensão vertical. Para uma areia solta, K será aproximadamente igual a K_0 , embora possa ser superior a

1 para altas densidades relativas e baixas tensões confinantes, mesmo que a areia é normalmente consolidada.

O valor de K aumenta com a redução do diâmetro da estaca. No entanto, esse efeito é pequeno devido a relação de estaca e grãos encontrados na prática. O efeito de escala torna-se mais importante na questão de estacas modelos em estudos de laboratório em que a relação do tamanho dos grãos para o modelo de estacas é relativamente grande.

2.4. PROFUNDIDADE CRÍTICA

Quando se analisa o mecanismo de transferência de carga em uma estaca, considera-se que após sua instalação no terreno a mesma se encontra sob cargas nulas até que se comece a fazer o carregamento. No entanto, na generalidade dos casos práticos, principalmente em estacas cravadas, esse pressuposto não é correto. Uma vez que após a cravação da estaca, ela se encontra ligeiramente encurtada e sob a ação de cargas compressivas, ou seja, as chamadas cargas residuais instaladas na cravação.

No processo de cravação, perante a ação exterior do martelo, a estaca sofre uma deformação elástica e quando essa ação exterior cessa ela tende a voltar ao seu comprimento inicial. Por sua vez, o solo contraria esse movimento, causando tensões de cisalhamento verticais e com sentido descendente, semelhantes ao atrito negativo. O atrito negativo desenvolve-se na parte superior do fuste da estaca, enquanto na sua ponta permanecem as tensões compressivas.

Este fenômeno é mais marcante no caso de estacas cravadas em solo arenosos, visto que estes oferecerem atrito lateral importante e também uma resistência de ponta considerável.

A previsão do comportamento carga *versus* deslocamento é afetada pelos fatores acima descritos, uma vez que o mecanismo de transferência de carga ao solo é afetado pela presença de tais tensões.

No passado, vários autores, baseados em resultados de provas de carga estáticas em estacas instrumentadas (são frequentemente referenciados os resultados publicados por Vesic e Meyerhof nas décadas de 60 e 70), adotaram o conceito de profundidade crítica para estacas em areias. Este conceito considera a existência de uma profundidade de estaca a partir da qual a resistência lateral deixa de crescer com a tensão efetiva, isto é, mantém-se constante (Figura 2.20).

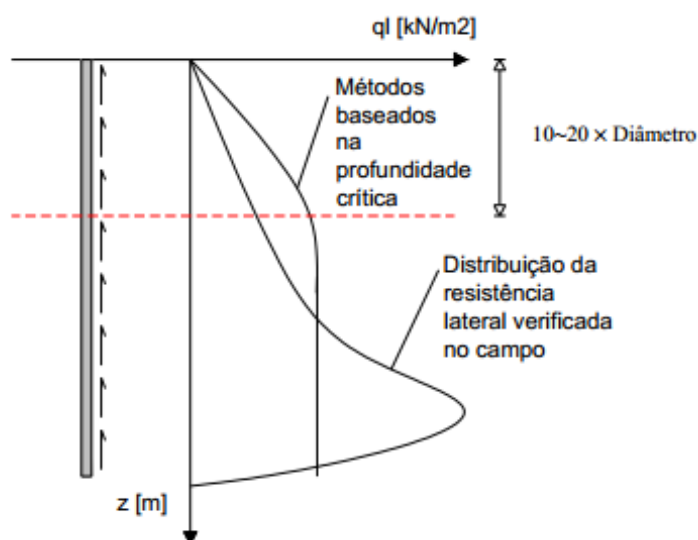


Figura 2. 20 - Resistência lateral de estacas num maciço homogêneo - Distribuição real e consideração da profundidade crítica (Pereira, 2012)

Das (1999) propõem para estacas em areias, tanto cravadas como moldadas, a consideração de uma profundidade crítica correspondente a 15 diâmetros de estaca.

Ao referenciar o assunto sobre profundidade crítica os autores Velloso e Lopes (2002) sugerem que medições de atrito lateral em provas de carga em estacas cravadas mostram que há um crescimento do atrito até certa profundidade (entre 10 e 20 diâmetros) e que, em seguida, o atrito permanece aproximadamente constante. Assim surgiu o conceito de profundidade crítica que seria a profundidade a partir da qual não haveria aumento do atrito lateral, nos solos arenosos e siltosos. Ao citar posições controversas, os mesmos autores também deixam claro que o fenômeno merece cautela e que, a profundidade crítica apesar de ser aplicada pela prática, parece estar teoricamente errada.

Randolph (1993) sublinha o fato de, na realidade, em estacas cravadas:

- os valores máximos da resistência lateral unitária se verificam na proximidade da base da estaca (Figura 2.20);
- a resistência lateral unitária a determinada profundidade da estaca diminui com a distância dessa seção na base da estaca.

Este fenômeno foi já estudado por diversas instituições e investigadores, destacando-se o trabalho apresentado por Jardine et al. (2005), que resulta de vários anos de investigação na área da execução de estacas cravadas em alto mar.

Trabalho apresentado por Lehane et al. (1993) mostra o fenômeno de profundidade crítica. Para isso foram instrumentadas estacas metálicas de 102mm de diâmetro. Três conjuntos de instrumentos foram posicionados nas estacas, como

mostra a Figura 2.21. Estes são referenciados por sua distância da ponta da estaca h e raio da estaca R .

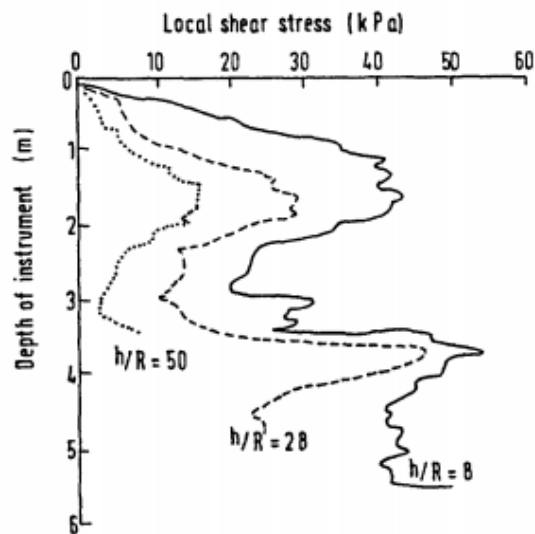


Figura 2. 21 - Desenvolvimento da tensão de cisalhamento (Lehane et al. 1993)

O perfil apresentado $h/R = 8$ segue a forma do perfil q_c , permitindo uma diferença do efeito do diâmetro entre a estaca e o cone. A comparação entre os perfis instrumentados de $h/R = 28$ e $h/R = 50$, mostra a diferença da influência do comprimento das estacas.

As razões que constituem a base deste procedimento não são claras. A principal justificativa parece ser os resultados obtidos a partir de estacas instrumentadas, onde se observa aparentemente uma maior resistência lateral na parte superior da estaca. A partir de certa profundidade – profundidade crítica - verifica-se que a resistência lateral é constante (Figura 2.22).

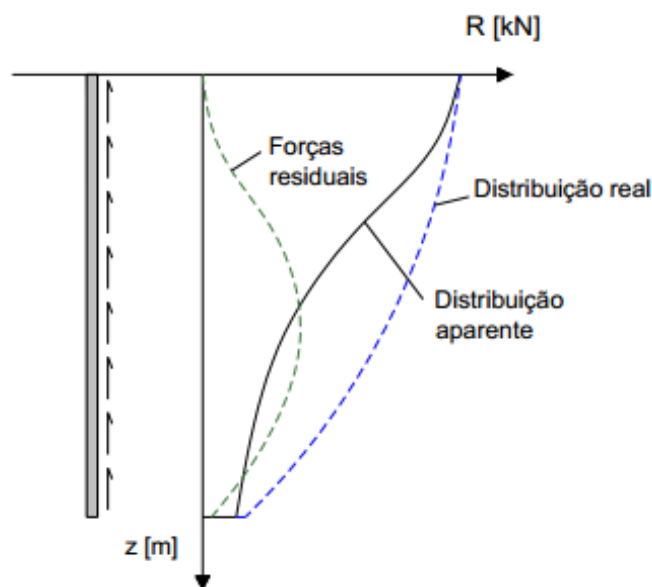


Figura 2. 22 - Típica medição da distribuição da carga instalada na estaca (Pereira, 2012)

Esta dedução é feita com base nas medições dos esforços instalados na estaca ao longo do fuste, a partir dos quais foram definidos os diagramas de transferência de carga.

Fellenius e Altaee (1995), no entanto, rejeitam em absoluto esta interpretação. Estes autores consideram que a profundidade crítica não existe. O decréscimo da resistência lateral unitária que é verificada nesses ensaios das estacas é, segundo eles, resultado da existência de forças residuais devido ao processo de instalação, de natureza semelhante a atrito negativo. Uma vez que, quando da realização dos ensaios instrumentados, não se considerou a existência destas forças já presentes na estaca. Estas forças não foram incluídas na análise, daí resultando uma sobrestimação da resistência lateral na zona superior da estaca, e subestimação da resistência lateral na zona inferior, assim como da resistência de ponta.

Fellenius & Altaee (1996), alertam para a hipótese errada de que as forças residuais em estacas moldadas não são significativas, citando curvas de transferência de carga apresentadas por Reese et al (1976), onde se verifica distribuições de carga semelhantes as obtidas em estacas cravadas, distribuições essas anteriormente interpretadas como ilustrativas do conceito de profundidade crítica.

Fellenius afirma que o fenômeno de profundidade crítica é devido à desconsideração de cargas residuais. O autor também relata que as cargas residuais existem em todos os tipos de estacas são induzidas durante e depois da instalação. Por fim, o autor define o seguinte conceito: *“cargas residuais são cargas que sempre estão presentes em uma estaca – inclusive antes de medições ou realização de análise e seus efeitos são normalmente observados”*.

O debate sobre a existência da profundidade crítica está longe de conclusões e são necessárias mais evidências convincentes em ambos os lados do argumento para melhor compressão das características da preferência da profundidade crítica nas estacas.

2.5. CARGA RESIDUAL

A existência de carga residual em estacas é conhecida durante um logo tempo. Nordlund (1963), é provavelmente, o primeiro a apontar sua importância em avaliar a distribuição de carga a partir de provas de carga instrumentada.

Não é fácil demonstrar que dados obtidos em provas de carga são influenciados pela carga residual, e para quantificar o seu efeito mais difícil. Para tanto, na prática de provas de carga, é não medir a carga residual e “zerar” as leituras antes da prova de carga, declarando que a carga não existe. Mais detalhes sobre este efeito e como analisar os dados de testes de carga residual ver em Hunter e Davisson (1969), Bozozuk

et al. (1978), Altae et al. (1992, 1993), Fellenius et al. (1994, 1996) e Fellenius (2002a, 2002).

Segundo Fellenius (2012d), a não consideração do efeito da carga residual na avaliação do resultado de uma prova de carga estática, é que conclusões erradas irão ser extraídas: a resistência lateral da estaca será maior que o valor real, enquanto que a resistência de ponta será menor que a real. Quando a carga residual não é considerada, a distribuição de carga na estaca vai ser uma curva que diminui com a profundidade, o que indica que a resistência diminui com a profundidade. Em oposição à forma mais realista de uma curva que aumenta, (solo homogêneo) indica uma crescente de resistência com a profundidade.

As cargas residuais são constituídas, usualmente, pela soma das tensões de cisalhamento devido ao atrito negativo ao longo da parte superior da estaca em equilíbrio com o resto da estaca abaixo do ponto de equilíbrio – plano neutro. Elas podem ser geradas por diversos fenômenos, entre eles estão a onda de ação durante a cravação (caso de estacas cravadas), a formação do *cake* ao longo da estaca e a reconsolidação do solo depois do distúrbio causado pela instalação.

Na Figura 2.23 apresentada por Fellenius (2002a) mostra uma estaca pré moldada de 280mm de diâmetro e 16m executadas em solo arenoso. Na prova de carga a estaca ensaiada foi levada a ruptura. Nessa Figura são apresentadas as distribuições de carga residual e da carga máxima da prova de carga. Na Figura são também demonstrados os valores da distribuição da carga residual mais a carga registrada na prova de carga.

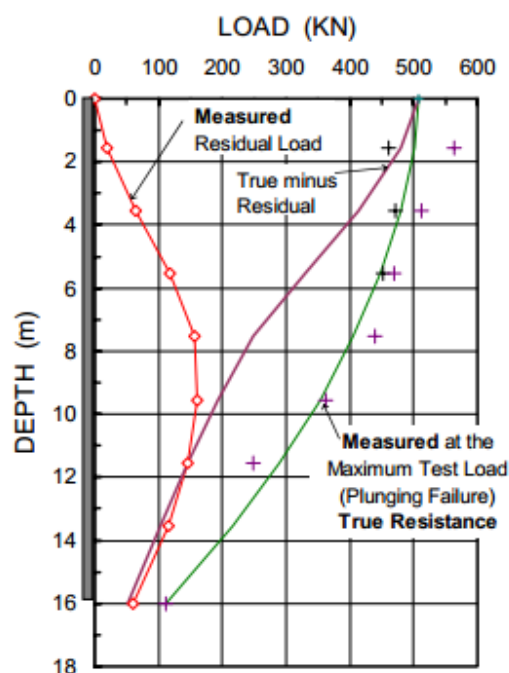


Figura 2. 23 - Distribuição da carga residual e da distribuição da carga registrada na prova de carga e a soma das duas parcelas (Fellenius 2002a)

Neste mesmo artigo, Fellenius apresenta outra prova de carga em uma estaca circular metálica em um perfil arenoso (Figura 2.24). A estaca possui seção circular de 450mm e após os 7,6m reduz para 200mm. É mostrada juntamente com a distribuição da carga residual a distribuição da carga medida na prova de carga.

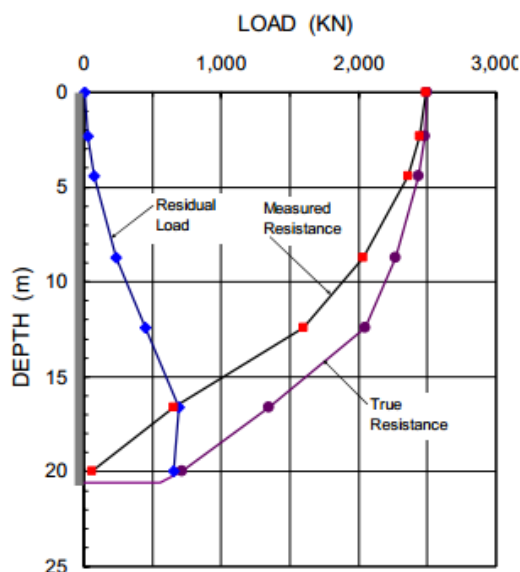


Figura 2. 24 - Distribuição da carga residual e da distribuição da carga registrada na prova de carga e a soma das duas parcelas (Fellenius 2002a)

Na Figura 2.25 encontra-se o resultado de uma prova de carga instrumentada em estaca cravada de concreto. O gráfico mostra uma curva com medições de cargas residuais existentes na estaca antes do carregamento. Mostra também o valor registrado na instrumentação e a curva de cargas reais calculada pela soma entre cargas residuais e cargas medidas.

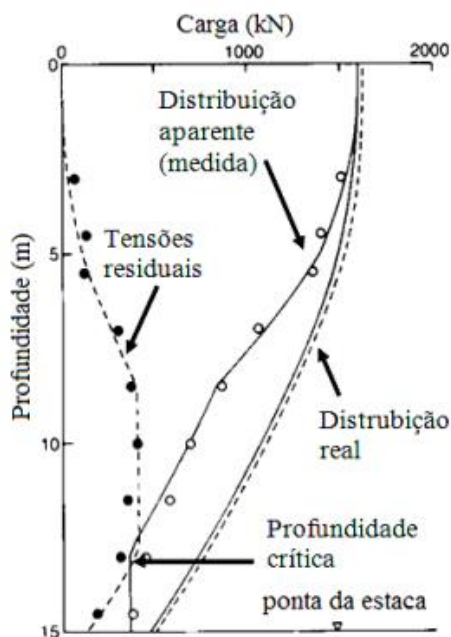


Figura 2. 25 - Distribuição da carga mostrando tensões residuais, tensões medidas e tensões reais calculadas (Altae, 1992)

Na Figura 2.26, Fellenius (2001) apresenta uma prova de carga instrumentada em uma estaca escavada de 900mm de diâmetro em solo arenoso.

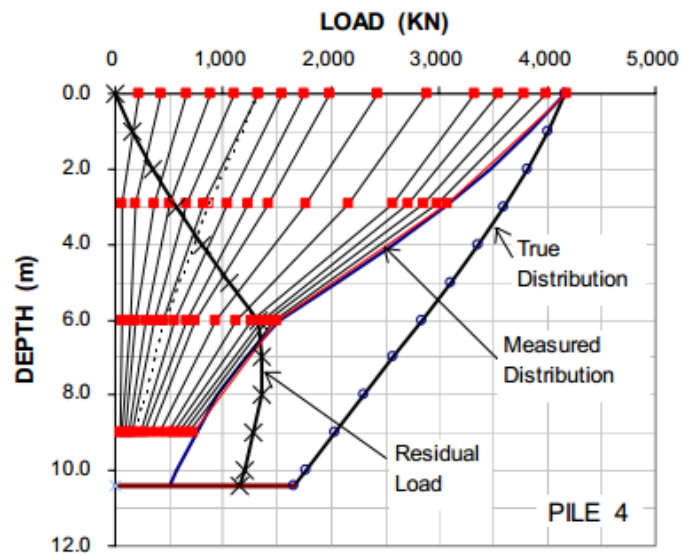


Figura 2. 26 - Distribuição da carga mostrando tensões residuais, tensões medidas e tensões reais calculadas (Fellenius, 2001)

Fellenius e Broms (1972) e Fellenius (1972) mediram a distribuição da carga em duas estacas cravadas de 300mm de diâmetro por 53m de comprimento, instrumentados até cerca de 40m em um perfil de solo argiloso e após uma solo arenoso (Figura 2.27). A distribuição da carga foi medida imediatamente e durante um longo período após a cravação.

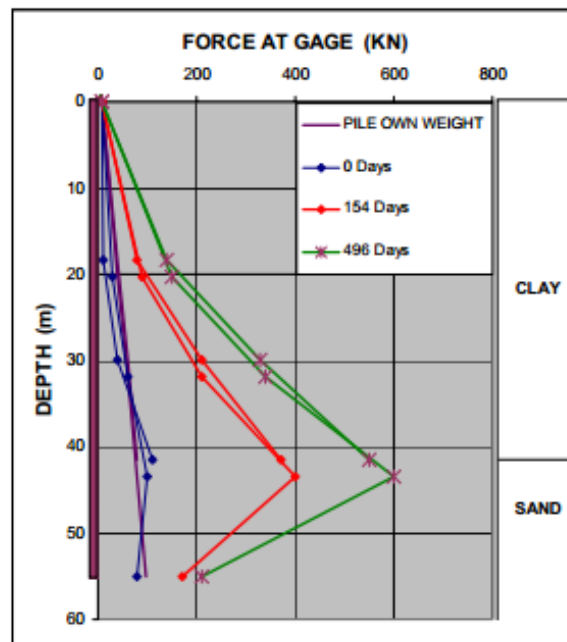


Figura 2. 27 - Distribuição da carga na estaca imediatamente após a execução, 154 dias e 496 dias após a execução (Fellenius 1972, Fellenius e Broms 1972)

Logo após a cravação as cargas residuais eram apenas o peso próprio da estaca. A dissipação da poro-pressão ao longo dos 145 dias resultou em acúmulo de carga na estaca. O acúmulo de carga continuou também após a dissipação da poropressão. As estacas foram monitoradas até os 496 dias após a cravação.

2.5.1. Carga Residual Influenciada Pela Temperatura

Tensões podem se desenvolver no interior de uma estaca que não tem relação com a tensão média axial devido a aplicação de carga. Um exemplo disso é o alongamento nas barras de aço dentro da estaca devido ao aumento da temperatura no início da concretagem da estaca. Na Figura 2.28 é apresentada a evolução da temperatura em uma estaca tubular de concreto. Após a cravação a estaca foi preenchida com concreto. Antes de ser concretada, no seu interior foi adicionada armadura devidamente instrumentada. A estaca possuía 600mm de diâmetro e 35m de comprimento executada em perfil de argila, silte e areia perto de Busan, na Coreia (Fellenius et al. 2009). O processo de hidratação do cimento deu origem a um aumento acentuado da temperatura, durante as primeiras 15h. Após isso, a temperatura diminuiu a uma velocidade progressiva até os 10 dias.

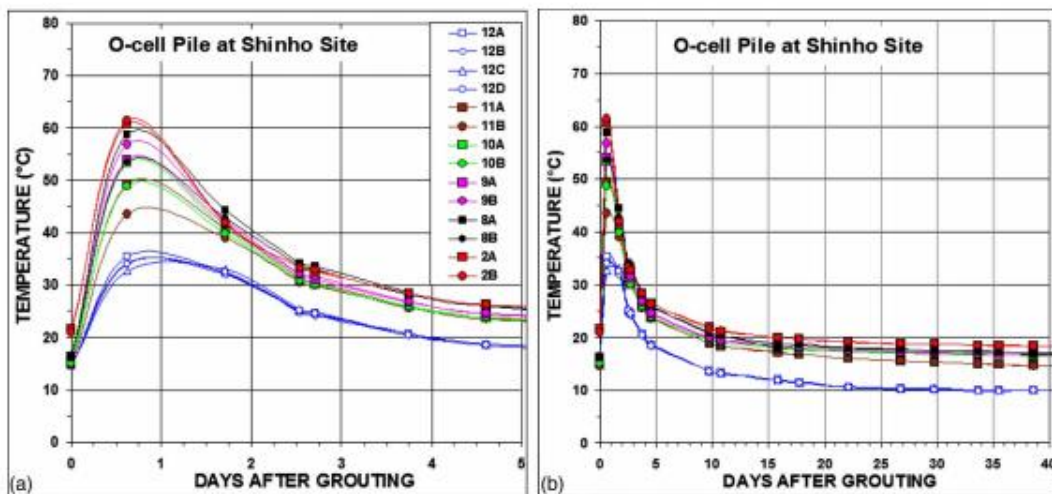


Figura 2. 28 - Desenvolvimento da temperatura no interior da estaca ao longo do tempo (Fellenius et al. 2009)

As alterações das deformações registradas nos vergalhões são mostradas na Figura 2.29. Durante as primeiras 15h, coincidindo com o aumento da temperatura, as leituras nos extensômetros com valores negativos, ou seja, as barras encurtaram, sugerindo compressão na estaca. Houve dilatação térmica das barras que foi parcialmente evitada pela rigidez do concreto fresco resultando numa significativa deformação na estaca. Quando a estaca começou a esfriar depois de ter atingido o pico os registros indicaram uma reversão na deformação, o concreto também agora impedia parcialmente da barra de encurtar.

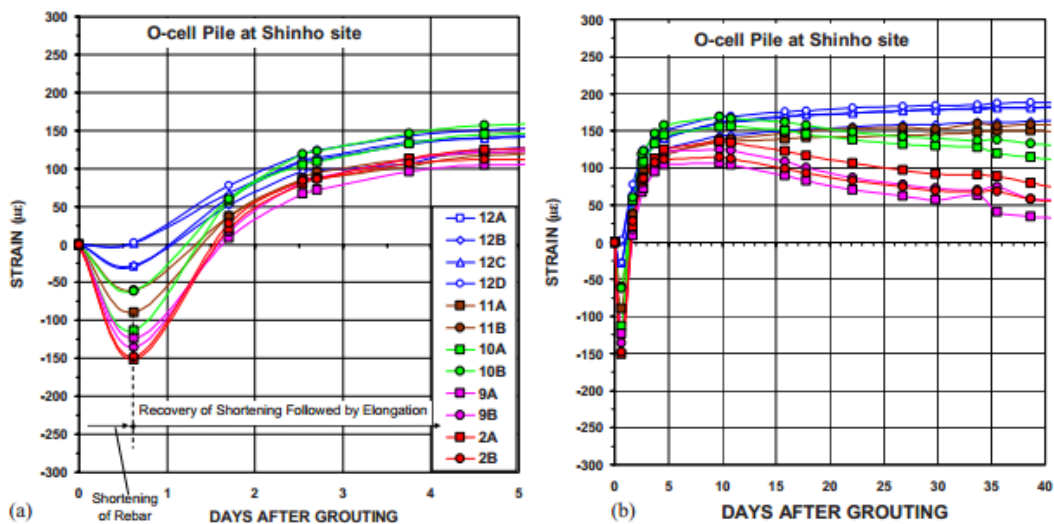


Figura 2. 29 - Registro nos extensômetros instalados no interior da estaca o longo do tempo (Fellenius et al. 2009)

Após cerca de três dias de esfriamento, o registro de deformações era pequeno, pois a interação entre o concreto e a armadura estabilizou e aos 10 dias a estabilização foi completa. Os extensômetros são sensíveis a mudanças de temperatura, devido a diferença no coeficiente de dilatação térmica entre o concreto e o aço.

A Figura 2.30, também mostra que em cerca de 5 a 10 dias os extensômetros localizados próximo da superfície do solo (12A, 12B, 12C e 12D) tinham alcançado um valor quase constante da temperatura do solo (que é a temperatura média anual na área do local). No entanto para os extensômetros posicionados na parte inferior da estaca (2A , 2B, 9Ae 9B) o valores lidos da deformação na estaca continuam a diminuir pelos 40 dias medidos. Como discutido por Fellenius et al. (2009) e Kim et al. (2011) a estaca é afetada pelo acúmulo de carga residual criando compressão na estaca.

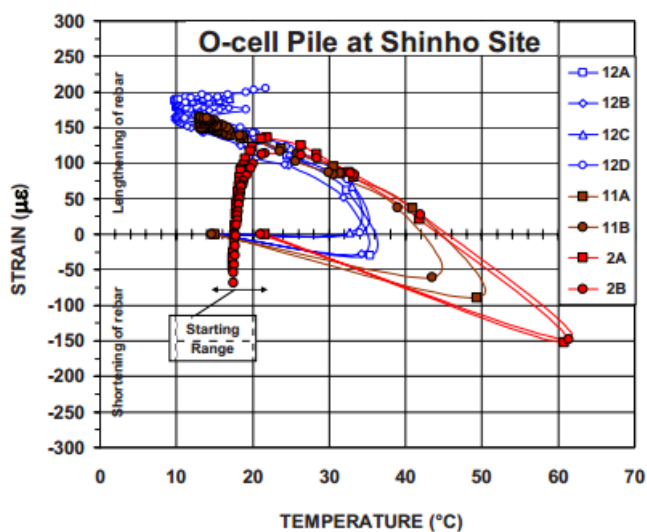


Figura 2. 30 - Desenvolvimento das leituras na estaca ao longo com a variação da temperatura (Fellenius et al. 2009)

Esperava-se que os extensômetros localizados perto da base da estaca iriam registrar deformações crescente de compressão, encurtamento da armadura devido a recosilidação do solo ao redor da estaca após a perturbação. E era também esperado nenhuma mudança nos extensômetros na superfície (12). Nos medidores (12) indicam um ligeiro alongamento das barras ao longo do tempo, que é o desenvolvimento de tração na estaca. Na parte inferior da estaca, os registros indicam um alongamento com o tempo, isto é, uma redução de carga na estaca com o tempo. Também se suspeita que esse alongamento seja devido ao aumento do volume do concreto quando absorve a água do solo após a cura.

Para compreender a interferência das tensões geradas durante a cura do concreto na determinação da carga residual, são necessários mais estudos, o fenômeno ainda não está bem compreendido. Na presente pesquisa, o tema foi abordado como forma de conhecimento e os cuidados que se deve ter na obtenção dessas cargas. O tema não será objeto de estudo nesse trabalho.

2.6. INSTRUMENTAÇÃO

Em ensaios de carga vertical são realizadas medições de cargas aplicadas por meio de células de carga devidamente calibrada e dos deslocamentos axiais e transversais no topo da estaca. Quando se desejar obter dados ao longo da estaca (fuste e ponta) é necessário realizar a instrumentação da mesma. Por meio de uma prova de carga instrumentada obtém-se as cargas transmitidas ao solo pelo fuste e ponta da estaca para cada incremento de carga. Essa instrumentação consiste em instalar extensômetros elétricos de resistência, ligados ao elemento de fundação que acusarão deformações devido à carga aplicada na estaca. A determinação dos pontos que se deseja instrumentar ao longo do fuste da estaca, se dá conforme a necessidade em obter as informações da interação estaca-solo em determinados pontos. O número de pontos de instrumentação deverá ser suficiente para se poder traçar a curva de transferência de carga da estaca ao longo do perfil de solo.

2.6.1. Instrumentação de Superfície

A instrumentação de superfície tem por objetivo computar os valores de deslocamento no topo da estaca sob aplicação de incrementos de carga.

Sobre o bloco (topo da estaca) são instalados relógio comparador ou transdutores elétricos (LVDT) com precisão de 0,01 mm e curso de 100 mm e nível óptico. Os relógios comparadores são instalados em diagonais sobre o bloco de coroamento da estaca. Na Figura 2.31 está demonstrada disposição de um ensaio utilizando instrumentação externa.



Figura 2. 31 - Detalhe da distribuição dos medidores no topo da estaca

A viga de referência em que os medidores de deformação ou LVDT estão fixados deve ser rígida e estável. Uma viga de treliça leve, com elevada rigidez na direção vertical, é uma recomendação. Isso é melhor que perfis de aço pesados e de menor rigidez. Para minimizar a perturbação das vigas de referência, os seus apoios devem estar bem fixados e longe do sistema de reação. As vigas de referência devem estar protegidas de intempéries para evitar dilatação térmica.

Numa prova de carga axial, os níveis da estaca ensaiada e das estacas de reação devem ser monitoradas por um sistema óptico durante os incrementos de carga para evitar erros grosseiros de medição.

2.6.2. Instrumentação em Profundidade

A instrumentação ao longo do fuste de estacas tem como objetivo obter um melhor conhecimento sobre o mecanismo de transferência de carga ao longo da profundidade da estaca. Sempre que possível, deve-se fazer medições em separado com equipamentos diferentes para verificar o funcionamento e cruzar esses dados. É importante ter em mente um provável comportamento do desempenho da estaca a ser ensaiada para posicionar a instrumentação ao longo da profundidade.

Existem várias técnicas de instrumentação geotécnicas, e a escolha de cada um dependerá das informações que se deseja obter. Extensômetros de corda vibrante tem sido uma ferramenta muito eficaz para a determinação de transferência de carga ao longo da profundidade em estaca escavada. Extensômetros de corda vibrante são robustos, de simples e rápida instalação. Extensômetros de resistência tentem a ser mais frágeis e sua instalação requer maior cuidado, principalmente com impermeabilização. Tanto os extensômetros de corda vibrante como os de resistências elétrica são introduzidos junto da armadura da estaca e concretados, ligados por cabos para posteriormente fazer as leituras de tensão.

Outro tipo de extensômetros que é usado na instrumentação, são os extensômetros recuperáveis, eles são colocados no interior de um tubo PVC ou metálico no interior da estaca e prolongando-se até à extremidade superior da estaca. Os sensores são ligados a uma unidade de leitura através de uma extensão ou de um cabo elétrico a partir do topo da estaca e medem o encurtamento da estaca. Tem o objetivo de medir vários níveis de instrumentação em um mesmo tubo incluindo a base da estaca. O extensômetro incorpora uma série de sensores de deslocamento elétrico ligados entre si por hastes e são projetados para medir o encurtamento entre os sensores ancorados no tubo por meio de expansão pneumática.

Recentemente medidores de deformação em fibra óptica tem sido usado para determinação da tensão em diferentes níveis da estaca instrumentada. Schallert (2010) e Schallert e al. (2010, 2008 e 2007) apresentam o desenvolvimento de sensores de fibra óptica para o uso de estacas.

Segundo Habel (2011), o monitoramento baseado em sensores de fibra óptica é muito bem vindo para avaliação de todos os tipos de obras geotécnicas e estruturas de engenharia, porque estes métodos os sensores:

- 1) não podem ser destruídos por descargas atmosféricas,
- 2) sobrevivem em ambientes quimicamente agressivos,
- 3) podem ser integrados em locais de pouco espaço

A Figura 2.32, apresenta em detalhe a fixação de extensômetro não recuperável (Geokon Modelo 4911) na armadura de uma estaca escavada. São extensômetros colocados no interior da estaca juntamente com a armadura da estaca.

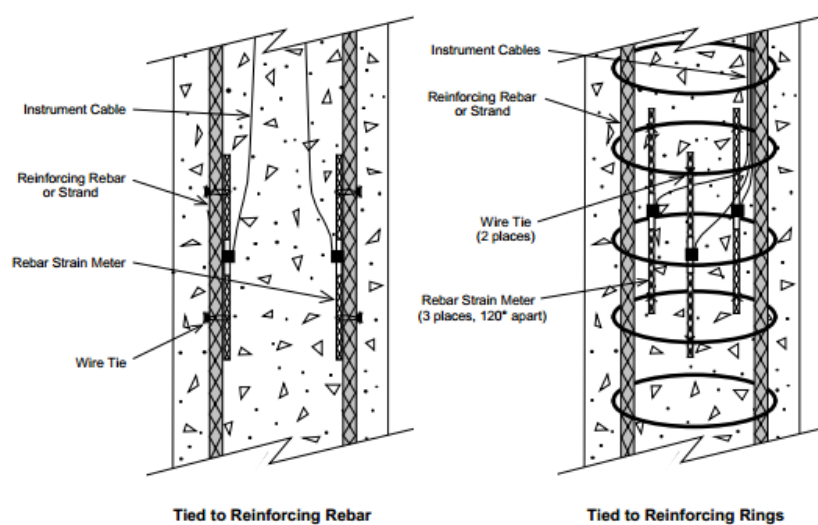


Figura 2. 32 - Detalhe da instalação do Extensômetro modelo 4911 na armadura da estaca – Geokon

Os cabos dos extensômetros devem ser devidamente fixados na armadura da estaca em intervalos regulares para evitar que sejam danificados durante a concretagem. Detalhe de fixação dos cabos pode ser visto na Figura 2.33.

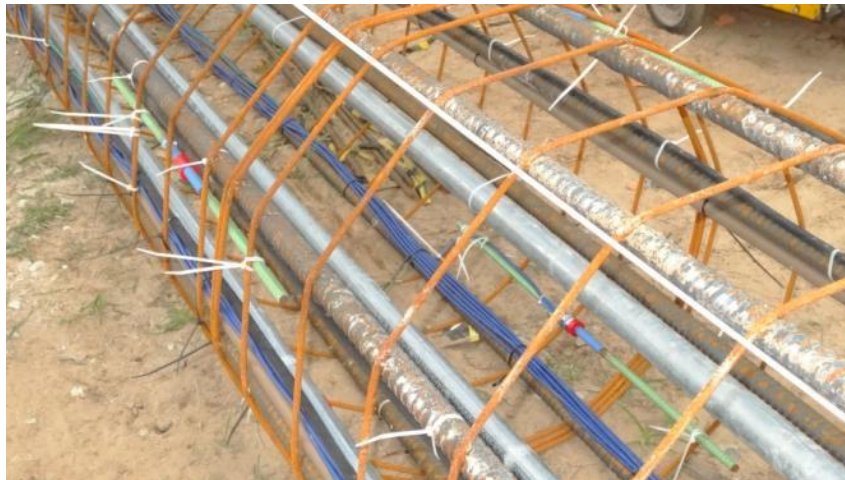


Figura 2. 33 – Detalhe da fixação dos cabos dos extensômetros na armadura da estaca

O extensômetro elétrico é um elemento que relaciona variações de dimensões com variações equivalentes em uma resistência elétrica. O princípio é baseado na Lei de Hooke em que temos:

$$F = E \cdot \varepsilon \cdot A_t \quad (2.28)$$

em que:

F – Carga Aplicada na seção transversal

E – Módulo de Elasticidade da estaca

A_t – Área transversal da estaca

ε – Deformação específica

Tendo a carga em cada nível instrumentado, determina-se a transferência dessa carga da estaca ao longo do seu comprimento. Vários aspectos devem ser considerados em uma instrumentação. Os medidores devem ser colocados no local correto dentro da estaca para evitar danos no momento do transporte e posicionamento da armadura no interior da estaca escavada. A integridade dos extensômetros e cabos é essencial para a confiabilidade dos dados, e isso exige participação de uma equipe com experiência em campo.

Fellenius (2012c) alerta que as informações obtidas em uma prova de carga estática em uma estaca instrumentada podem ser facilmente distorcidas por eventos de carga e descarga ou por níveis de incrementos de carga desiguais. Manter os incrementos de carga em níveis de tempo diferente irá afetar negativamente a interpretação dos resultados.

Na descrição da ASTM – D1143/D1143M-07, são apresentadas recomendações para o uso de medidores de deformações no fuste da estaca para determinar a transferência de carga ao longo da profundidade, essa instalação é opcional.

As recomendações do ISSMFE sobre a instrumentação em profundidade são por instalações em pares de sensores (*Strain gages*) diametralmente opostos ao longo da estaca. Também é recomendado o uso de células de cargas junto à ponta da estaca para poder determinar a parcela de resistência de ponta e lateral.

A NBR 12131:2006, não faz recomendações sobre a instrumentação em profundidade.

2.6.3. Módulo de Elasticidade da Estaca Instrumentada

Fellenius (1989, 2012c) aborda o assunto sobre o cuidado em determinar o módulo de elasticidade da estaca, no momento de converter as informações lidas nos extensômetros. O módulo do aço é de fácil determinação, porém, o do concreto não. Pode haver grandes diferenças no módulo no decorrer de uma prova de carga, pois a estaca vai estar sob diferentes tensões ao longo de sua profundidade e o módulo do concreto é em função da carga ou tensão aplicada.

O módulo do concreto diminui com o aumento da tensão aplicada. A área de aço também pode variar dentro de uma estaca, e dessa forma usar um único módulo para o concreto vai levar a um erro inaceitável de carga.

Fellenius (2000a), com a finalidade de determinar o módulo secante do concreto durante o ensaio de prova de carga estática propôs um relação entre tensão *versus* deformação que poderia ser expressa com adequada significancia, sem que ocorresse em erros na obtenção das cargas no momento da leitura de deformações.

Neste método, o módulo tangente E_t é estimado por ajuste de uma reta para a relação da tensão axial e a defomação axial como demonstrado Equação 2.29 abaixo:

$$E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = A \cdot \varepsilon + b \quad (2.29)$$

$$\int \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \int A \cdot \varepsilon + b \quad (2.30)$$

$$\sigma = 0,5 \cdot A \cdot \varepsilon^2 + b \cdot \varepsilon \quad (2.31)$$

pela lei de Hooke tem-se:

$$\sigma = E_s \cdot \varepsilon \quad (2.32)$$

substituindo 2.31 em 2.32 obtém-se:

$$E_s = 0,5 \cdot A \cdot \varepsilon + b \quad (2.33)$$

em que:

E_t – Módulo de Elasticidade Tangente da Estaca

E_s – Módulo de Elasticidade Secante da Estaca

$d\sigma$ – Incremento de Tensão

$d\varepsilon$ – Incremento de Deformação

A – Coeficiente Angular da reta do Módulo Secante

b – Coeficiente Linear da reta Módulo Secante

ε – Deformação Específica

Para ilustrar o método o autor apresenta um exemplo em uma estaca de 20m de comprimento, executada em uma areia compacta. Na instrumentação foram posicionados sete níveis de instrumentação. O extensômetro do nível 1 foi posicionado no topo da estaca e o do nível 7 da base da estaca. Os extensômetros 2 a 5 foram distribuídos nas profundidades 2, 3, 9 e 12 m.

A Figura 2.34 mostra o nível de deformação para cada extensômetro instalado devido a carga no topo da estaca.

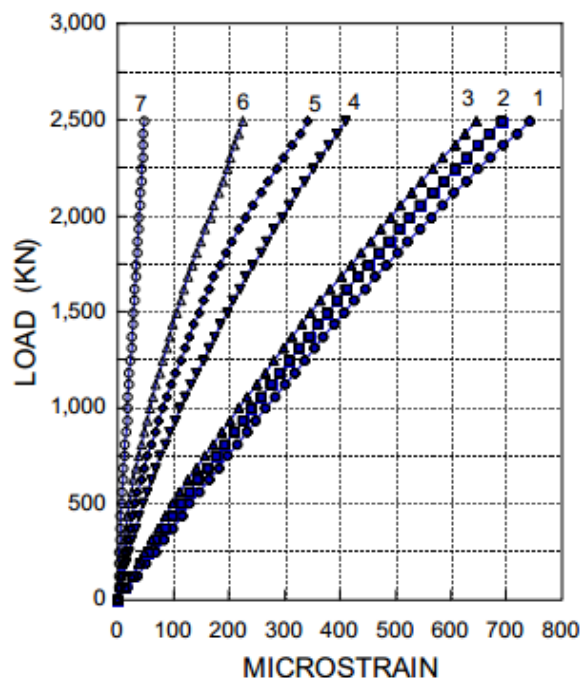


Figura 2. 34 - Leituras dos extensômetros instalados ao longo do fuste da estaca (Fellenius 2000a)

Na Figura 2.35 são mostrados os valores do módulo tangente para os cinco extensômetros posicionados na parte superior da estaca. Os valores convergem para uma reta "Best Fit Line".

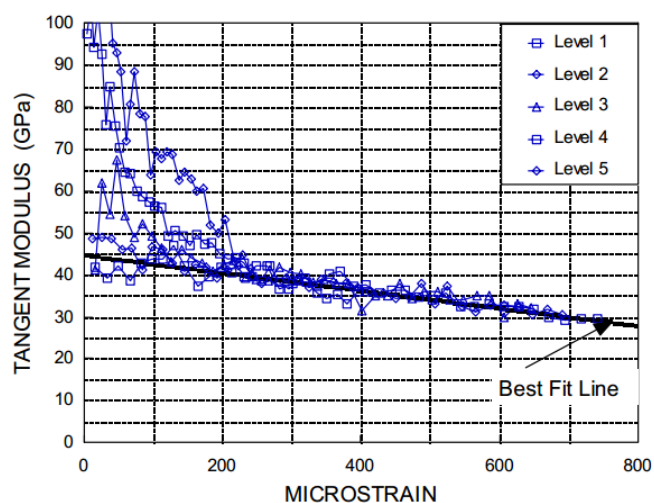


Figura 2. 35 - Diagrama do módulo tangente (Fellenius 2000a)

Pela inclinação da reta indica um valor da constante B para Equação 2.33 é de 44.8 GPa e o valor do coeficiente da inclinação da reta de -0,021 GPa por $\mu\epsilon$.

Stuedlein e Gurtowski (2012) também apresentam valores de módulo tangente em função da profundidade de instalação de extensômetros. Como pode ser visto na Figura 2.36, a tensão na estaca aumenta (maiores deformações nos sensores) e o módulo tangente diminui. O limite são os extensômetros localizados perto do topo da estaca que são menos influenciados pela resistência mobilizada do solo.

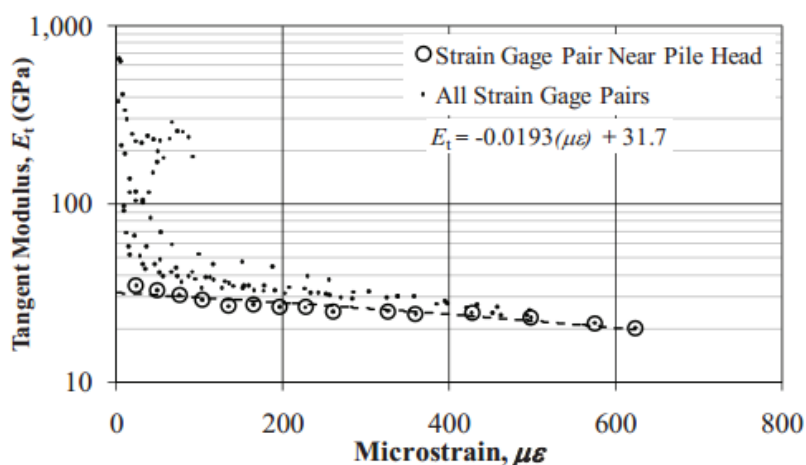


Figura 2. 36 - Distribuição do módulo tangente (Stuedlein e Gurtowski,2012)

O módulo de elasticidade do concreto é uma função da quantidade de cimento, tipo de agregado, taxa de armadura, além de outros aspectos. Fellenius (2013), apresentou um trabalho em que fez uma abordagem sobre a importância da escolha adequada para determinação do módulo de elasticidade na estaca. Nesse trabalho foi

executada uma prova de carga estática de uma estaca de 406mm de diâmetro a uma profundidade de 18,5m. Foram instalados 4 níveis de instrumentação; 16.2 m (GL1), 12.2 m (GL2), 8.1 m (GL3), e 1.6 m (GL4). A prova de carga teve que ser interrompida prematuramente, pois o sistema de ancoragem não resistiu. Na Figura 2.37 estão apresentados os valores de deformações ao longo do tempo da aplicação dos incrementos de carga.

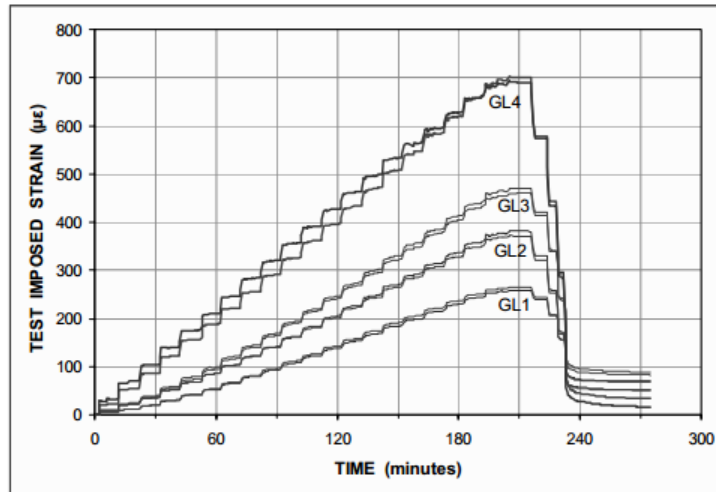


Figura 2. 37 - Leituras nos extensômetros durante a prova de carga (Fellenius 2013)

A Figura 2.38 mostra os resultados do módulo secante registrado no nível GL4, que é o nível menos influenciado pela transferência de carga ao solo.

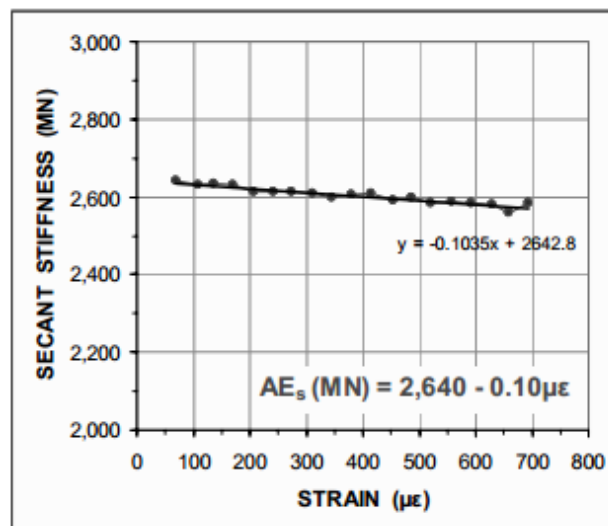


Figura 2. 38 - Rigidez secante determinado pelas leituras no extensômetro GL4 (Fellenius 2013)

A Figura 2.39, apresenta a rigidez para carga máxima aplicada na prova de carga de todos os extensômetros. Os valores no sensor GL3 estavam próximos de se aproximar do valor máximo de esgotamento, porém, ainda não tinha atingido devido a interrupção prematura da aplicação da carga na estaca. Isso significa que durante a

carga máxima aplicada, a resistência lateral na estaca imediatamente abaixo da posição do sensor GL3 não foi totalmente mobilizada.

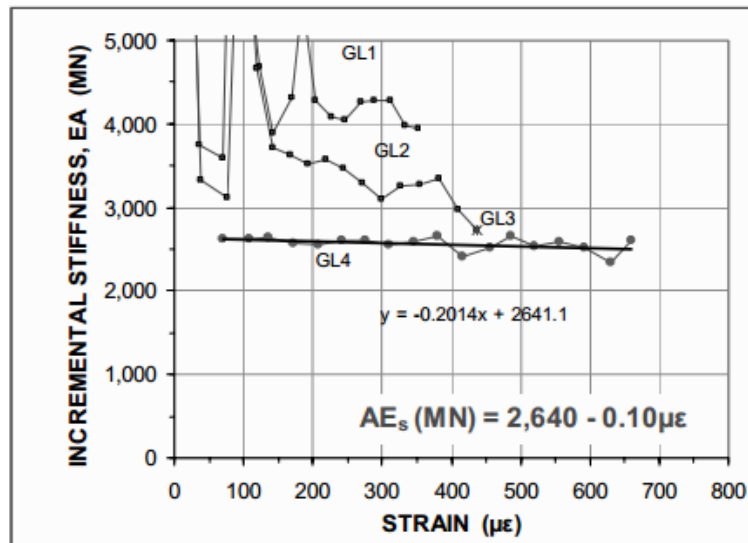


Figura 2. 39 - Rigidez tangente determinado em todos os extensômetros (Fellenius 2013)

Fellenius (2012a) apresenta valores de módulo secante na Figura 2.40 em uma prova de carga de uma estaca tubular metálica. O extensômetro está instalado a 1,2m abaixo da superfície do solo.

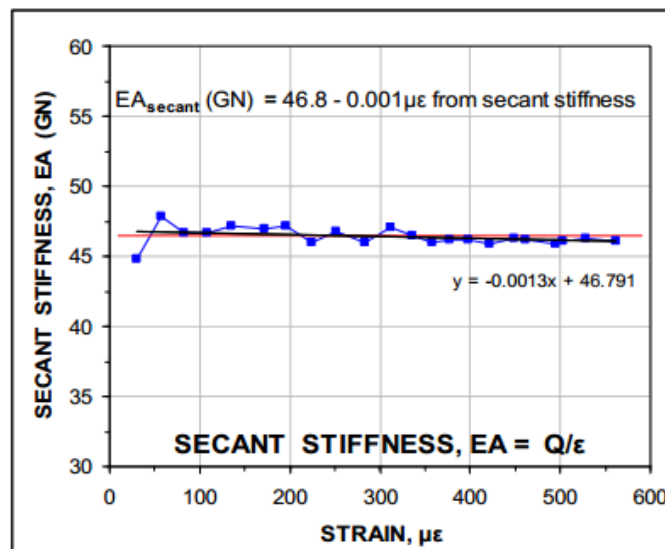


Figura 2. 40 - Rigidez secante (Fellenius 2012a)

A prova de carga estática foi rápida, realizada com 23 incrementos iguais de 1100kN aplicado a cada 10min até a ruptura do solo. Pode-se visualizar que o módulo da estaca é constante.

Em outra prova de carga Fellenius (2012a) usa uma estaca tubular, porém, agora preenchida de concreto e apresenta o valor do módulo secante para essa estaca

(Figura 2.41). O valor do módulo diminui com o aumento da carga aplicada sobre a estaca. A incerteza inicial irá ser maior caso a estaca não tenha sido carregada completamente.

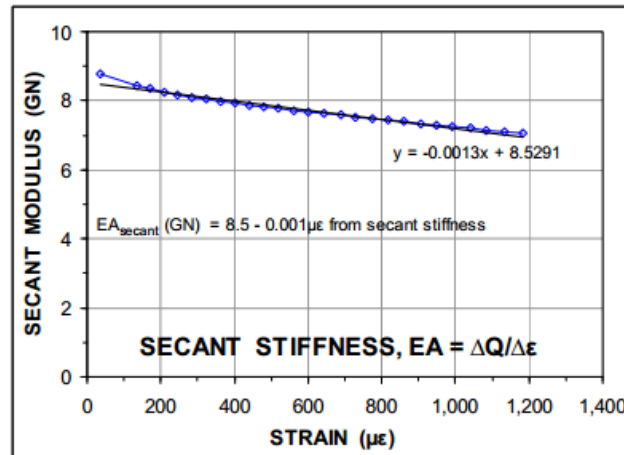


Figura 2. 41 - Módulo secante em uma estaca de 600 mm (Fellenius, 2012a)

Essa incerteza é mostrada com detalhe na Figura 2.42, onde foi realizada uma prova de carga estática em estacas tubulares de diâmetro 400mm preenchido de concreto. O extensômetro estava posicionado a 1,5m abaixo da superfície do solo. Nos primeiros estágios de carga a mobilização não é completa e há variação dos valores de E.A, já para maiores incrementos há uma completa mobilização e estabilidade dos valores de E.A.

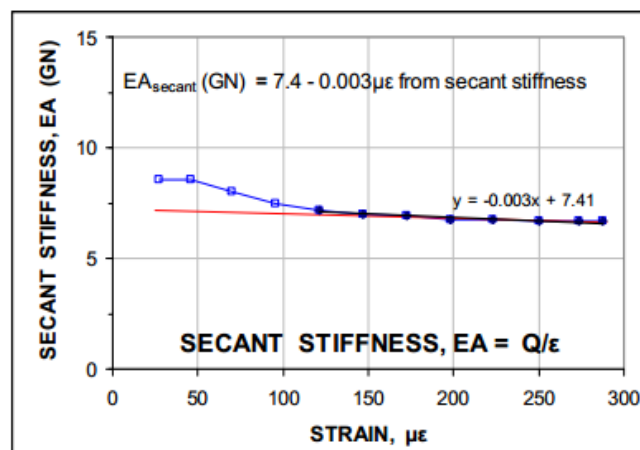


Figura 2. 42 – Valor de E.A secante em uma estaca de aço de diâmetro 400 mm preenchida em concreto (Fellenius, 20012a)

No planejamento da instrumentação em profundidade, é indispensável instrumentar um nível logo abaixo do topo da estaca, de preferência que esse nível não esteja sujeito pela interferência de atrito do solo durante a prova de carga. Outro nível que deverá ser instrumentado é perto da base da estaca (0,5m) para poder determinar a carga que é transferida para a ponta da estaca. Nos outros níveis

instrumentados é importante conhecer o perfil do solo para poder identificar as camadas de solo de maior interesse.

Durante a prova de carga é indispensável realizar o monitoramento das leituras nos níveis instrumentados. Esse monitoramento tem por objetivo observar o comportamento das deformações e verificar possíveis danos ou defeitos no extensômetros, bem como detectar eventuais anomalias na estaca ensaiada. Além do monitoramento durante a execução da prova de carga, deverão ser realizadas leituras iniciais (leitura zero) para verifica a integridade dos níveis instrumentados.

Danos nos extensômetros são frequentes devido ao posicionamento da armadura (muitas vezes flexível) na estaca e durante a concretagem. Em função isso, é indispensável a colocação de pares de extensômetros nos níveis instrumentados.

Especial atenção dever ser dada aos cabos que transferem as leituras dos extensômetros. Um número elevado de extensômetros poderá gerar um acúmulo de cabos no topo da estaca. Os cabos deverão ser devidamente acomodados no interior da estaca para manter a integridade durante a concretagem e não gerar nichos de concretagem. Outro inconveniente que pode ser gerado pelo acúmulo de cabos é a dificuldade em realizar o corte de concreto contaminado (quando do uso de fluido estabilizante) e posteriormente o posicionamento do bloco de coroamento no topo da estaca.

3. ESTRUTURA DE REAÇÃO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

No presente capítulo serão abordados os principais procedimentos adotados internacionalmente no que se refere a provas de carga e as recomendações adotadas pela ABNT NBR-12131:2006. Por fim, será apresentado o procedimento adotado para as provas de carga da presente pesquisa.

3.1. INTRODUÇÃO

A dificuldade em entender o mecanismo de distribuição de carga e avaliar com exatidão a carga de ponta e o mecanismo de transferência por atrito lateral justifica a necessidade de realização de provas de carga.

Entre os ensaios de campo utilizados na engenharia de fundações destacam-se as provas de carga estáticas como um dos métodos mais importantes. Segundo Milititsky (1991), as provas de carga constituem técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo a única e efetivamente confiável. Milititsky (1991) apresenta uma revisão sobre provas de cargas estáticas, métodos de ensaios, interpretação de resultados, coeficientes de segurança e velocidade de carregamento.

3.2. PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Provas de carga estáticas são geralmente preferidas, pois elas têm sido tradicionalmente usadas por conseguir replicar as condições de carregamento impostos por estruturas durante o carregamento. Neste item são apresentadas considerações gerais relativas à montagem e procedimentos que auxiliam na interpretação posterior dos resultados.

No que se refere a procedimentos, na montagem da prova de carga alguns cuidados devem ser tomados para evitar problemas que possam comprometer a interpretação de resultados, tais como; i) distância mínima dos tirantes ou estacas de reação em relação ao elemento a ensaiar e ii) excesso de carga aplicada no sistema de reação em relação à carga máxima prevista no ensaio. Os insucessos são frequentes nesses ensaios devido aos deslocamentos excessivos ou diferencial do sistema de reação. Os cuidados no dimensionamento e execução, a escolha criteriosa dos equipamentos e sua montagem, e finalmente, o controle do comportamento e deformação do sistema de reação e de transferência de cargas durante o ensaio, garantem a eliminação da maior parte dos insucessos.

Nas referências de Janes et al. (1991) e Middendorp et al. (1992) pode-se obter maiores detalhes sobre as técnicas de provas de cargas e métodos de interpretação.

Além disto, recomendações relacionadas a procedimentos são encontradas em normas e códigos nacionais e internacionais como a ABNT, Eurocode e a ASTM.

Dois tipos de procedimento são comumente empregados em provas de carga: ensaio de carga constante (ML-Maintained load) e ensaio de velocidade de recalque constante (CRP-Constant-rate-of-penetration). No ensaio de carga constante, o carregamento é realizado em incrementos iguais até determinado nível de carga, maior do que a carga de trabalho. Cada estágio é mantido até se atingir a estabilização dos deslocamentos, de acordo com critério de estabilização adotado. No ensaio de velocidade de recalque constante, a carga é ajustada para manter constante a velocidade de recalque do topo da estaca. A prova de carga é levada até certo nível de deslocamento adotado segundo critérios estabelecidos por normatização.

Especial atenção deve ser dada ao sistema de reação quando usar estacas ou tirantes para ancoragem. De acordo com Poulos e Davis (1980), se o afastamento entre estacas for inferior a três vezes o seu diâmetro, pode haver interação significativa no deslocamento da estaca ensaiada e correções deverão ser realizadas na interpretação dos resultados.

Um procedimento padrão de provas de carga deve contemplar oito estágios de carregamento, espera da estabilização das deformações em cada um dos estágios previamente a aplicação de novo incremento de carga. Fellenius (2012) especifica que o procedimento que fornece resultados mais confiáveis à estimativa da capacidade e transferência de carga para fins de projeto é o ensaio realizado por meio de um grande número de pequenos incrementos aplicados em intervalos de tempos curtos e constantes (20 a 25 incrementos para o dobro da carga de projeto, sendo cada incremento aplicado exatamente depois de um período determinado, geralmente a cada 10 minutos). Se após a carga máxima a estaca não atingiu a capacidade e se o sistema de reação permitir, pode-se adicionar mais alguns incrementos aumentando as informações relativas ao comportamento carga *versus* deslocamento. Após a carga máxima ser aplicada, a estaca deverá ser descarregada em cerca de seis a oito estágios reduzindo a carga em valores de mesma magnitude em intervalos de tempo de não mais que 2 minutos. Depois da descarga total e uma pausa de 10 minutos para verificar se os registros estão em ordem, a estaca deverá ser recarregada em cerca de seis incrementos. Este e outros procedimentos são encontrados na literatura. Porém, para comparação entre resultados de provas de carga realizadas em diferentes países é importante adotar procedimentos normalizados, permitindo a comparação e transposição de diferentes experiências em um único banco de dados. As normas Brasileira, Européia e Americana, por exemplo, apresentam algumas diferenças, mas todas adotam critérios de estabilização de carga para aplicação de novo incremento de carga.

Em provas de carga, a definição da carga de ruptura é imprecisa pois o carregamento não define uma carga de ruptura, mesmo em grandes deformações,

especialmente em solos que apresentam encurtamento (strain-hardning). Uma definição possível de carga de ruptura é a carga em que a deformação aumenta continuamente a carga constante, mas esse mecanismo é raramente observado. Alternativamente, é usual considerar a carga de ruptura para uma deformação pré-definida. O código britânico recomenda que a ruptura seja associada a uma deformação correspondente a 10% do diâmetro da estaca (BSI, 1986), a Norma Brasileira associa a carga de ruptura a uma deformação no topo da estaca de 3,33% do seu diâmetro mais a parcela de encurtamento elástica provocado pela carga.

Outros autores apresentam proposições distintas. O'Neill e Reese (1999) sugerem como capacidade de carga final um deslocamento de 5% do diâmetro da estaca, quando a ruptura física da estaca não ficar evidente. Ng et al. (2001) sugerem adotar a carga associada a um recalque do topo da estaca de 4,5% do diâmetro, mais um encurtamento elástico de 75% provocado pela carga.

Uma quantidade considerável de informação pode ser obtida em uma prova de carga, e em particular quando instrumentada. Nestes casos é possível identificar as contribuições de resistência de ponta e atrito lateral para cada estágio de carregamento. Provas de carga instrumentadas são o objetivo da presente pesquisa, cujos procedimentos são descritos na sequência deste trabalho.

Os procedimentos recomendados pela NBR 12.131:2006, Eurocódigo e ASTM para provas de carga em estaca são revisados com o objetivo de definir os procedimentos a serem adotados nas provas de carga no Campo Experimental de Araquari.

3.3. ABNT – NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações

Segundo a Norma Brasileira NBR 6.122:2010, no que se refere ao desempenho de elementos de fundações profundas, é obrigatória a execução de provas de carga estática em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna (B) da Figura 3.1, sempre previamente ao início da obra. Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna (B) deve ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1 % da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. É necessária a execução de prova de carga, qualquer que seja o número de estacas da obra, se forem empregadas para tensões médias (em termos de valores admissíveis) superiores aos indicados na coluna (A) Figura 3.1.

Ainda segundo a NBR 6.122:2010, o desempenho de um elemento de fundação é considerado satisfatório quando forem simultaneamente verificadas as seguintes condições:

- a) fator de segurança no mínimo igual a 2,0 com relação à carga de ruptura obtida na prova de carga ou por sua extrapolação.

b) recalque na carga de trabalho for admissível pela estrutura.

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

Figura 3. 1 - Quantidade de provas de carga – NBR 6.122:2010

3.3.1. Determinação da Carga de Ruptura

A carga de ruptura pode ser determinada por provas de carga executadas de acordo com a ABNT NBR 12.131:2006. Segundo a Norma, a capacidade de carga de estaca na prova de carga deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida caracterizada por deslocamentos contínuos sem novos acréscimos de carga.

O comportamento de uma estaca, quando submetido à prova de carga, pode não apresentar ruptura nítida. Isto ocorre em duas circunstâncias:

- quando a capacidade de carga da estaca é superior à carga que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação de reação);
- quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida como descrito.

Nessas duas circunstâncias pode-se extrapolar a curva carga *versus* deslocamento para avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por critérios baseados na Engenharia Geotécnica como por exemplo; Método de Van der Veen, Mazurkiewicz, Massad, Chin, Rigidez, Brinch Hansen, entre outros que pode ser encontrado em bibliografias. Neste caso a carga de ruptura pode ser convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga *versus* deslocamento – mostrada na Figura 3.2 – ao recalque obtido pela expressão:

$$\Delta_r = \pi \frac{P.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (3.1)$$

onde:

Δ_r – é o recalque da ruptura convencional

P – é a carga da ruptura convencional

L – é o comprimento da estaca

A – é a área da secção transversal da estaca

E – é o módulo de elasticidade da estaca (estrutural)

D - é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta

Segundo a NBR 6.122:2010, na interpretação da prova de carga, devem ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade de carregamento, a estabilização dos recalques etc. conforme previsto na ABNT NBR 12.131:2006. Deve-se, contudo, observar que durante a prova de carga o atrito lateral é sempre positivo, ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca.

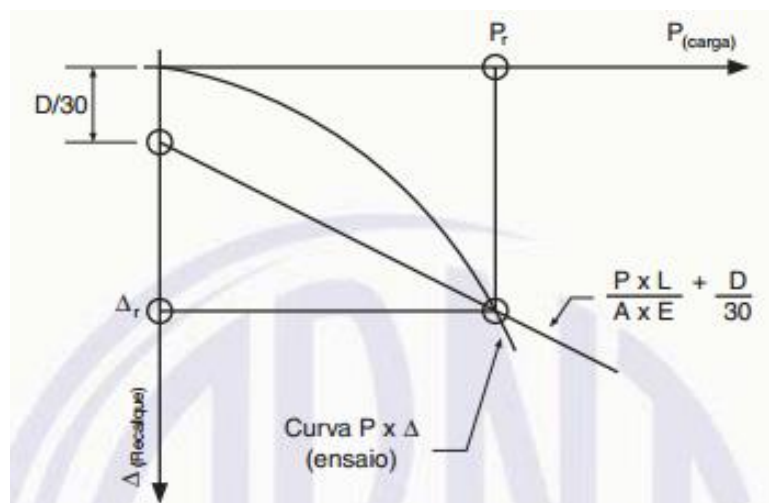


Figura 3. 2 - Carga de ruptura convencional (NBR 6122:2010)

3.3.2. Estrutura de Reação

De acordo com a norma Brasileira NBR-12.131:2006, o sistema de reação utilizado para ensaios de carga à compressão pode ser:

a) plataforma carregada, desde que:

- a plataforma seja sustentada por cavaletes projetados de forma a garantir condições adequadas de segurança;
- a plataforma seja carregada com material cuja massa total permita superar a carga máxima prevista para o ensaio em, pelo menos, 20%;

- a segurança do sistema seja verificada durante toda a realização do ensaio de carga à compressão;
- b) estruturas fixadas ao terreno por meio de elementos tracionados, projetados e executados em número suficiente para que o conjunto permaneça estável sob as cargas máximas do ensaio; segundo a respectiva norma, os elementos tracionados podem ser:
- conjunto de estacas em número adequado e projetadas com uma capacidade de carga à tração de, pelo menos, 50% superior à máxima carga prevista para o ensaio;
 - conjunto de tirantes ancorados no terreno, projetados para 1,5 vezes a carga máxima da carga prevista para cada tirante.

De acordo com a mesma norma, entre o sistema de reação e a estaca ensaiada, quando esta tiver seção transversal circular, deve haver um afastamento de um mínimo de três vezes o maior diâmetro (caso de estacas com seção variável) e nunca menos de 1,5 m. Estas distâncias devem ser medidas entre o eixo da estaca ao ponto mais próximo do eixo do bulbo dos tirantes ou das estacas tracionadas. No caso das estacas de seção transversal não circular, a distância livre mínima deve ser 2,5 vezes a menor dimensão da maior seção transversal, medida de qualquer ponto do menor polígono que circunscreve essa seção até o ponto mais próximo do eixo do bulbo dos tirantes ou das estacas de reação.

3.3.3. Incremento de Carga e Estabilização

A norma Brasileira NBR-12.131:2006 recomenda que para estes tipos de ensaios, a menos que ocorra a ruptura do solo, a estaca deve ser submetida a um carregamento de 100% da carga prevista de ruptura. A aplicação deve ser em incrementos máximos de 20% e mantendo o carregamento até uma completa estabilização dos deslocamentos. Considerando essa estabilização quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder no máximo 5% do deslocamento ocorrido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual). Cada incremento de carga deve ser mantido por um período mínimo de 60 minutos, não estipulando um tempo limite máximo.

Depois de se atingir a carga máxima prevista para o ensaio e não ocorrendo ruptura, “a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um tempo mínimo de 12 horas entre estabilização dos recalques e o início do descarregamento do último ciclo; e os descarregamentos, em cada ciclo, devem ser feitos também de uma só vez, em um único estágio por ciclo” (NBR-12.131, 2006).

O ensaio com carregamento lento é realizado atendendo às seguintes prescrições:

- a) o carregamento é feito em patamares iguais e sucessivos, observando-se que:
 - a carga aplicada em cada patamar não deve ser superior a 20% da carga de serviço prevista para a estaca ensaiada;
 - em cada patamar, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e, no mínimo por 30 minutos;
- b) em cada patamar os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4 horas, etc., contados a partir do início do carregamento, até se atingir a estabilização;
- c) a estabilização dos deslocamentos estará atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento havido no mesmo patamar (entre o deslocamento da estabilização do patamar anterior e o atual);
- d) não sendo atingida a ruptura da estaca (definida pela NBR 6122), a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um intervalo mínimo de 12 horas entre a estabilização dos assentamentos e o início do descarregamento;
- e) o descarregamento deve ser feito em, no mínimo, quatro patamares; cada patamar deverá ser mantido até a estabilização dos deslocamentos com registo segundo os critérios estabelecidos nas alíneas b) e c); o tempo mínimo de cada patamar deverá ser de 15 minutos;
- f) após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem continuar até a sua estabilização.

O ensaio com 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 10min, independentemente da estabilização dos deslocamentos;
 - em casos especiais, como fundações de torres de linhas de transmissão, o tempo de manutenção da carga pode ser reduzido para 5 minutos;
- 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 10min, 30min, 60min, 90min e 120min, neste estágio. A seguir, procede-se ao

descarregamento, que deve ser feito em cinco ou mais estágios, cada um mantido por 10 min, com a leitura dos respectivos deslocamentos;

- d) após 10min de descarregamento total, devem ser feitas mais duas leituras adicionais aos 30min e aos 60min.

De acordo com a mesma norma, NBR-12.131:2006, o ensaio cíclico lento deverá ser realizado seguindo as seguintes prescrições:

- a) o carregamento deverá ser feito em ciclos de carga-descarga, com carregamentos iguais e sucessivos, observando-se que:
- o incremento de carga aplicada, entre ciclos sucessivos de carga-descarga, não deve ser superior a 20% da carga de serviço prevista para a estaca ensaiada; e,
 - em cada ciclo de carga-descarga, a carga máxima aplicada de uma vez só (um patamar), deve ser mantida até à estabilização dos deslocamentos e, no mínimo, por 30 minutos.

Este aspecto já tinha sido mencionado no ensaio com carregamento lento discutido anteriormente, não havendo mudanças relativamente aos conceitos base de carga a aplicar no ensaio e ao tempo máximo de aplicação dessa mesma carga.

- b) em cada ciclo os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga máxima correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2, 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4 horas, etc., contados a partir do início do patamar, até se atingir a estabilização (note-se que no que concerne aos tempos de leitura, o ensaio com carregamento cíclico lento também não difere do ensaio lento);
- c) a estabilização dos deslocamentos estará atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento havido no mesmo patamar (entre o deslocamento da estabilização do patamar anterior e o atual); este ponto também não difere das prescrições do ensaio com carregamento lento;
- d) não sendo atingida a ruptura da estaca (definida pela NBR 6122), a carga máxima do ensaio deve ser mantida durante um intervalo mínimo de 12 horas entre a estabilização dos deslocamentos e o início do descarregamento do último ciclo;
- e) os descarregamentos, em cada ciclo, devem ser feitos também de uma só vez, em um único patamar por ciclo; a carga nula no topo, em cada ciclo, deverá ser mantida até estabilização dos deslocamentos com registo com registo segundo os critérios estabelecidos nas alíneas b) e c).

3.3.4. Sistema de Aplicação de Carga

De acordo com a norma Brasileira NBR-12.131:2006, o dispositivo de aplicação da carga deverá ser constituído por um ou mais macacos hidráulicos alimentados por

bombas elétricas ou manuais, atuando contra um sistema de reação estável. A respectiva norma refere que o conjunto deve ser projetado, montado e utilizado de tal forma que a carga atue na direção desejada, isto é, a carga não deve produzir choques ou vibrações, pois poderia desta forma comprometer o sucesso do ensaio. Esta norma estabelece essa capacidade que deverá ser superior a 20% do máximo carregamento previsto para o ensaio.

3.4. EUROCÓDIGO 7

O Eurocódigo 7, no que se refere ao projeto geotécnico, recomenda verificar que não seja excedido nenhum estado limite relevante, sendo os estados limites a considerar no dimensionamento de estacas os definidos abaixo:

- perda de estabilidade global;
- ruptura por insuficiente capacidade resistente do terreno à compressão;
- ruptura por arranque devido à insuficiência da resistência do terreno à tração;
- ruptura por esforços horizontais;
- ruptura estrutural do elemento de fundação;
- ruptura do conjunto solo e elemento estrutural;
- recalques excessivos;
- efeitos de expansão;
- vibrações excessivas.

O Eurocódigo 7 cita os seguintes procedimentos para o dimensionamento do elemento de fundações profundas:

- utilização de resultados de ensaios de carga estática;
- utilização de métodos de cálculo analíticos ou empíricos cuja validade foi demonstrada por meio de ensaios de carga estática em situações comparáveis;
- utilização de métodos de cálculo analíticos ou empíricos cuja validade foi demonstrada por meio de ensaios de carga estática em situações comparáveis;

Referente ao método de carregamento para ensaio estático o Eurocódigo 7 recomenda que:

- 1) O Procedimento do ensaio, particularmente no que diz respeito ao número de patamares, sua duração e ciclos de carga, deve ser tal que permita obter conclusões acerca do comportamento em termos de deformações, fluência e descarga da fundação por estacas. No caso de estacas ensaiadas em campo

experimental, o carregamento deve ser tal que permita estabelecer conclusões sobre a carga última de ruptura.

- 2) Os ensaios de carga estáticos das estacas podem ser efetuados de acordo com o procedimento "Axial Pile Loading Test, suggested Method" recomendado pela subcomissão de Ensaios de Campo e Laboratório da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, publicado no ASTM Geotechnical Testing Journal, em Junho de 1985, páginas 79 a 90.

Em 1979, a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Fundação Engenharia (ISSMFE) estabeleceu uma Subcomissão de Campo e Testes de Laboratório. Um dos seus termos de referência foi o teste para determinar a capacidade de carga de estaca por meio de carregamento axial.

3.4.1. Estrutura de Reação

De acordo com o subcomité Europeu a estrutura de reação pode ser:

- a) peso morto;
- b) ancoragens ou estacas à tração;
- c) estrutura realizada sobre a estaca a ensaiar.

A norma especifica que o sistema de reação deve estar afastado da estaca ensaiada no mínimo de três vezes o maior diâmetro (caso de estacas com secção variável) e nunca menos de 2,5m.

3.4.2. Sistema de Aplicação de Carga

O subcomité recomenda que a carga seja aplicada preferencialmente por um macaco hidráulico na cabeça da estaca. O sistema de aplicação de carga deverá estar calibrado, com um período não superior a seis meses da execução da prova de carga. As cargas aplicadas pelo sistema deverão ser lidas por célula de carga.

3.4.3. Incremento de carga e estabilização

O procedimento de aplicação dos incrementos de carga pode ser visualizado nas Figuras 3.3 e 3.4 para estacas que não estão apoiadas sobre rocha.

Na Figura 3.3 o incremento de carga é aplicado em 8 estágios de uma hora cada e o descarregamento em 4 estágios de 10 minutos. Cada patamar deve ser mantido durante um período de 1h ou até uma completa estabilização dos deslocamentos, considerando essa estabilização verificada para taxas de deslocamento inferiores a 0,20mm em uma hora.

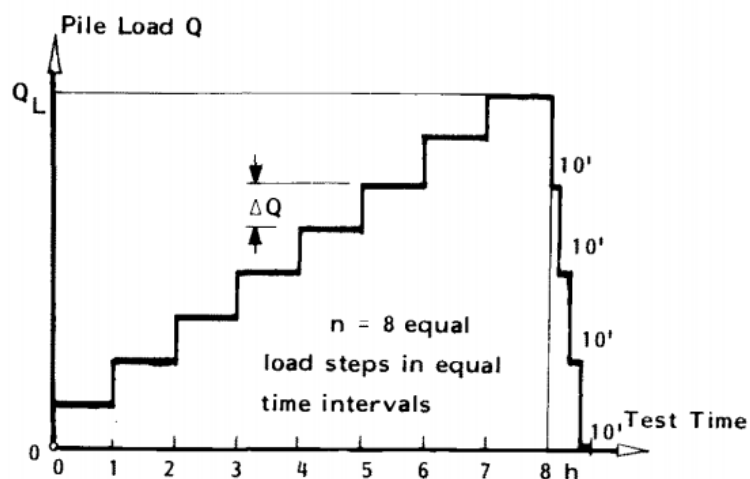


Figura 3. 3 – Carregamento único (ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing 1985)

Já na Figura 3.4 entre os 8 estágios há um descarregamento e um novo carregamento. Os estágios de carregamento são de 1h cada e descarregamento de 10min em 4 estágios.

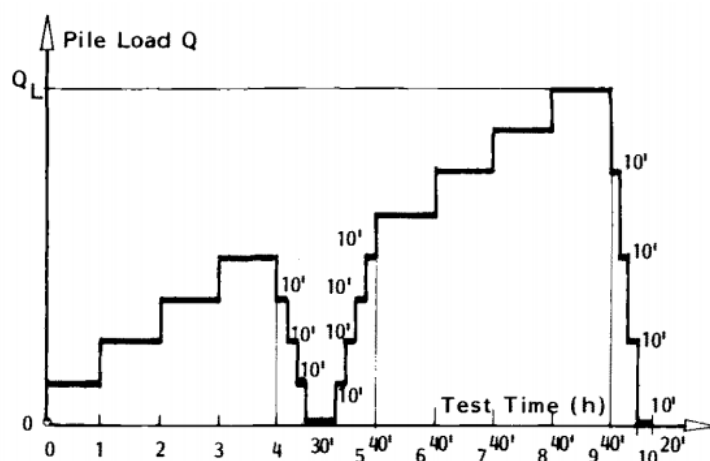


Figura 3. 4 – Carregamento com ciclo de carga e descarga (ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing 1985)

Esse sistema de carregamento serve para mostrar o comportamento da região elástico e plástico sob carga da estaca e também detectar possíveis defeitos internos da estaca.

De acordo com o Eurocode, a capacidade de carga final é definida como a carga para um deslocamento na cabeça da estaca de 10% do diâmetro do seu diâmetro, quando a carga de ruptura não ocorrer.

3.5. ASTM – D1143/D1143M-07^{E1}

O método de ensaio descrito refere-se aos procedimentos para execução de prova de carga em uma fundação profunda vertical ou inclinada quando carregada sob

carga a compressão axial estática. Estabelece os requisitos mínimos para realização da prova de carga. Planos, especificações e/ou dispositivos elaborados por Engenheiro qualificado pode fornecer requisitos e procedimentos adicionais conforme necessário para satisfazer os objetivos de prova de carga em particular.

3.5.1. Estrutura de Reação

A norma Americana ASTM: D 1143 (2007) recomenda que se construa um número suficiente de estacas de reação dimensionadas para assegurar uma reação com capacidade adequada para as cargas que vão atuar durante o ensaio. A norma especifica que as estacas com função de reação devem estar afastadas da estaca ensaiada de no mínimo cinco vezes o maior diâmetro (caso de estacas com seção variável) e nunca menos de 2,5 m. A referida norma especifica que a estrutura de reação deve ter resistência suficiente para não sofrer deformações excessivas durante a aplicação das cargas preconizadas para o ensaio e deve ser fixada nas estacas de reação.

3.5.2. Sistema de aplicação de carga

A norma Americana ASTM: D 1143 (2007) estabelece que o ensaio possa ser realizado aplicando a carga através de:

- sistema hidráulico atuando na estrutura de reação;
- sistema hidráulico atuando diretamente na estaca, contra uma caixa construída no topo da estaca com peso suficiente para servir de reação;
- pesos aplicados numa plataforma apoiada nas estacas de reação e numa plataforma construída no topo da estaca a ser ensaiada.

3.5.3. Incremento de carga e estabilização

A norma Americana ASTM: D 1143 (2007) preconiza que a menos que ocorra a ruptura do solo, a estaca deve ser submetida a um carregamento de 200% da carga prevista de projeto aplicada em incrementos de 25% e mantendo o carregamento até uma completa estabilização dos deslocamentos. Considerando essa estabilização verificada para taxas de deslocamentos inferiores a 0,25mm em uma hora, com um período máximo de 2 horas na aplicação da carga, não estipulando um tempo limite mínimo.

Depois de se atingir a carga máxima prevista para o ensaio e não ocorrendo ruptura, após esperar 12 horas ou 24 horas (caso da estabilização não se verificar), a descarga deve ser efetuada em decrementos de 25% da carga máxima atingida e esperando 1 hora entre os intervalos de descarregamentos.

Se ocorrer a ruptura durante o carregamento, a carga de ruptura deverá ser mantida, ou o máximo de carga possível, até que o movimento axial total atinja 15% do diâmetro ou largura da estaca.

Como opcional esta norma também define os critérios a seguir quando se pretende fazer carregamentos cíclicos. Para a primeira aplicação de incrementos de carga, devem ser seguidos os mesmos critérios definidos para carregamentos simples. Quando a carga aplicada tomar valores de 50%, 100% e 150% da carga prevista de projeto, deve manter-se em cada caso essa carga num período de 1 hora, retirando-se posteriormente a carga em decrementos iguais aos incrementos de carga, permitindo 20 minutos entre estágios de descarregamentos. Depois de ser retirada cada carga aplicada, deve recarregar-se até se alcançar o próximo nível de carga em incrementos iguais a 50% da carga de projeto, permitindo 20 minutos entre incrementos.

3.6. Procedimento adotado

Na análise das recomendações apresentadas pelos diferentes códigos verifica-se que a principal diferença refere-se ao tempo de estabilização dos incrementos de carga, fator que altera a curva carga-recalque e portanto a interpretação de condições últimas e de serviço. Na Tabela 3.1 encontra-se o resumo das recomendações relativas à aplicação de carga e critérios de estabilização de deslocamentos nas Normas: NBR 12.131:2006; Eurocode 7 e ASTM D 1143:2007.

Tabela 3. 1 – Resumo dos critérios de estabilização de deslocamentos

Norma	Crítérios de Estabilização por incremento de carga
ABNT NBR 12.131:2006	A Estabilização dos deslocamentos estará atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a, no máximo, 5% do deslocamento havido no mesmo patamar (entre o deslocamento da estabilização do patamar anterior e o atual).
Eurocode 7: 1997	Cada patamar deve ser mantido durante um período de 1h ou até uma completa estabilização dos deslocamentos, considerando essa estabilização verificada para taxas de deslocamento inferiores a 0,20mm em uma hora.
ASTM D 1143:2007	Deslocamento de 0,25mm/hora ou até 2 horas para cada incremento de carga, o que acontecer por primeiro.

Para a realização da prova de carga, buscou-se a melhor aproximação de carregamento de uma estaca em condições reais, mantendo-se cada incremento de carga por um tempo fixo de até 2 horas. As estacas ensaiadas no carregamento vertical estático e cíclico seguiram o plano descrito abaixo e apresentado na Figura 3.6.

Antes do início da prova de carga foi realizado um carregamento de 5% da carga estimada de ruptura para ajuste do sistema e após descarregamento total. Para os incrementos iniciais e finais os incrementos foram de 5% da carga prevista de ruptura e nos incrementos intermediários de 10% da carga de ruptura prevista.

O critério de estabilização adotado foi:

- os dois primeiros incrementos (5% da carga de ruptura) foram mantidos por 30 minutos.
- os incrementos seguintes (10% da carga de ruptura) foram realizados a cada 60 minutos e tendo o critério de estabilização 0,25mm/60 minutos, caso o deslocamento fosse maior o incremento se manteve por 120 minutos.
- os dois últimos incrementos (5% da carga de ruptura) foram realizados por 60 minutos, se nos últimos 20 minutos a taxa de deslocamento é inferior a 0,1mm/20 minutos, caso contrario manteria o incremento por 120 minutos.

A prova de carga deveria ser interrompida quando os deslocamentos não estabilizavam (excesso de deslocamentos) ou para cargas na ordem de 8500 kN, sendo esta a carga limite do sistema de reação. A descarga a ser realizada com decrementos de 20% da carga máxima atingida, com tempo de estabilização de 30 minutos em cada incremento.

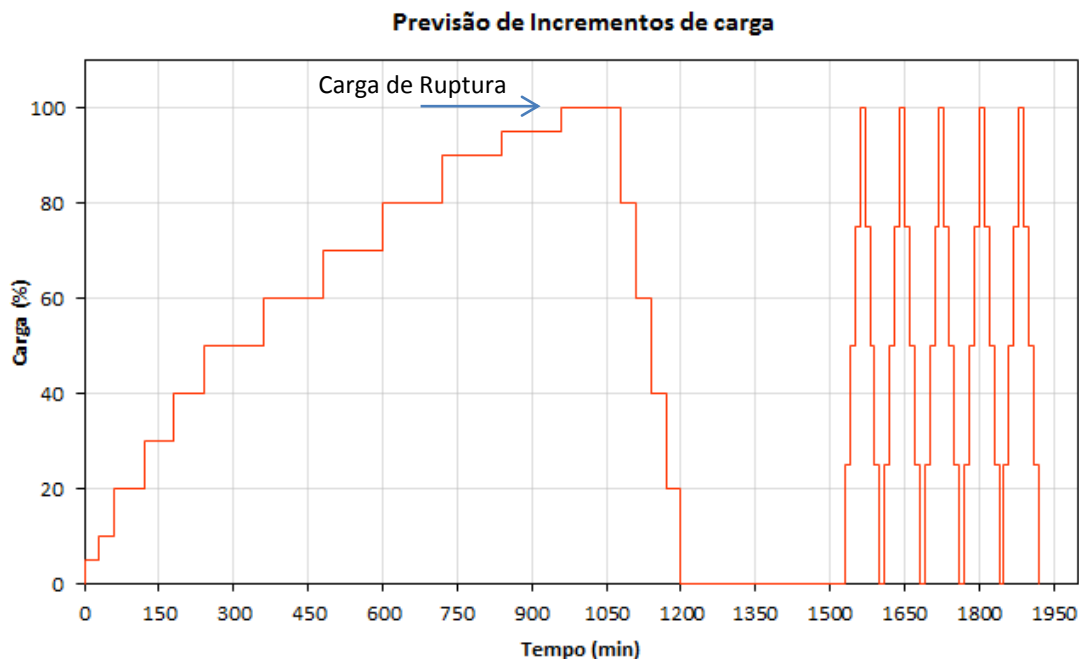


Figura 3. 5 - Plano de carregamento para prova de carga

A prova de carga cíclica foi planejada para se realizada em pelo menos 5 ciclos de carga e descarga atingindo a carga máxima do ensaio lento. Cada ciclo deveria ser realizado com incrementos de 25% de carga máxima. Cada incremento deveria ser mantido por 10 minutos. O procedimento do descarregamento seguiu os mesmos critérios de carregamento cíclico. O monitoramento do deslocamento no topo das estacas foi realizado com relógio comparador analógicos na estaca executada em

bentonita e com sistema analógico e digital (LVDT) na estaca executada com polímero. Em cada incremento de carga foram realizadas leituras.

- no carregamento: 0, 2, 5, 10, 20, 30, 40 e 60 minutos.
- no descarregamento: 0, 5, 10 e 30 minutos.
- na carga cíclica: 0, 5 e 10 minutos.

Na instrumentação ao longo do comprimento das estacas foram registrados em intervalos de 1 minuto, medidas de tensão dos extensômetros e temperatura do concreto.

Nas estacas de reação para cada incremento de carga as leituras foram realizados em:

- no carregamento: 0, 15, 30 e 60 minutos.
- no descarregamento: 0 e 30 minutos.
- na carga cíclica: 0, 10 minutos.

Na prova de carga da estaca com o uso de polímero não foi executado o carregamento cíclico devido ao excesso de tempo usado para o carregamento lento.

Detalhes da execução das provas de carga e montagem dos sistemas de reação serão apresentados no Capítulo 5 desta dissertação.

4. CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI

Apresenta-se neste capítulo as informações gerais sobre o Campo Experimental de Araquari - SC, destacando os aspectos geológicos e geotécnicos, bem como, a campanha de provas de carga executadas no Campo Experimental.

Serão abordados ensaios complementares realizados após o trabalho de mestrado apresentado por José Luís Rodríguez Brochero (2014). O trabalho de Brochero foi desenvolvido no Campo Experimental de Araquari em que o autor apresenta resultados de investigação geotécnica de 4 áreas para implantação do campo experimental. A análise desse capítulo aborda análise de ensaios tipo SPT, CPTu, SDMT e coleta de solo durante a escavação das estacas na área escolhida para implantação do Campo Experimental.

4.1. LOCALIZAÇÃO

O campo experimental localiza-se no município de Araquari-SC, sendo Joinville, a cidade mais próxima. O local situa-se na margem direita no sentido norte da rodovia BR-101, ingressando pela rodovia municipal Ipiranga, depois virando à direita e pegando a Rua João Luiz filho, avançando aproximadamente 900m e finalmente virando à esquerda para pegar uma estrada que leva até uma fazenda a 500m deste cruzamento. O local é identificado como área quatro no mapa que é mostrado na Figura 4.1 (Brochero, 2014)



Figura 4. 1 - Localização do Campo Experimental - (Google Earth - Brochero 2014)

A investigação geotécnica foi extensiva a uma área de 1.200m por 500m, a partir da qual foi escolhida a área 4 para a execução das estacas. Este local pertence a uma grande área destinada à atividade da mineração de propriedade da maior produtora de areia industrial da Região Sul do Brasil; Mineração Veiga Ltda. A Figura 4.2 apresenta o local de execução das estacas, cujas provas de carga são analisadas nesta pesquisa.

A areia produzida por essa empresa apresenta teores de SiO₂ em torno de 99,6%, 0,1% de argila e módulo de finura 55 AFS. A areia também é utilizada na construção civil e na produção de argamassa (Carneiro e Carneiro, 2004).



Figura 4. 2 – Vista geral do campo experimental

4.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS

Segundo Scheibe (1986), afloram no território catarinense seis litotipos: migmatitos e granulitos do Arqueano; granitóides, rochas metassedimentares e metamórficas associadas de idade proterozóica; rochas sedimentares gonduânicas paleozóicas; rochas basálticas, intermediárias e ácidas mesozóicas; rochas alcalinas do final do Mesozóico e início do Terciário e sedimentos do litoral, de idade cenozóica. Na Figura 4.3 Scheibe (1986) apresenta um mapa Geológico do Estado de Santa Catarina.



Figura 4. 3 - Geologia do Estado de Santa Catarina (Scheibe 1986)

Horn Filho & Diehl (1994, 2001), subdividiram a geologia catarinense em cinco grandes províncias geológicas posicionadas por seus caracteres estruturais, petrográficos, sedimentares e evolutivos: Escudo Catarinense; Bacia do Paraná; Planalto da Serra Geral; Complexo Alcalino e Província Costeira, conforme ilustrado na Figura 4.4.

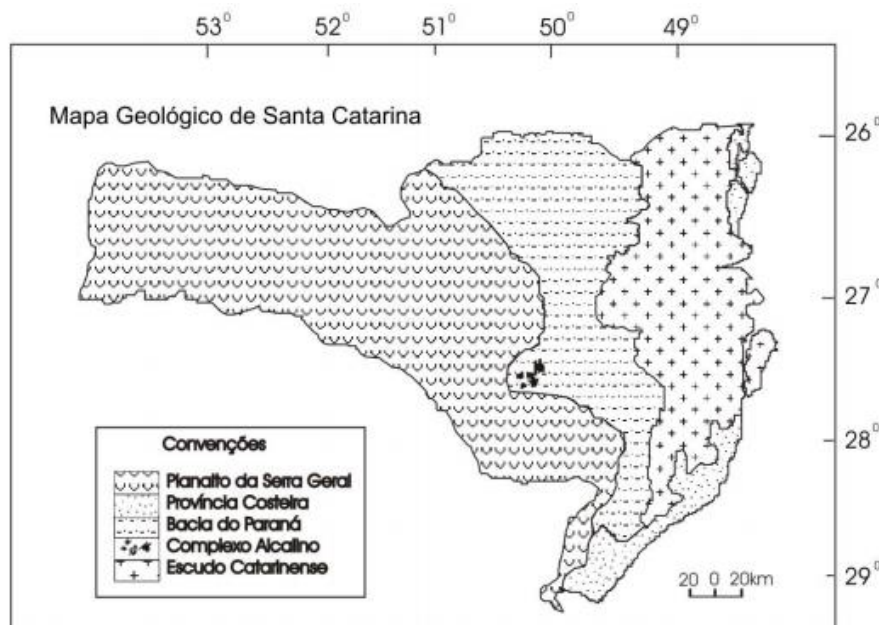


Figura 4. 4 - Geologia do Estado de Santa Catarina (Horn Filho & Diehl, 1994, 2001)

A compartimentação mais recente da Província Costeira catarinense foi proposta por Diehl & Horn Filho (1996), definindo oito setores geológico-geomorfológicos: (I) Setentrional, (II) Nordeste, (III) Centro-Norte, (IV) Central, (V) Centro-Sul, (VI) Sudeste, (VII) Centro-Sul e (VIII) Meridional (Figura 4.4). Em ordem decrescente de comprimento, os setores são distinguidos em: Central (118km), Setentrional (86km), Centro-Norte (81km), Nordeste (70km), Meridional (69km), Centro-Sul (63km), Sudeste (26km) e Sul (25km). Neste trabalho, os oito compartimentos estão agrupados em três setores: Norte, Central e Sul. O setor Norte engloba os compartimentos Setentrional e Nordeste, num total de 156km (29% do litoral); o Central reúne os compartimentos Centro-Norte, Central e Centro-Sul, perfazendo 262km (48%) e o Sul, agrupa os compartimentos Sudeste, Sul e Meridional, num total de 120km (23%) conforme apresentado na Figura 4.5.

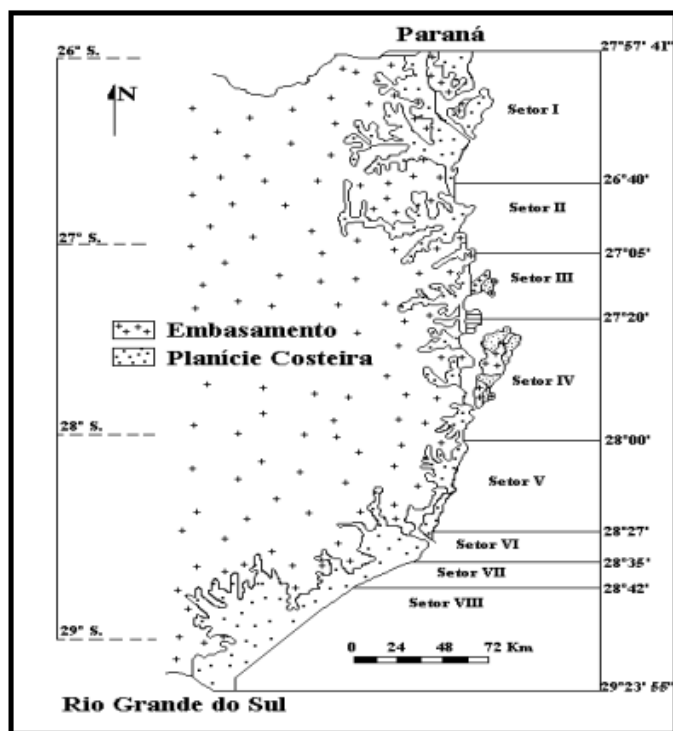


Figura 4. 5 - Compartimentação da província costeira de Santa Catarina (Diehl & Horn Filho, 1996)

Segundo Horn (2003) o sistema costeiro, na maioria das regiões do tipo laguna-barreira, associado às variações relativas do nível do mar ocorridas durante o Quaternário, compreende depósitos pleistocênicos e holocênicos; (120 ka-18 ka e 5.1 ka-presente) dos ambientes marinho raso, eólico, lagunar e paludial, cujas principais formas de relevo são terraços, dunas, cordões regressivos e planícies. Depósitos do Quaternário incluem sedimentos de origem artificial construídos pela ação tecnogênica antropogênica, como aterros e rejeitos minerais. Os sambaquis, de idade holocênica, típicos da planície costeira catarinense, constituem acumulações de origem natural, com mistura de materiais de origem sedimentar, artefatos líticos e restos orgânicos. O sistema praiado localizado entre os sedimentos da planície costeira e da plataforma continental exibe praias diversificadas no que diz respeito às características geomorfológicas, sedimentológicas e morfodinâmicas. A costa do estado de Santa Catarina é classificada como uma costa do tipo Atlântico, de granulometria predominantemente arenosa, com presença marcante de afloramentos rochosos.

Cada região mapeada da Província Costeira de Santa Catarina apresenta sua estratigrafia específica, entretanto, em traços gerais, a mesma pode ser observada na Tabela 4.1. A coluna estratigráfica consiste de unidades litoestratigráficas do embasamento e depósitos e suas fácies dos sistemas deposicionais continental, costeiro e marinho, típicos dos ambientes da planície costeira e plataforma continental. As idades dos depósitos são variáveis, com acumulações que ocorrem desde o Terciário até o Quaternário. As rochas do embasamento são geralmente pré-cenozóicas (Horn 2003).

Tabela 4. 1 - Estratigrafia geral da província costeira catarinense (Horn 2003)

BACIAS DE SANTOS E PELOTAS				
Ambiente	Sistema	Idade	Depósito	Forma
Plataforma	Marinho	Holoceno	Marinho	Terraço
		Quinário	Tecnógeno	Colina
	Costeiro	Holoceno	Marinho Eólico Lagunar Paludial	Terraço Cordão Planície Duna
		Pleistoceno	Marinho Lagunar Eólico	Terraço Cordão Planície Duna
Continental	Terciário e Quaternário Indiferenciado	Coluvial Leque Aluvial	Tálus Leque Canal Planície Barra	
EMBASAMENTO				

No âmbito regional, diversos trabalhos se preocuparam em mapear as planícies costeiras em escala de detalhe. No setor Norte destacam-se os trabalhos de Horn Filho et al.(1993) nas folhas de Garuva e São Francisco do Sul; de Horn Filho et al. (1994) nas folhas de Araquari, Joinville e Barra Velha; de Horn Filho et al.(1996) nas folhas de Itajaí e Gaspar; de Horn Filho et al. (1993, 1993); Horn Filho (1997) e Horn Filho & Tomazelli (2000a, 2000b) na ilha de São Francisco do Sul; de Horn Filho et al. (1999) e Amin Jr. (2000) no sistema praias Brava-Amores; Caruso Jr. & Araújo (2000) na folha de Itajaí e Meireles (2003) no compartimento Nordeste e Centro-Norte do Estado.

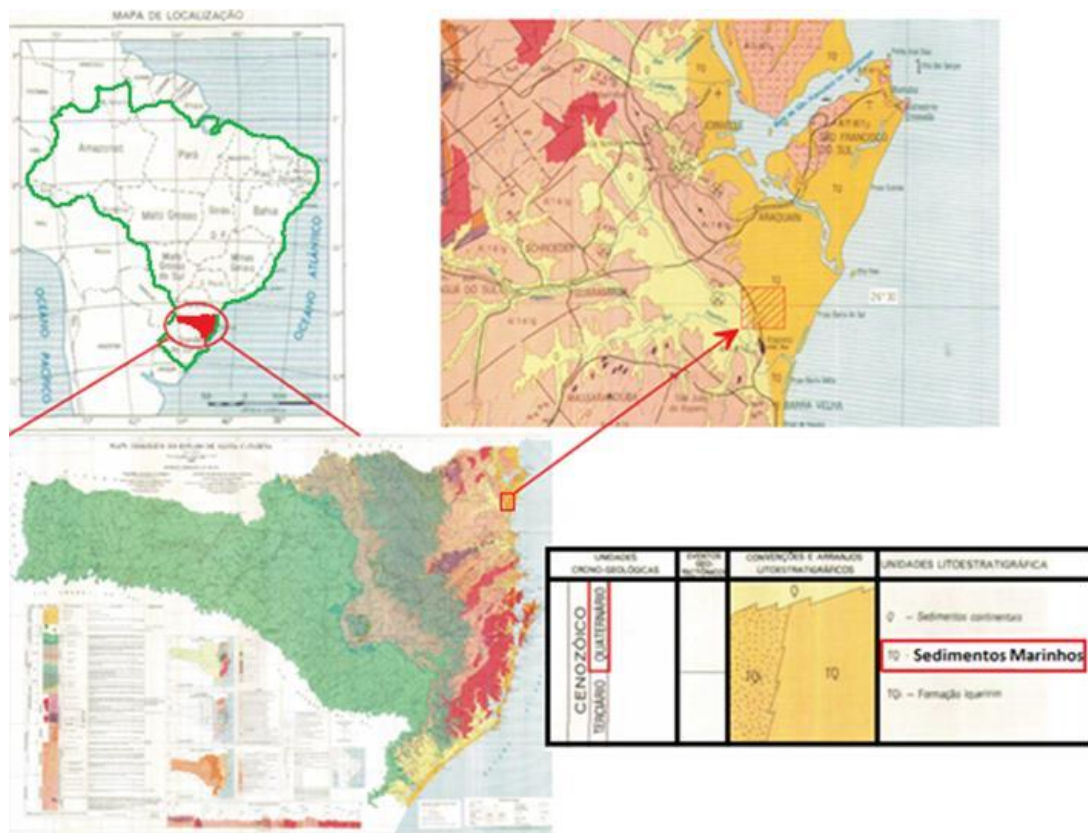


Figura 4. 6 - Mapa geológico do campo experimental Araquari (Brochero 2014)

Na Figura 4.6 mostra-se o mapa da geologia fornecido pelo Serviço Geológico do Brasil (SGB) em que é demonstrado as características típicas do local onde se encontra-se o Campo Experimental de Araquari, nele pode-se ver a localização, sua idade e a unidade litoestratigráfica à qual pertence (Brochero, 2014).

Para Suguio et al. (1986) a evolução das planícies do litoral dos estados do Paraná e Santa Catarina durante o quaternário esta constituída por oito etapas conforme a seguir:

Etapa um: Sedimentação dos depósitos continentais do Plioceno (formação Barreiras), chamados localmente Alexandra, Cachoeira, Canhanduva e Iquererim, provavelmente de idade terciária, foram depositados sob condições semiáridas;

Etapa dois: Máximo da Transgressão Antiga (mais de 120.000 anos). Não existem evidências claras datadas da Transgressão Antiga na área;

Etapa três: Sedimentação dos depósitos continentais pós- Barreiras. Terraços marinhos não são ainda conhecidos nesta área. No entanto, provavelmente, os depósitos quaternários indiferenciados podem ser incluídos dentro desta fase;

Etapa quatro: Máximo da Penúltima Transgressão (cerca de 120.000 anos, 8 m acima do nível atual). Os depósitos continentais anteriores foram parcialmente erodidos e o mar atingiu o sopé das escarpas rochosas pré-cambrianas;

Etapa cinco: A construção dos terraços arenosos extensivos marinhos do Pleistoceno foi formada após o máximo da Penúltima transgressão ao longo das zonas litorais dos estados do Paraná e Santa Catarina. Estes depósitos foram retrabalhados superficialmente por ventos que deram origem a enormes campos de dunas eólicas;

Etapa seis: Máximo da transgressão do Holoceno (cerca de 5.100 anos). Terraços do Pleistoceno profundamente erodido foram invadidos pelo mar, com a formação de muitos estuários, baías e lagoas;

Etapa sete: Construção de deltas intralagunares na foz dos rios mais importantes. Quando as ilhas-barreira isolaram as lagoas do mar, os sedimentos transportados pelos rios formavam os deltas intralagunares;

Etapa oito: O máximo da Última Transgressão foi seguido pela formação de terraços marinhos arenosos do Holoceno. Na metade sul desta planície costeira, depósitos de areia foram superficialmente retrabalhados pelos ventos que deram origem a importantes campos de dunas eólicas.

Segundo Bochero 2014, pode-se inferir que parte do solo que compõe o perfil do Campo Experimental, foi formada na etapa 4 e 5, durante o pleistoceno superior, há aproximadamente 120000 anos. Estes depósitos foram criados quando o nível do mar se encontrava 8 m acima do nível atual. Os terraços tem altitude média de 9.5m

s.n.m. Na atualidade estes terraços arenosos são esbranquiçados na superfície e marrom a negra na em profundidade. As cores escuras podem ser atribuídas à presença de matéria orgânica epigenética que impregna os grãos.

Horn Filho (1997) designou o sistema deposicional “strandplains” para os depósitos litorâneos da planície costeira relacionada à área de estudo, tanto aqueles de idade pleistocênica, bem como os de idade holocênica, descartando inicialmente a possibilidade dos mesmos representar depósitos de um sistema deposicional tipo laguna barreira. O sistema “strandplains” configura uma superfície plana a ondulada, formada pela acreção de esporões arenosos sucessivos, depositados por correntes paralelas à costa ou por cristas praias formados pela ação das ondas (Suguio, 1992).

4.3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

Neste item serão apresentadas as campanhas de sondagem realizadas na área de instalação do campo experimental. Na primeira campanha foram realizados 7 ensaios CPTu distribuídos em uma área aproximadamente de 3.600m² (maiores detalhes Bochero, 2014). Em uma campanha complementar foram realizados mais 7 ensaios CPTu em uma área de 225 m² e mais 3 ensaios SPT, além de um ensaio SDMT. Os 7 ensaios complementares foram executados no eixo de cada uma das estacas teste, que serão detalhados no final deste capítulo na apresentação da execução das estacas. Na Figura 4.7 é apresentada a planta do Campo Experimental com a localização relativa das estacas e dos ensaios realizados in situ (CPTu, SPT e SDMT).

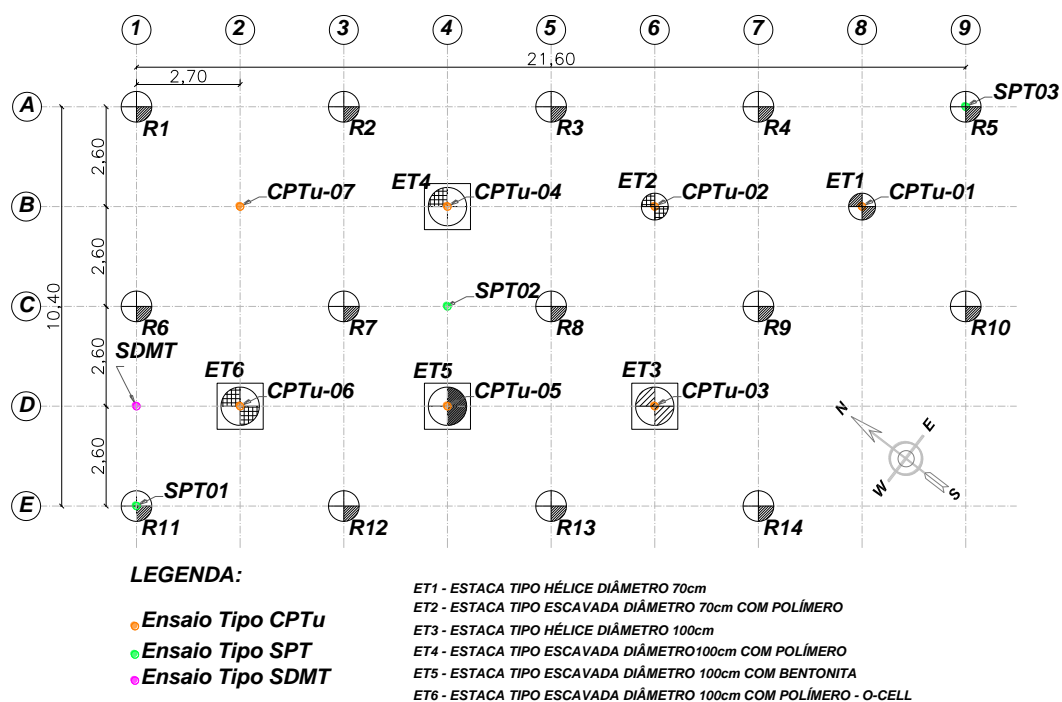


Figura 4.7 - Planta do campo experimental com localização dos pontos dos ensaios SPT e CPTu

4.3.1. Ensaios do Tipo SPT

Os ensaios de tipo SPT foram realizados pela empresa Geoforma Engenharia Ltda. O perfil de sondagem apresenta um solo composto em sua maioria por areia, intercalado por uma camada de argila dos 17 a 20m de profundidade. O nível da água encontra-se entre 2,15 e 2,77 abaixo da superfície do terreno.

O perfil apresenta uma camada de areia cuja densidade varia entre fofa a pouco compacta até os 4,0m. Dos 4,0m até aos 10,0m de profundidade verifica-se a ocorrência de uma camada de areia compacta, passando para uma camada de areia fofa até os 17m. A cama da argila mole fica entre os 17 a 20m. Após a camada de argila tem-se novamente uma camada de areia média a grossa passando de compacta a média a compacta até os 30m. Os valores de resistência à penetração agrupados do ensaio de SPT são apresentados na Figura 4.8.

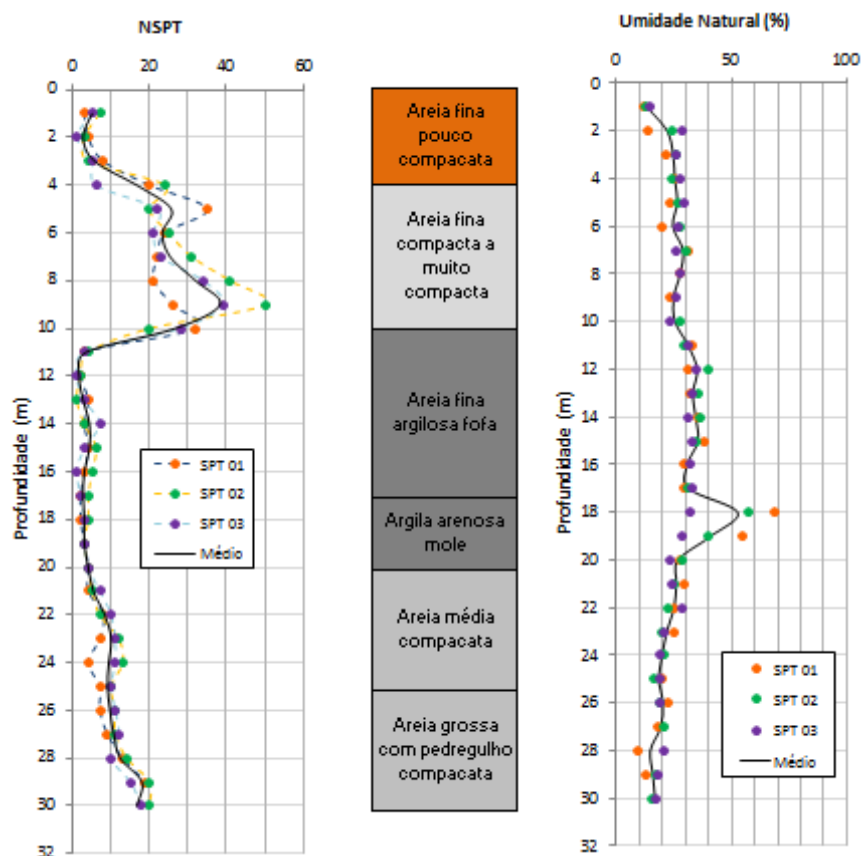


Figura 4. 8 - Variação dos valores de NSPT individual e umidade ao longo da profundidade

Na Figura 4.9, apresenta-se o perfil geológico-geotécnico do campo experimental baseado nos ensaios SPT. O perfil geotécnico é formado por lentes horizontais, característica de depósito sedimentar e pode ser descrito como um depósito arenoso entremeada com camada de solo coesivo de pequena espessura.

O numero de golpes até 4 m de profundidade varia de 1 a 8. De 4m a 10m esse valor fica entre 20 a 50 golpes. Dos 10m até os 23m o número de golpes obtidos é de 2 a 7 e a partir de 23m os valores chegam a 20 golpes.

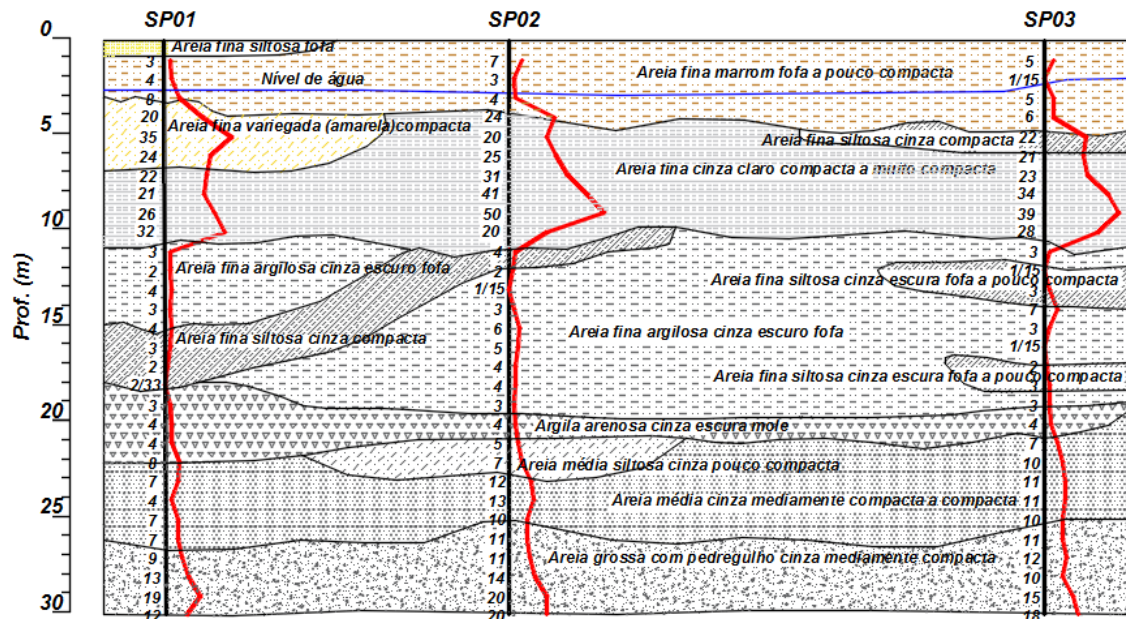


Figura 4. 9 - Perfil geológico-geotécnico baseado no ensaio de SPT

As medidas de penetração do ensaio SPT são usadas na pratica de engenharia para estimativa de parâmetros de resistência de solos arenosos. Resultados experimentais realizados por Morais (2014) indicaram eficiência média de 65% para o topo, e 62,3% para a base (topo do amostrador). Lukiantchuki (2012) em seu trabalho chegou a valores de 73% de eficiência no topo da composição das hastes com variabilidade de 3% a 5%. A correção da energia do sistema, proposta por Odebrecht (2003), é fundamental para a correta interpretação das energias envolvidas no ensaio. Odebrecht et al (2002) em trabalho realizado chegaram em valores de eficiência de 80 a 85%.

Dois métodos foram adotados para estimativa do ângulo de atrito ϕ' . Na Figura 4.10a é apresentada a variação do valor de ϕ' com a profundidade baseada na proposta de Bolton (1986) obtido pela equação 4.1. O valor da D_r foi obtido pela proposta de Skemton 1986, que é apresentada pela equação 4.3.

$$\phi' = 33 + \{3 * [D_r(10 - \ln \sigma'_{vo}) - 1]\} \text{ Bolton (1986)} \quad (4.1)$$

Na figura 4.10b apresenta-se os valores de ângulo de atrito interno pela proposição de De Mello (1971).

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{0.712}{(1.49 - D_r)} \right) \text{ De Mello (1971)} \quad (4.2)$$

Da análise da figura 4.10 verifica-se que o ângulo de atrito interno na primeira camada (0 a 4m) varia tipicamente de 35° a 40°. Para segunda camada mais compacta a faixa de variação fica entre 40° a 45°. Para maiores profundidades o valor permanece constante e é igual a 37°. A proposição de De Mello (1971) é em geral mais conservadora, resultado em valores de ϕ' 30° e 35° na camada superior, aumentando para 40° e 55° nas profundidades entre 4m a 10m e, a partir desta profundidade está na faixa entre 30° e 35°.

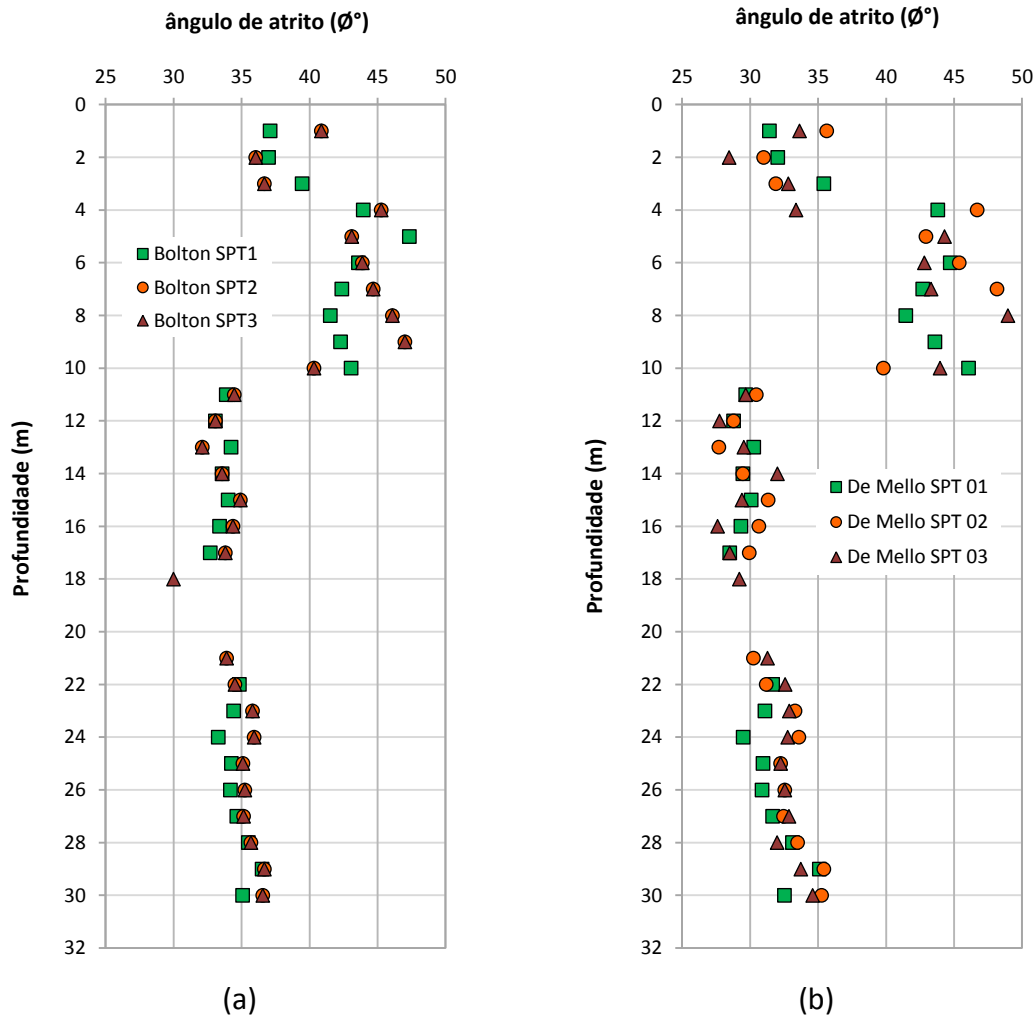


Figura 4. 10 - Estimativa do ângulo de atrito interno a) pela proposta de Bolton (1986) e b) proposta de De Mello (1971)

Na Figura 4.11 são apresentados os valores do ângulo de atrito interno pela proposta de Mitchell, Guzikowki e Vilet (1978), na qual é possível observar a ocorrência de uma camada superior em que os valores permanecem entre 35° e 45°, já na camada de areia compacta (4 a 10m) os valores estão entre 45° e 50°. No restante do perfil a faixa de valores fica entre 25° e 30°.

Para densidade relativa (D_R) foi adotada a correlação proposta por Skempton (1986).

$$D_R = \left(\frac{N_{spt,60}}{0.28 * \sigma'_{vo} + 27} \right)^{0,5} \quad \text{Skempton (1986)} \quad (4.3)$$

Os valores de D_R determinados pela equação 4.3 são apresentados na Figura 4.12. Os valores estão separados em 5 camadas. Primeira camada (0 a 4m) com valores obtidos entre 30 e 45%. Segunda camada (4 a 10m) que é a camada mais compacta os valores variam entre 70 e 90%. Entre os 10 e 18m de profundidade os valores permanecem entre 18 e 30%, para 21 a 27m os valores obtidos permanecem entre 30 e 40%, no restante do perfil os valores obtidos estão entre 40 e 50%.

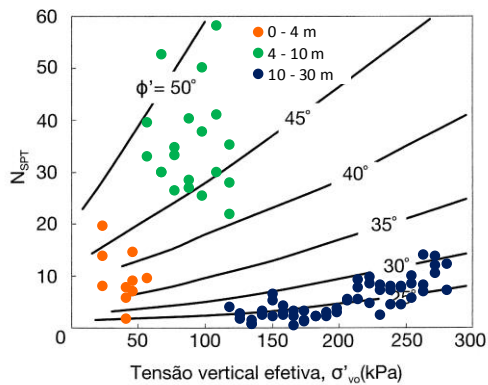


Figura 4. 11 - Estimativa do ângulo de atrito interno com base no SPT e tensão vertical efetiva

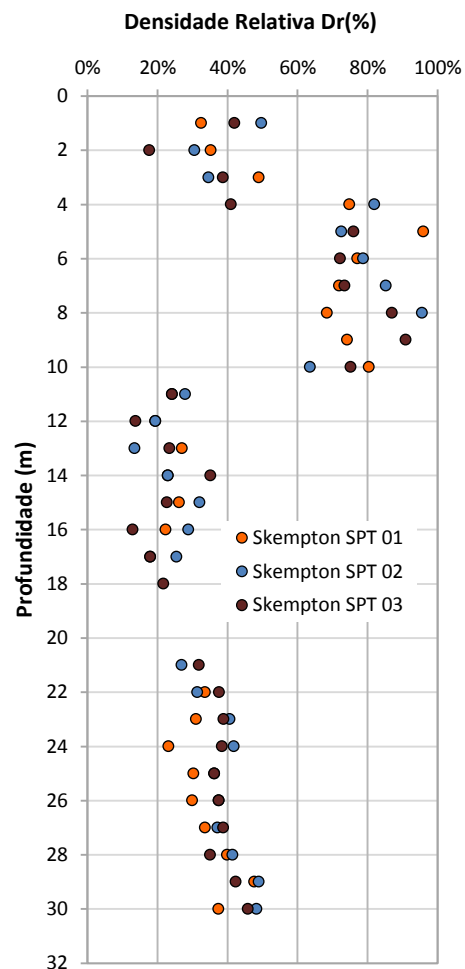


Figura 4. 12 - Determinação da densidade relativa por meio do ensaio de SPT

4.3.2. Ensaios com o Cone de Penetração Estática (CPTu)

Os ensaios de penetração utilizando o piezocone (CPTu), foram realizados pela empresa Fugro In Situ Geotecnica. O equipamento utilizado na campanha está apresentado na Figura 4.13. Foram realizados 7 ensaios, um ensaio no eixo de cada estaca a ser ensaiada.

Os resultados dos ensaios CPTu são mostrados junto ao cálculo dos parâmetros que subsidiarão o entendimento do comportamento do extrato de solo que forma o campo experimental. Os resultados das sondagens são apresentados, através de gráficos que mostram a variação da resistência de ponta, atrito lateral, poropressão e razão de atrito, ao longo da profundidade. Além disso, será calculada uma serie de parâmetros como a densidade relativa (D_R), ângulo de atrito (\emptyset), relação do módulo cisalhante (G_0) com a resistência de ponta do cone e a classificação do solo com a profundidade.



Figura 4. 13 - Equipamento usado para o ensaio CPTu

4.3.2.1. Determinação dos parâmetros com base no ensaio CPTu

Inicialmente apresenta-se a sobreposição dos perfis de CPTu, na qual é possível observar um padrão similar de comportamento indicando que a área é relativamente homogênea. A posição de cada furo encontra-se representada na Figura 4.7.

Em paralelo apresenta-se também, de forma individual, os perfis de CPTu no eixo da estaca executada com o uso de polímero (CPTu-04) e a estaca executada com uso de bentonita (CPTu-05).

Na publicação de Schnaid e Odebrecht (2012), os autores apresentam de forma detalhada e com exemplos a obtenção de parâmetros obtidos a partir dos resultados do ensaio de CPTu. As premissas revisadas por estes autores servem de base para interpretação dos ensaios representados na sequencia deste trabalho.

a) Grandezas iniciais

Em um ensaio de CPTu são obtidas três medidas principais: resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão (u_2). Essas medidas são plotadas ao longo da profundidade do solo. A resistência de ponta deve ser corrigida devido ao efeito de

poropressão para obter a resistência de ponta (q_t) conforme recomendação de Campanella; Gillespie; Robertson, 1982; Jamiolkowaki et al., 1985.

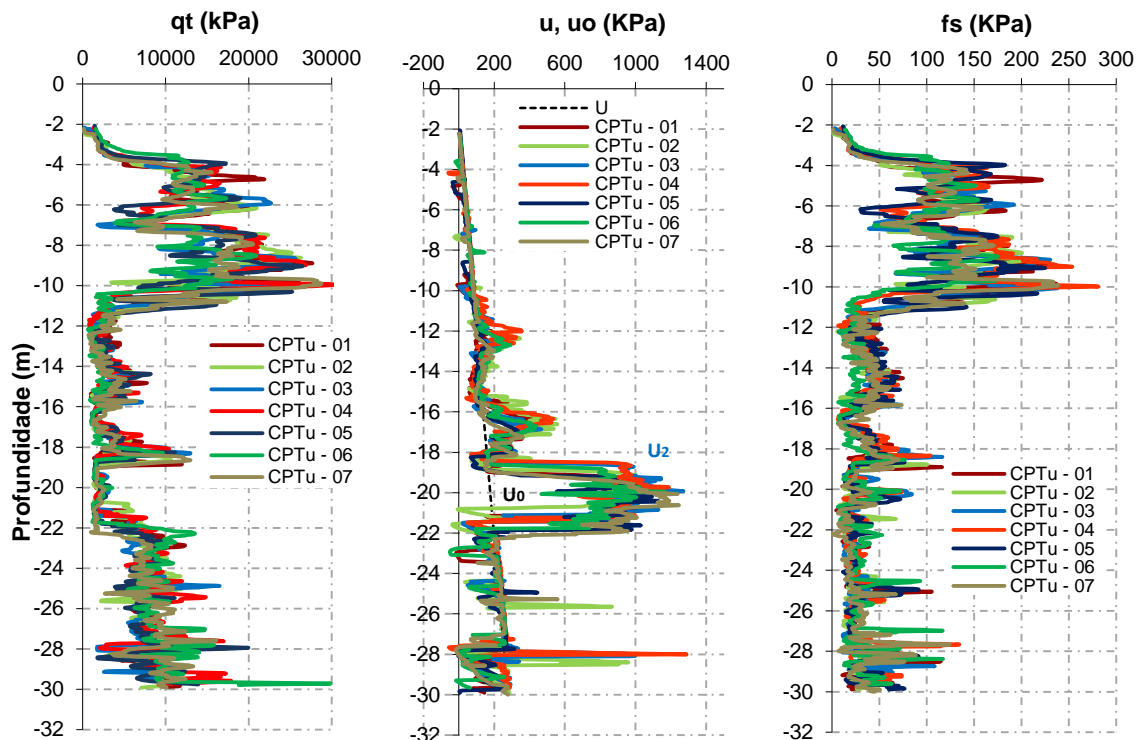


Figura 4. 14 – Parâmetros iniciais q_t , u , u_0 e f_s

Observando os valores de resistência de ponta na Figura 4.14, tem-se uma camada de solo de baixa resistência até os 4,0m, característica de areia fofa. Entre os 4,0m aos 11,0m encontra-se um solo de maior resistência com valores de q_t entre 10 e 25MPa, representativa de areia compacta. Entre os 11,0 e 22,0m a resistência de ponta reduz para valores médios de 3MPa. Após aos 22,0m o ganho de resistência de ponta aumenta e é constante até o fim da do perfil (30,0m) com valores em torno de 8 a 10 MPa.

O perfil da poropressão varia linearmente com a profundidade, tendo um pico na camada entre os 18,0m e 22,0m.

Da mesma forma que a resistência de ponta, o atrito lateral (f_s), indica registros de picos entre as profundidade de 4,0m a 11,0m com valores entre 50 a 250 kPa. Após essa camada os valores situaram-se entre 25 e 50KPa até os 27,0m de profundidade e entre os 27,0 e 30,0m a resistência lateral registrou valores entre 25 a 100KPa.

A razão entre o atrito lateral e a resistência de ponta obtidas no ensaio de CPTu é utilizada para calcular o fator R_f , utilizado para classificação dos solos. Outro parâmetro que deriva do ensaio do CPTu é o parâmetro de poropressão (B_q), obtido por meio das medidas de poropressões geradas durante o processo de cravação do piezocone. Com esse parâmetro pode-se detectar camadas drenantes delgadas.

$$B_q = \frac{(u_z - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (4.4)$$

Sendo u_0 a pressão hidrostática e σ_{v0} é tensão vertical *in situ*.

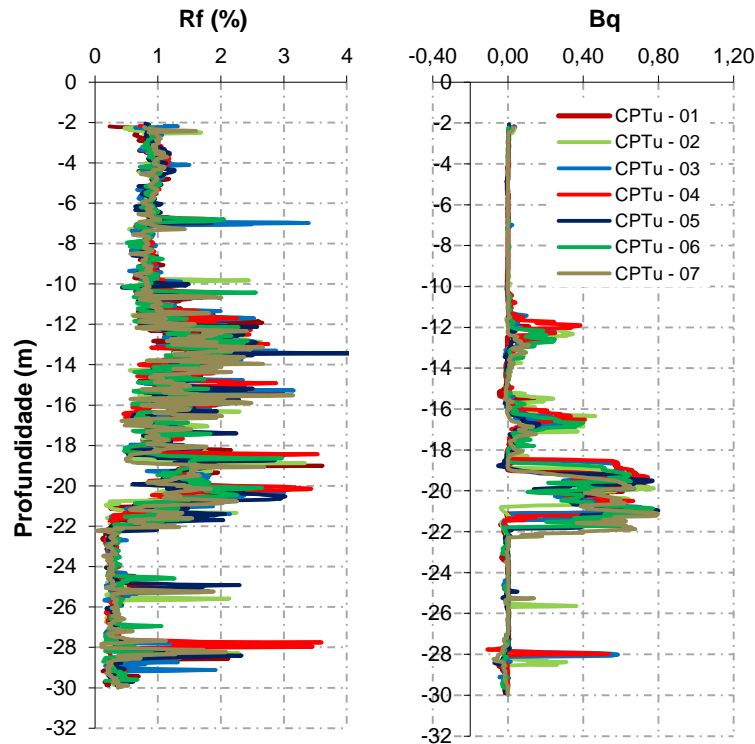


Figura 4. 15 – Parâmetros iniciais R_f e B_q

A razão de atrito (R_f) mostrada na Figura 4.15 apresenta valores em torno de 0,6 a 1,2% até os 11,0m de profundidade. Entre o trecho que corresponde à profundidade 11,0m e 22m os valores oscilam entre 0,6% a 2,5% e com picos passando os 3%. Para a camada entre os 22,0m e 30,0m de profundidade os valores médios são na ordem de 0,3% e com valor máximo chegando em 3,5%.

Os valores do parâmetro B_q (Figura 4.15) são máximos na camada entre profundidades de 19,0m a 22,0m, com valores de 0,8, indicando presença de material argiloso e no qual existe a geração de excesso de poropressão durante a cravação. Valores de B_q na ordem de 0,4 também são registrados na profundidade de 11,5 a 13,0m e na profundidade de 15 a 17m.

b) Peso específico natural

No campo experimental não foram retiradas até o momento amostras indeformadas para determinação do peso específico natural das camadas. Para determinação desse parâmetro foi usado as relações propostas por Robertson e Cabal (2010).

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = [0.27[\log R_f] + 0.36 [\log(q_t/P_a)] + 1.236]G_s/2.650 \quad (4.5)$$

em que:

- R_f – razão de atrito
- γ_w – Peso específico da água
- P_a – Pressão atmosférica
- G_s – Peso específico real dos grãos

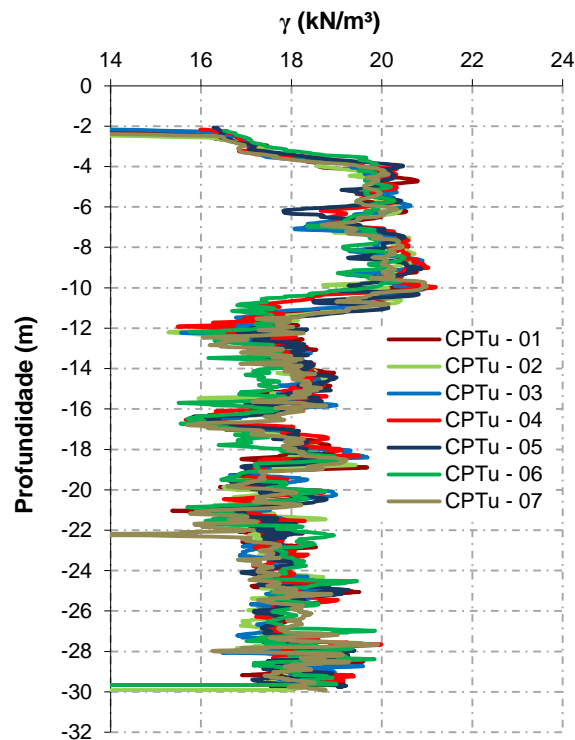


Figura 4. 16 – Valore de peso específico natural ao longo da profundidade

Na Figura 4.16 são apresentados valores de peso específico ao longo da profundidade obtidos pela equação 4.5. No trecho inicial, de 0 a 4m de profundidade, estimam-se valores médios de peso específico de 16kN/m³. Entre 4,0 e 11,0m de profundidade, tem-se uma camada com valores de peso específico médio de 20kN/m³. Entre 11,0 e 27,0m obteve-se um valor médio de 18,0kN/m³. Valores médios de 19kN/m³ são representativos da camada entre 27,0 a 30,0m de profundidade.

c) Classificação do solo

O sistema de classificação de Robertson (1990) é baseado na metodologia inicial de Robertson et al.(1986) e Campanella & Robertson (1988). Foi o primeiro sistema de classificação baseado em resultados de piezocone e com a resistência de ponta, q_c , sendo corrigida pelo efeito da poropressão de água atuando na ponta cônica devido a áreas desiguais na geometria do cone.

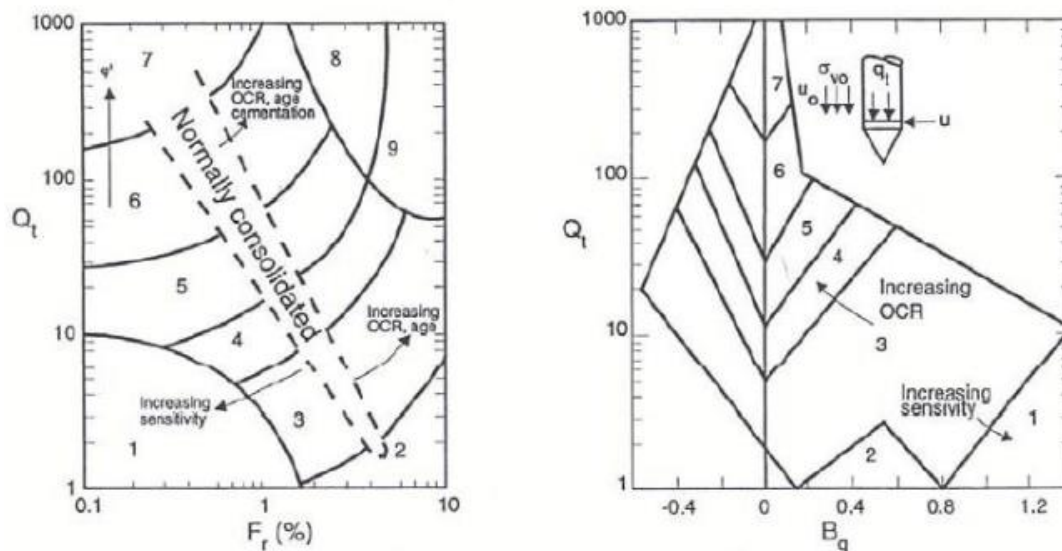
Robertson (1990), apresenta um ábaco em que três grandezas obtidas do ensaio de CPTu são necessárias.

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad (4.6)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (4.7)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (4.8)$$

Entra-se em um ábaco com os valores de Q_t e B_q e em outro os valores de Q_t e F_r , dessa forma identificando nove zonas destinadas a classificar materiais de diferentes tipos de comportamento, Figura 4.17.



Zona	Comportamento do solo	Zona	Comportamento do solo	Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível	4	Argila siltosa – silte argiloso	7	Areias com pedregulhos - areias
2	Solo orgânico e turfas	5	Siltes arenosos – areias siltosas	8	Areias - areias limpas
3	Argilas – argilas siltosas	6	Areias limpas – areias siltosas	9	Areias finas rígidas

Figura 4. 17 – Ábaco proposto por Robertson em 1990 para identificar os tipos de comportamento de solo (Robertson, 2012)

A resistência de ponta corrigida, q_t , é baseada na Equação 4.9 e somente em solos saturados, onde se mede a poro pressão de água, tem relevância.

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (4.9)$$

Onde $a = \frac{A}{A_t}$ é a relação de áreas (não afetada pela poropressão) e área total do cone. O coeficiente é facilmente determinado por meio de calibração. Para classificação do solo o perfil foi separado em seis camadas.

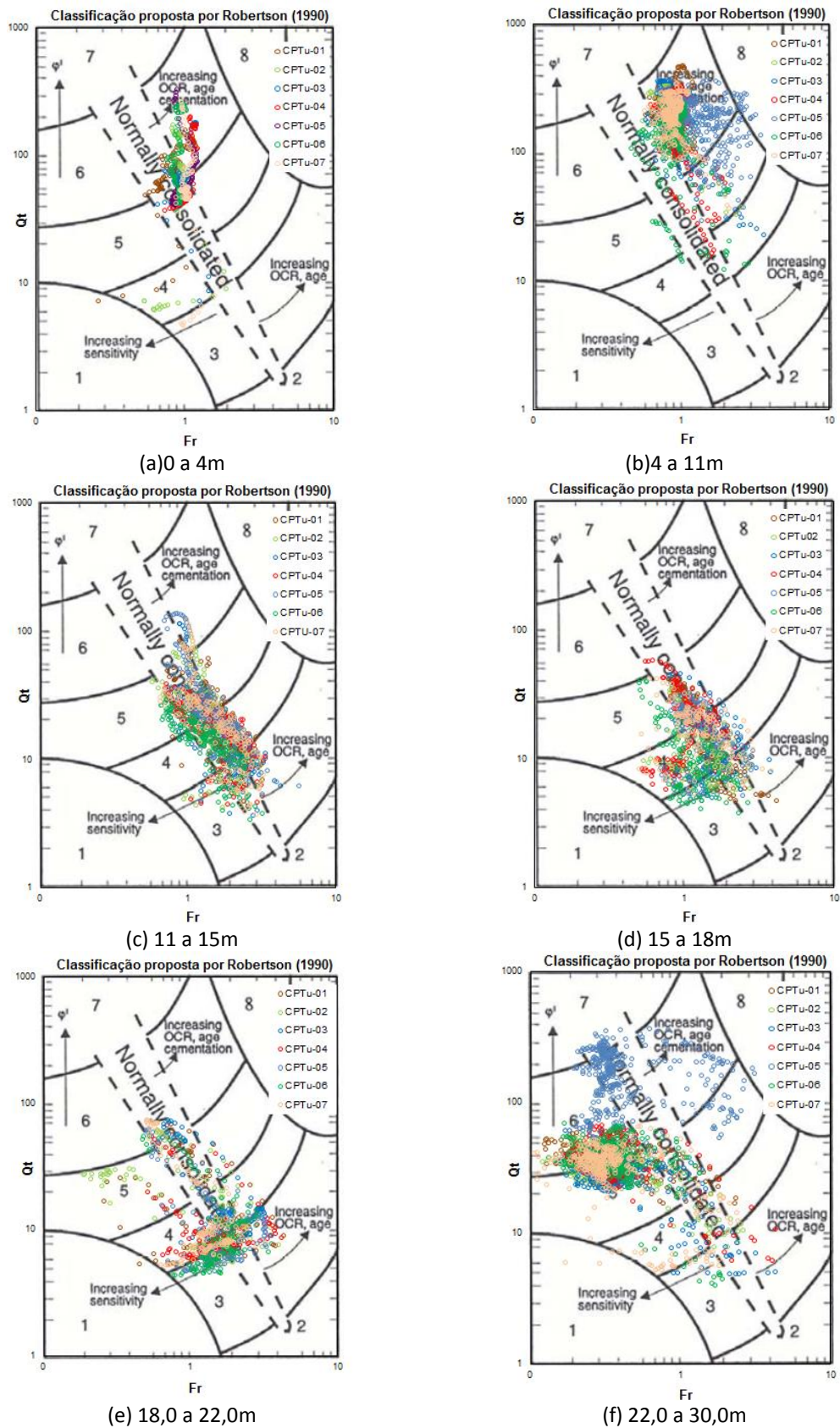


Figura 4. 18 – Ábaco de identificação do comportamento do solo de acordo com Robertson 1990

Na Figura 4.18 é apresentada a região das camadas sobre ábaco da proposta de Robertson 1990, a partir da qual é possível definir:

Camada 1: Entre a profundidade de 0 a 4m o solo localiza-se parte na zona 6 e parte na zona 5, composto por areias a areias siltosas e siltes arenosos a areias siltosas.

Camada 2: Representa a profundidade entre 4 a 11m, o solo se enquadra na zona 6 composta de areias limpas a areias siltosas.

Camada 3: Profundidade entre 11 e 15m tem-se uma variação entre as zonas 4 a 5 sendo de argila siltosa a areias siltosas e siltes arenosos a areias siltosas.

Camada 4: Esta camada representa a profundidade de 15 a 18m, a variação permanece também entre a zona 4 e 5, porém, uma concentração maior na zona 4 (argila siltosa a areias siltosas).

Camada 5: Na profundidade de 18 a 22m, os pontos permanecem entre as zonas 3 e 4 (Argilas a argilas siltosas e Argila siltosa – silte argiloso).

Camada 6: Última camada que corresponde a profundidade de 22 a 30m, os pontos são locados na região entre as zonas 5 e 6 (Siltes arenosos a areias siltosas e Areias limpas – areias siltosas). Em destaque na camada 6 é dado para o CPTu-05 que os pontos permanecem em sua maioria na zona 6 e parte na zona 7 (Areias limpas a areias siltosas e Areias com pedregulhos a areias).

Jaffer e Davies (1993) modificaram a proposta de Robertson (1990), criando um novo ábaco, implementado em planilha de cálculo para facilitar o tratamento dos dados e definiram um índice de classificação do material (I_c). Uma versão simplificada da proposta de Jeffer e Davies (1993) foi apresentada por Robertson e Wride (1998), em que o índice passa a ser chamado de I_{cRW} e é determinado pela equação abaixo.

$$I_{cRW} = \sqrt{\{3,47 - \log(Q_{tn})\}^2 + \{1,22 + \log(F_r)\}^2} \quad (4.8)$$

O valor da resistência normalizada da ponta do cone apresentado por Robertson (2004) é determinado como:

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma_{atm}} \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}}\right)^n \quad (4.9)$$

em que $\sigma_{atm} = 1$ atmosfera (100kPa), $n = 1$ para argilas ($I_{cRW} > 2.95$); $n = 0,75$ para solos siltosos; e $n = 0,50$ para areias ($I_{cRW} > 2.05$).

O valor de n pode ser determinado pela equação 4.10, de forma interativa.

$$n = 0,381 \cdot I_{CRW} + 0,15 \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right) - 0,15 \leq 1,0 \quad (4.10)$$

As zonas referentes aos tipos de solo são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4. 2 – Classificação de solos em função do índice de classificação do material I_{CRW} adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012)

Classificação do solo	Nº da Zona	Índice I_{CRW}
Argila Orgânica	2	$I_{CRW} > 3,60$
Argilas	3	$2,95 < I_{CRW} > 3,60$
Misturas de siltes	4	$2,60 < I_{CRW} > 2,95$
Misturas de areias	5	$2,05 < I_{CRW} > 2,60$
Areias	6	$1,31 < I_{CRW} > 2,05$
Areias com pedregulhos	7	$I_{CRW} < 1,31$

O solo apresentado pela proposição de Robertson e Write (1998) é representado na Figura 4.19, sendo caracterizado por um perfil composto de solos arenosos. Mistura de areia e silte são encontradas entre 11,0 e 18,0m e mistura de silte e argila entre 18,0m e 22m.

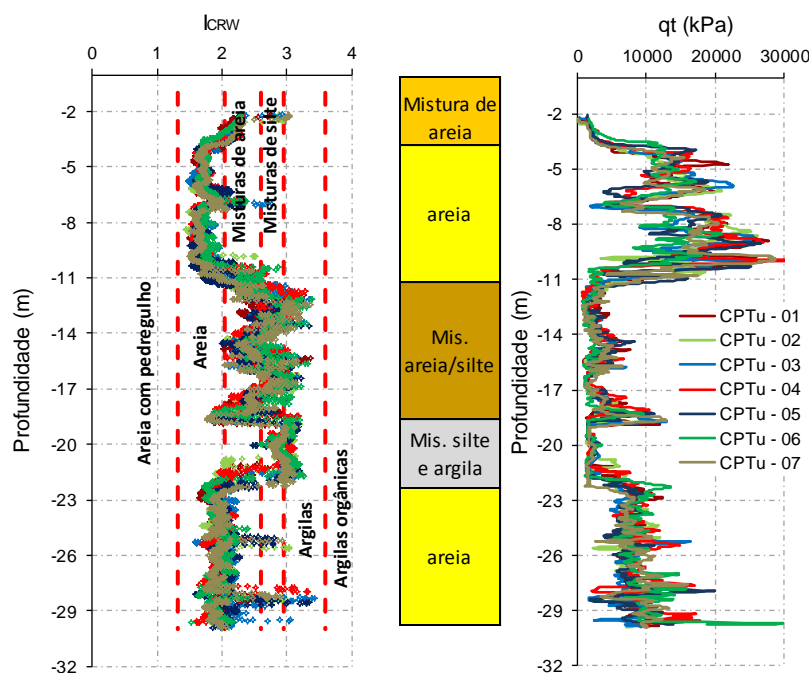


Figura 4. 19 – Classificação do solo pelo índice I_{CRW}

d) Densidade relativa e ângulo de atrito interno do solo

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a medida de ponta de cone (q_c) pode ser utilizada na previsão da densidade relativa (D_R) ou ângulo de atrito interno (ϕ'). A D_R pode ser determinada pela expressão 4.11, baseados em trabalhos de Lancellota (1985).

$$D_R = -98 + 66 \log 10 \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0,5}} \quad (4.11)$$

em que q_c e σ'_{v0} são expressos em t/m². Segundo os autores a determinação da D_R por essa expressão fornece uma aproximação dentro de uma faixa de 20%.

Schnaid e Odebrecht (2012) fazem referência sobre a determinação do ângulo de atrito interno baseados em q_c (Durgunoglu; Mitchell, 1975; Vésic, 1975; Salgado; Mitchell; Jamiolkowski, 1997).

Abaixo apresentam-se expressões para determinação do ângulo de atrito interno do solo. Mayne (2006b) e Kulhawy e Mayne (1990) são determinados diretamente pelo ensaio de cone, enquanto a abordagem de Bolton (1986) é direta e determinado como função de D_R .

$$\phi' = \arctg[0,1 + 0,38 \cdot \log(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}})] \quad \text{Mayne, 2006b} \quad (4.12)$$

$$\phi' = 17,6^\circ + 11 \cdot \log\left(\frac{(q_t - \sigma'_{v0})}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot P_a}}\right) \quad \text{Kulhawy e Mayne, 1990} \quad (4.13)$$

$$\phi' = 33 + \{3 \cdot [D_r(10 - \ln \sigma'_{v0}) - 1]\} \quad \text{Bolton, 1986} \quad (4.14)$$

Na Figura 4.20 são apresentados os parâmetros de D_R e ϕ' obtido por meio das equações 4.11 a 4.14.

Para o parâmetro de densidade relativa (D_R) usou-se a expressão 4.11, que indica valores de densidade relativa em torno de 30% nos primeiros 4m, característico de areias fofas. No trecho entre 4,0 a 11,0m de profundidade a densidade relativa apresentou valores de densidade relativa entre 70 e 90%. Valores de densidade relativa média de 20% são apresentados na profundidade entre 11 e 22m, este valor pode não ser característico, pois as correlações são desenvolvidas para areias limpas. Na camada entre os 22,0 a 30,0m de profundidade o valor se mantém constante em 50%.

Para determinação do ângulo de atrito interno foram usadas as equações 4.12 a 4.14. As três propostas apresentaram valores similares em todas as camadas. Para camada até 4,0m o valor fica em torno de 35°. Para camada entre 4,0m e 11,0m esse valor permanece em torno de 45° com pequenas diferenças entre os métodos. Para camada entre os 11,0 a 22,0m os valores estão estimados entre 30 a 35°. Na última camada que corresponde dos 22,0 a 30m os valores médios variam entre 35 a 37°. Percebe-se pequenas variações da densidade relativa e do ângulo de atrito interno ao

longo da profundidade, principalmente na faixa que compreende a profundidade dos 11,0m a 22,0m. Existem nestas profundidades lentes de materiais mais finos e ocorrência de misturas silto-arenosas que justificam os baixos valores de resistência.

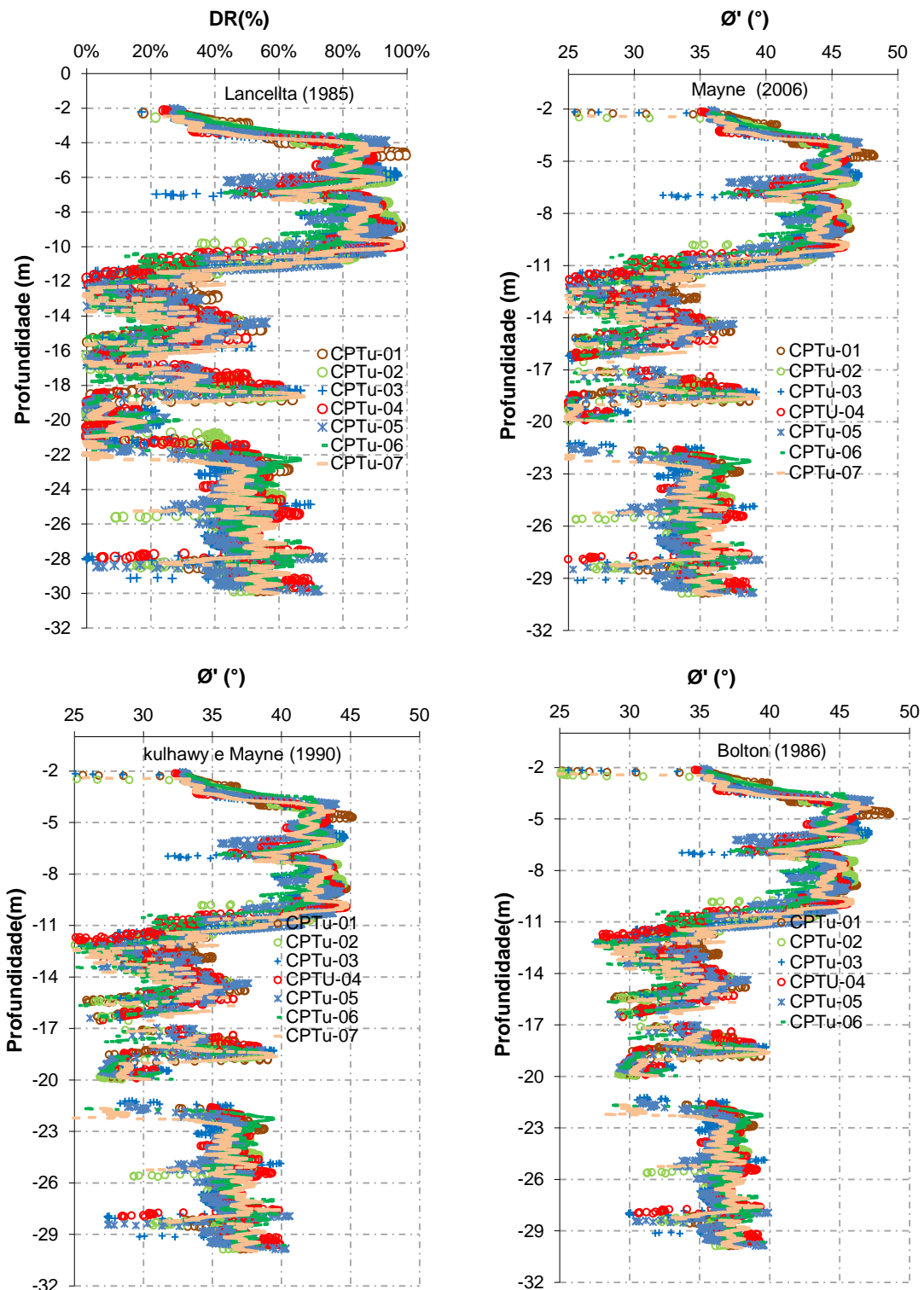


Figura 4. 20 – Valores de D_r (Lacellota 1985) e valores de ϕ' (Mayne, 2006), (kulhawy e Mayne, 1990) e (Bolton, 1986)

e) Módulo Cisalhante

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), é improvável que o cone possa fornecer medidas precisas de deformabilidade. Relações são feitas combinando os valores no módulo cisalhante (G_0) e o valor de resistência de ponta (q_c). Em um gráfico de classificação, depósitos de areias limpas e sem cimentação ocupam uma região específica no espaço G_0/q_c , enquanto areias que apresentam cimentação ou envelhecimento situam-se fora desse espaço. Na Figura 4.21 são apresentados os espaços propostos por Eslaamizaad & Robertson (1997).

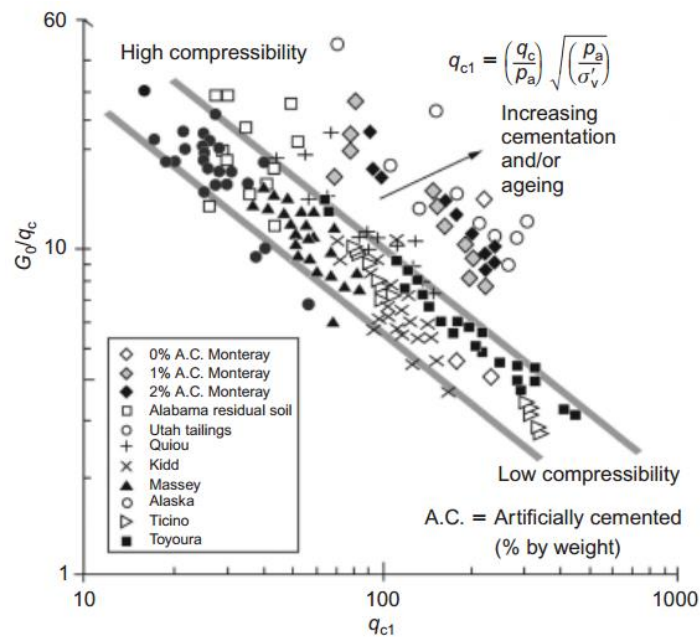


Figura 4. 21 – Caracterização de areias não cimentadas (Eslaamizaad & Robertson 1997)

Schnaid et al (2004) apresentaram limites superior e inferior para areias não cimentadas que podem ser calculados segundo a expressão abaixo:

$$G_0 = \alpha \sqrt[3]{q_c \cdot \sigma'_{v0} \cdot p_a} \quad (4.15)$$

em que α é o parâmetro que varia de 110 (limite inferior, solos não cimentados) a 280 (limite superior, solos cimentados). Os limites são apresentados em gráfico relacionado G_0/q_c por q_{c1} , que é determinado pela expressão 4.15.

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{p_a}\right) \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}} \quad (4.15)$$

Na Figura 4.22 Schnaid et al (2004) apresentam valores obtidos in situ de uma variedade de tipos de areia em Perth, Austrália.

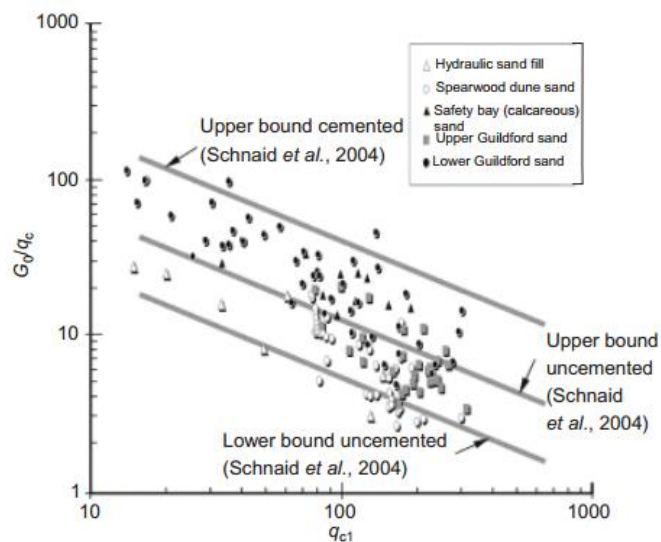
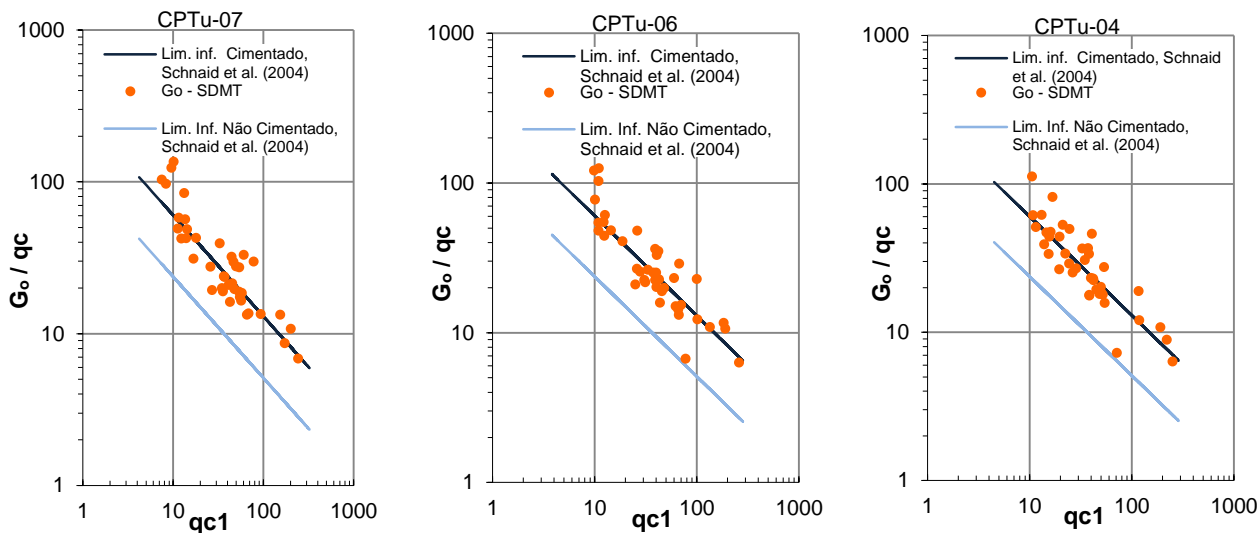


Figura 4. 22 – caracterização de areia de Perth, Austrália (Schnaid et al, 2004)

Na Figura 4.23 são apresentadas as relações de G_0/q_c por q_{c1} de todos os furos de CPTu pela proposta de Schnaid et al. (2004). Os valores de G_0 foram obtidos do ensaio de SDMT realizado no campo experimental, o que será apresentado em item posterior.

Os valores apresentados na Figura 4.23 caracteriza o perfil pela proposta de Schnaid et al. (2004), como sendo característico de areia não cimentada, com valores na faixa ao limite superior da ocorrência. Um resumo de todas as informações é apresentado na Figura 4.23, reunindo valores medidos em todas as profundidades.



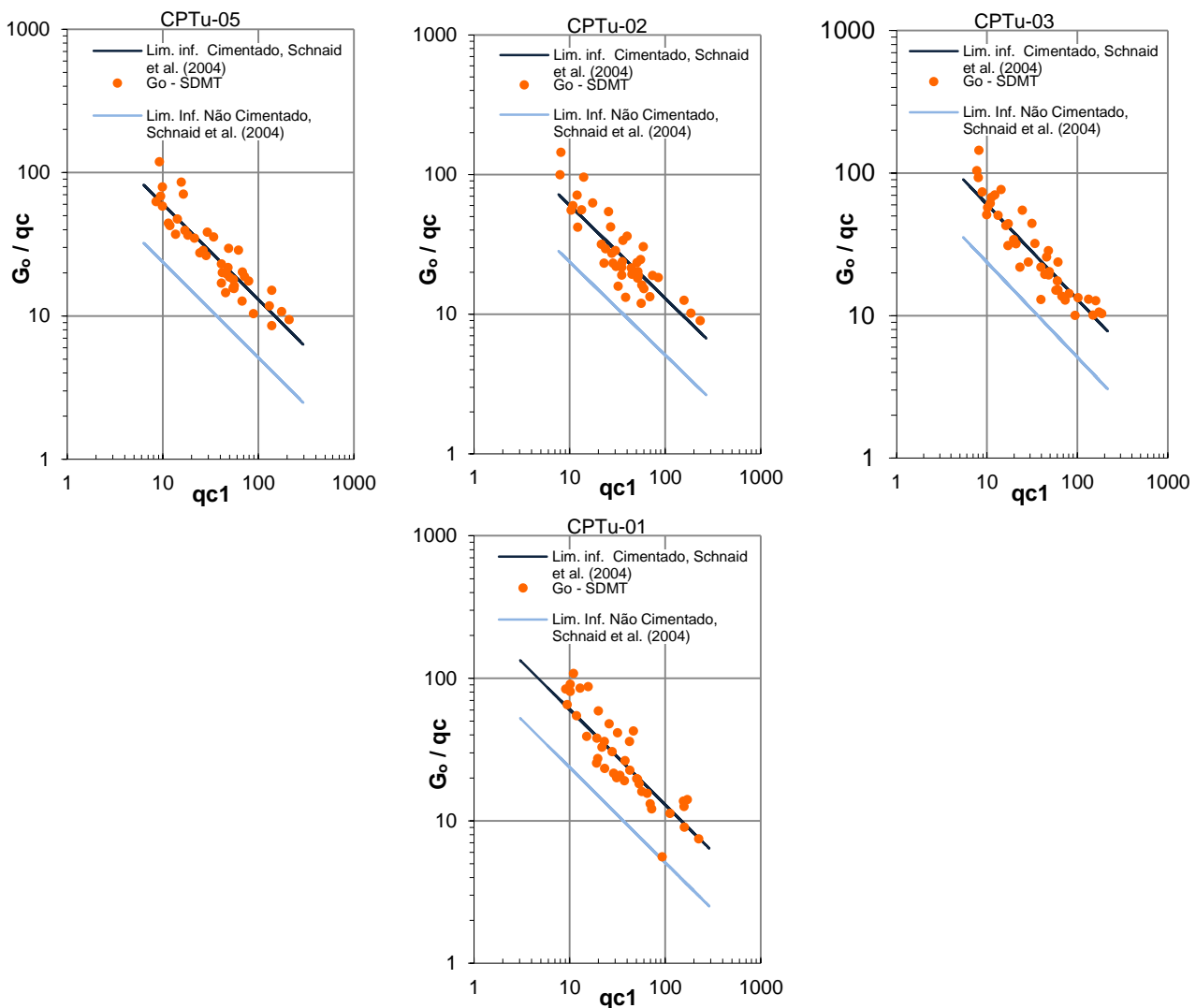


Figura 4. 23 – Valores G_0/q_c por q_{c1} de todas as sondagens

4.3.3. Determinação dos Parâmetros com Base no Ensaio SDMT

O dilatômetro de Marchetti (DMT) é um equipamento desenvolvido com a finalidade de obter parâmetros geotécnicos de solos, em investigações de campo. Esse equipamento foi idealizado e desenvolvido em 1975 pelo engenheiro Silvano Marchetti, professor da Universidade L’Aquila, em Roma, na Itália. A normalização dos procedimentos está estabelecida nos Estados Unidos pela ASTM “Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer Test” - D6635-01 e na Europa no Eurocode 7 - Geotechnical Design - Part 3 - “Design assisted by field testing” - Section 9 - “Flat Dilatometer Test (DMT)”.

Durante o ensaio são registradas as pressões P_0 e P_1 . Duas leituras são necessariamente obtidas em cada ensaio: a primeira correspondente ao deslocamento da membrana do disco sensível (leitura A). Da leitura A se obtém a pressão P_0 . A leitura B é a pressão necessária para expandir a membrana $1,10 \pm 0,03$ mm, a partir da posição de deslocamento zero. A leitura B corrigida pela pressão atmosférica e calibrada pela rigidez da membrana origina a pressão P_1 .

a) Parâmetros Intermediários

Os parâmetros intermediários são resultados de formulações baseadas nos valores de pressões corrigidas P_0 , P_1 e P_2 . Os parâmetros intermediários são: Índice do material (I_D), e Índice de tensão horizontal (K_D) e o Modulo dilatométrico (E_D).

O I_D está intimamente relacionado com o tipo de solo. Observa-se que quanto maior a pressão P_1 , maior a resistência que o solo oferece à expansão da membrana. O parâmetro é obtido pela expressão 4.16, sendo usado para caracterizar o material ensaiado.

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (4.16)$$

O parâmetro K_D é obtido pela equação 4.17.

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (4.17)$$

O terceiro parâmetro E_D é um módulo de deformabilidade obtido a partir da diferença entre P_1 e P_0 .

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad (4.18)$$

Na Figura 4.24 são apresentados os parâmetros intermediários obtidos no ensaio de SDMT 01. A empresa responsável pelo ensaio de SDMT no campo experimental foi a Geofoma Engenharia Ltda.

Pela interpretação do ensaio de SDMT, o solo é classificado como sendo uma camada de mistura de silte e areia até os 18,0m. Entre 18,0m e 22,0m uma camada de argila e entre 22,0 a 30,0m novamente uma camada de silte e areia, no limite da camada inferior da classificação de areia.

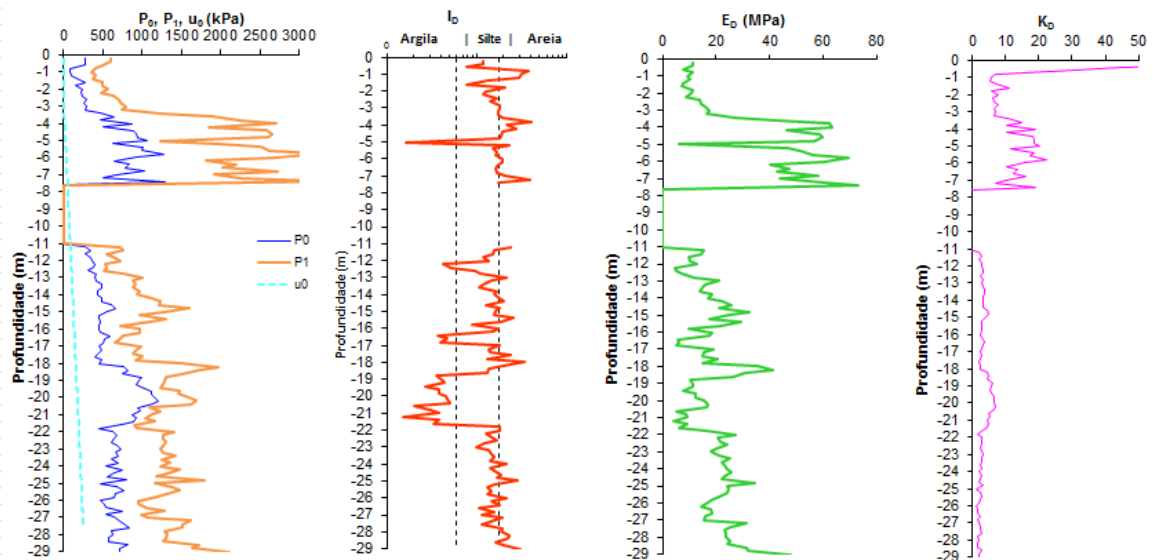


Figura 4. 24 – SDMT-01

b) Parâmetros geotécnicos em areias

Em solos não coesivos, o ângulo de atrito efetivo pode ser obtido por meio da recomendação de Marchetti (2001) apresentado na equação 4.19.

$$\phi' = 28^\circ + (14,6 \cdot \log K_D) - (2,1 \cdot \log^2 K_D) \quad (4.19)$$

A expressão só deve ser usada para valores de $I_D > 1,8$, que correspondente à faixa de valor de areias siltsas e areias puras.

A magnitude de K_0 é dependente do estado do material in situ, sendo controlado simultaneamente pela densidade relativa e pela tensão horizontal efetiva. Diversas propostas foram formuladas para tais análises destacando-se métodos que usam em conjunto o DMT e o CPT tendo como exemplo a equação de Baldi (1986)

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,00172\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (4.20)$$

Segundo Marchetti 2001, a recomendação é usar as equações acima com a introdução de um coeficiente:

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - \left(f \frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (4.21)$$

$f = 0,002$ para depósitos recentes e $f = 0,005$ para depósitos antigos.

Em Schnaid e Odebrescht, 2012 o valor de f é referenciado igual a 0,00172. Segundo os autores é difícil estabelecer a precisão dos valores estimados por meio

dessas correlações. Recomenda-se a validação das correlações em condições, a partir da comparação com outras técnicas de ensaio.

Segundo Marchetti (2001) uma forma de avaliar OCR em areias é por meio do coeficiente M_{DMT}/q_c . Marchetti cita vários trabalhos em que os autores fazem essa relação e recomenda:

M_{DMT}/q_c entre 3 e 10 para areias normalmente adensadas (NC); M_{DMT}/q_c entre 10 e 24 para areias pré-adensadas (OC).

Para obtenção do Módulo de compressão unidimensional ou confinado M_{DMT} , Marchetti (1980) desenvolveu correlações empíricas de M_{DMT} com E_D . Existe ainda a mudança de direção do carregamento, onde E_D é horizontal, e M_{DMT} é vertical. Por estas razões usa-se um fator de correção R_M , que associa os três índices (E_D , I_D e K_D).

$$M_{DMT} = R_M E_D \quad (4.22)$$

Em que:

$$R_M = 0,14 + 2,3 \log k_D \quad \text{Para } I_D \leq 0,6 \quad (4.23)$$

$$R_M = R_{M0} + (2,50 - R_{M0}) \log k_D \quad \text{Para } 0,6 < I_D < 3,0 \quad (4.24)$$

$$R_M = 0,50 + 2 \log k_D \quad \text{Para } 3,0 < I_D < 10 \quad (4.25)$$

$$R_M = 0,32 + 2,18 \log k_D \quad \text{Para } I_D > 10 \quad (4.26)$$

$$\text{Se } R_M < 0,85 \quad \text{Adotar } R_M > 0,85 \quad (4.27)$$

$$R_{M0} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6) \quad (4.28)$$

Na determinação de E' (Módulo de Young), usa-se um fator de correção F , que estabelece uma proporcionalidade entre o módulo de Young e o módulo dilatométrico, de natureza empírica. Campanella et al. (1985) e Baldi et al. (1986) indicam uma relação simples entre E e E_D :

$$E = F E_D \quad (4.29)$$

Sendo o valor de F igual a 0,85 para areias NA e 3,5 para areias PA (Baldi et al. 1986) e solos arenosos valor de 1,0 (Campanella et al. 1985).

Os valores de parâmetros secundários estão apresentados na Figura 4.25. Pela recomendação de Marchetti (2001) para determinação do ângulo de atrito interno em areias, obteve-se na primeira camada (até 4,0m) o valor de 37°. Para camada de areia mais densa, os valores obtidos ficaram em torno de 43°. No restante do perfil o valor permaneceu constante e permaneceu em 35°.

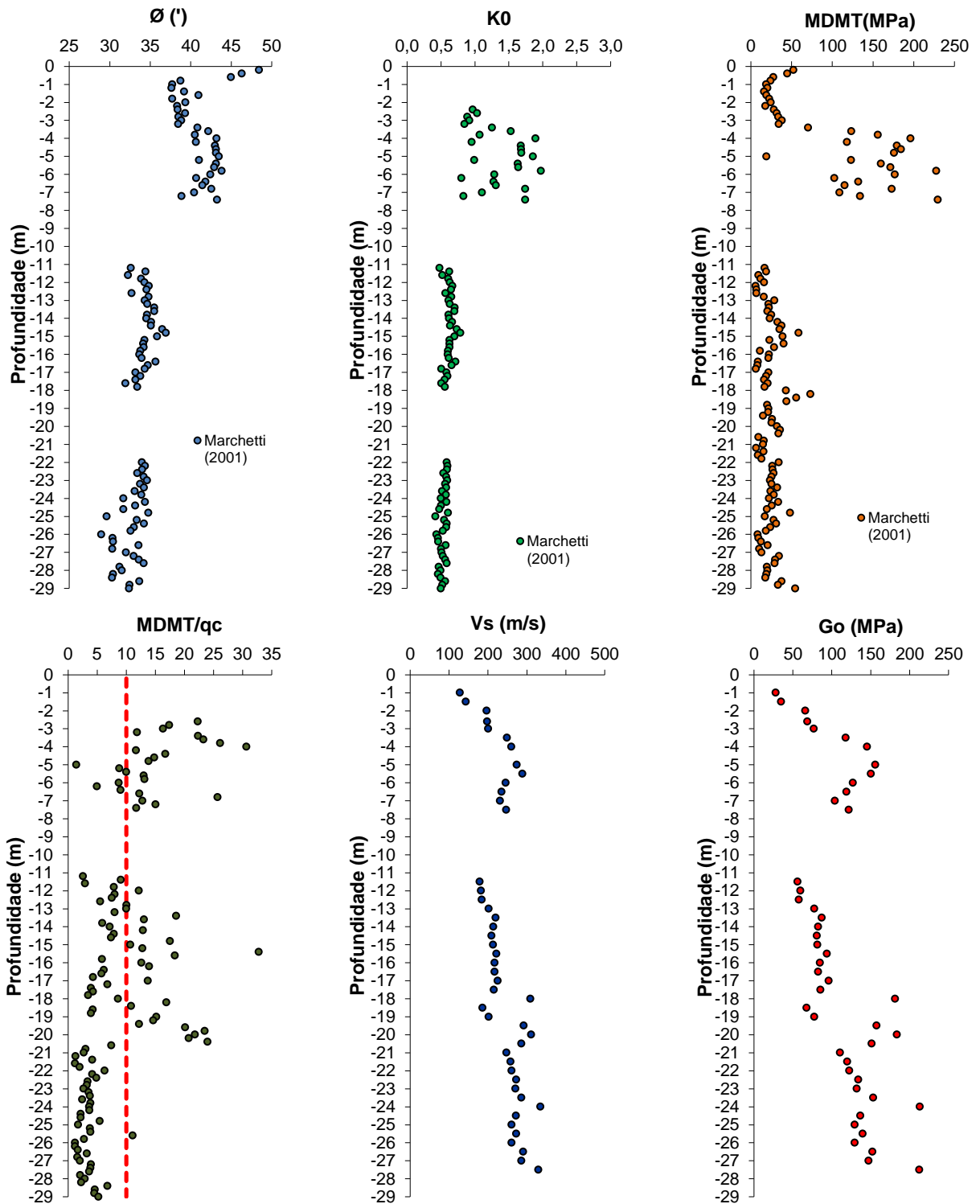


Figura 4. 25 - Parâmetros obtidos do ensaio SDMT-01

Para os valores de K_0 foi usada a expressão desenvolvida por Marchetti e o coeficiente de Schnaid e Odebrescht (2012). Os valores registrados na camada mais densa de areia foram de 1 a 2, sendo observados no restante do perfil valores constantes em torno de 0,6.

Para melhor entendimento dos valores de G_0 ao longo do perfil, foi traçado junto com o valor obtido no ensaio de SDMT os limites sugeridos por Schnaid et al. (2004), ver Figura 4.26.

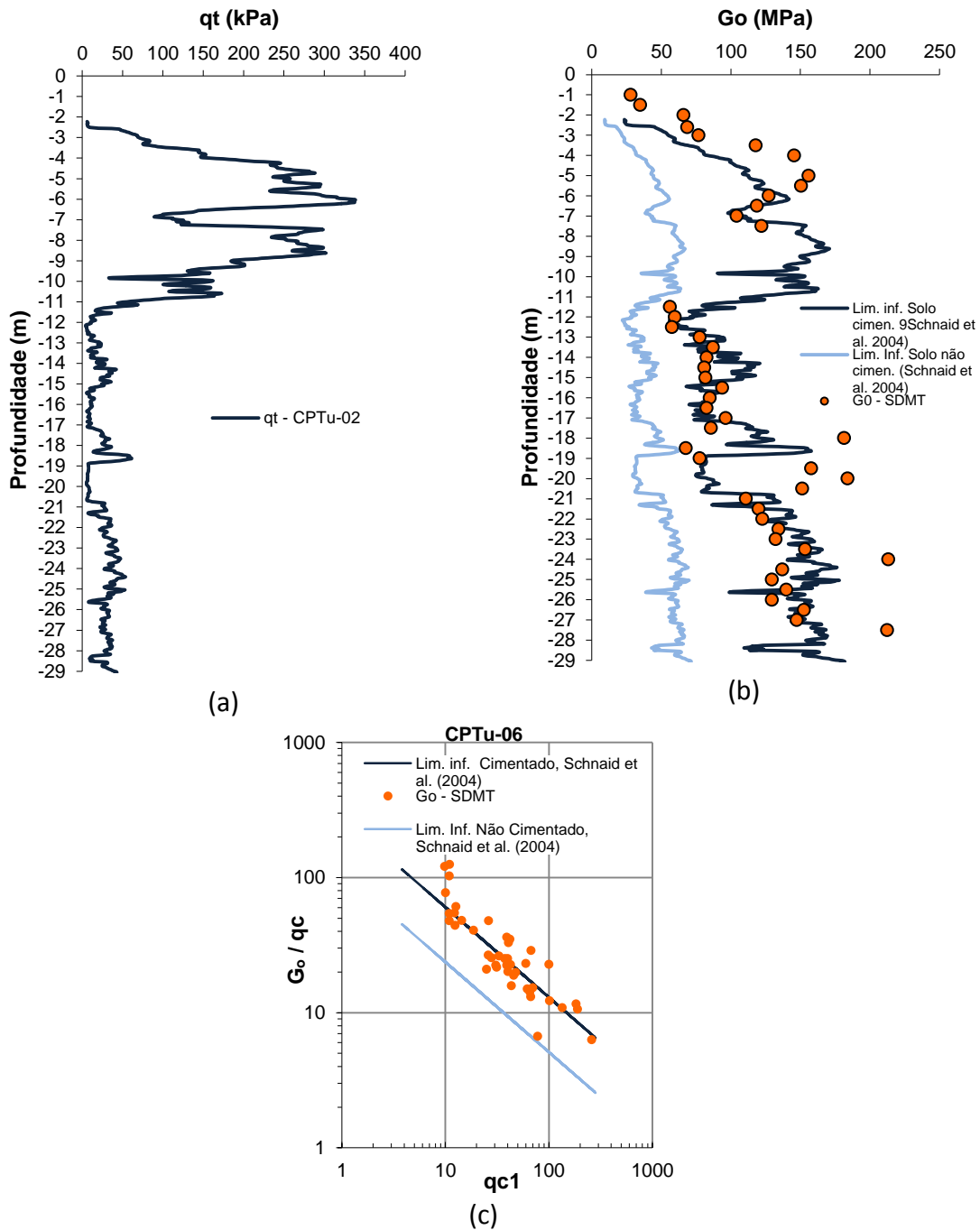


Figura 4. 26 – Representação dos valores de q_t , G_0 e relação de G_0 versus qc_1 do perfil CPTu-06 com os valores do ensaio de SDMT

Os limites foram apresentados na equação 4.15. O ensaio de SDMT foi realizado próximo ao furo de sondagem CPTu-06. Usou-se o perfil de CPTu-06 para traçar os limites inferior e superior sugeridos por Schnaid e at. (2004).

Os valores de G_0 situam-se na linha que delimita o limite entre solo cimentado e não-cimentado. Os valores mais evidentes estão na camada de areia mais densa, em que essa fronteira foi ultrapassada.

4.3.4. Apresentação dos Ensaios de CPTu das Estacas Executadas com o uso de Polímero e Bentonita

Esse item se destina a apresentar os valores obtidos pelos ensaios de CPTu no eixo das estacas executadas com o uso de Polímero (CPTu-04) e com o uso de Bentonita (CPTu-05). A rigor estes ensaios são semelhantes aos utilizados anteriormente para estimativa de propriedades geotécnicas, porém entende-se necessário individualizar os resultados para facilitar futuras comparações entre estacas, separando a influencia do processo executivo de possível variabilidade no perfil geotécnico.

A estaca ET4 (ver na Figura 4.7) foi executada com o uso de polímero, enquanto a estaca ET5 foi executada com o uso de lama de bentonita. Na Figura 4.27 e 4.28 são apresentados os valores de q_t , u , f_s , B_q e R_f com a profundidade, possibilitando a avaliação direta entre os 2 locais. Observa-se nestas figuras que os 2 perfis são muito semelhantes, não havendo variação espacial entre perfis que possa comprometer a comparação direta entre as provas de carga nas estacas com o uso de polímero e bentonita.

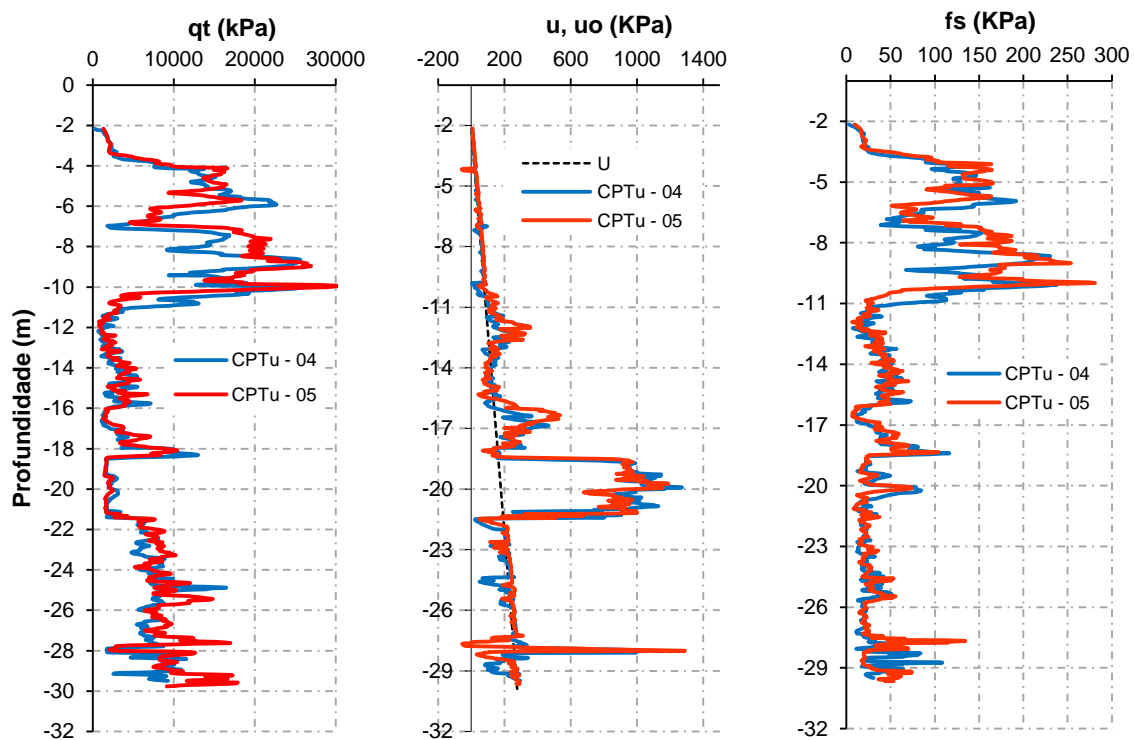


Figura 4. 27 – Valores de q_t , u e f_s dos furos CPTU-04 e CPTU-05

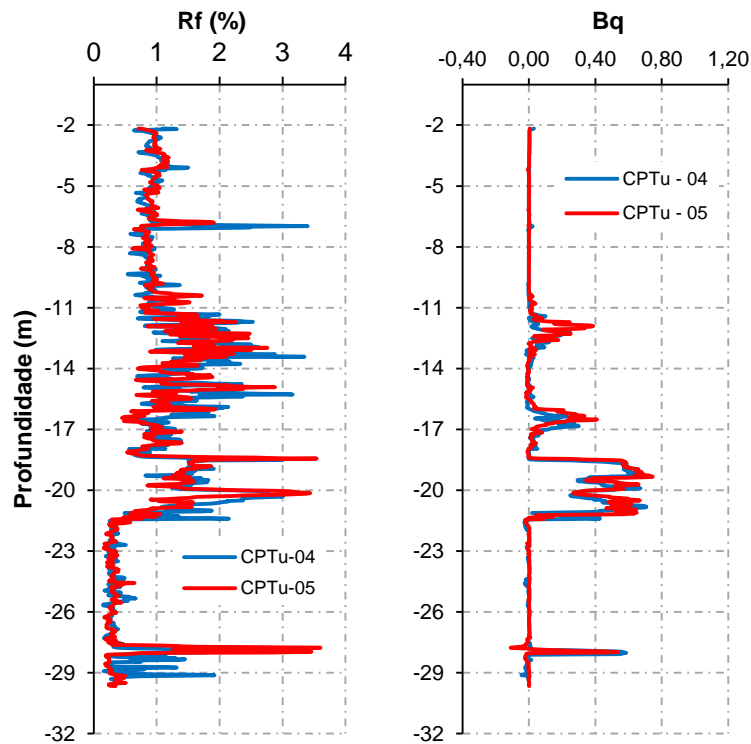


Figura 4. 28 - Valores de Bq, e Rf dos furos CPTU-04 e CPTu-05

4.3.5. Ensaios de Laboratório

Neste item serão apresentados os valores de granulometria executados nas amostras retiradas no ensaio de SPT, conforme ilustrado nas Figuras 4.29 a 4.31.

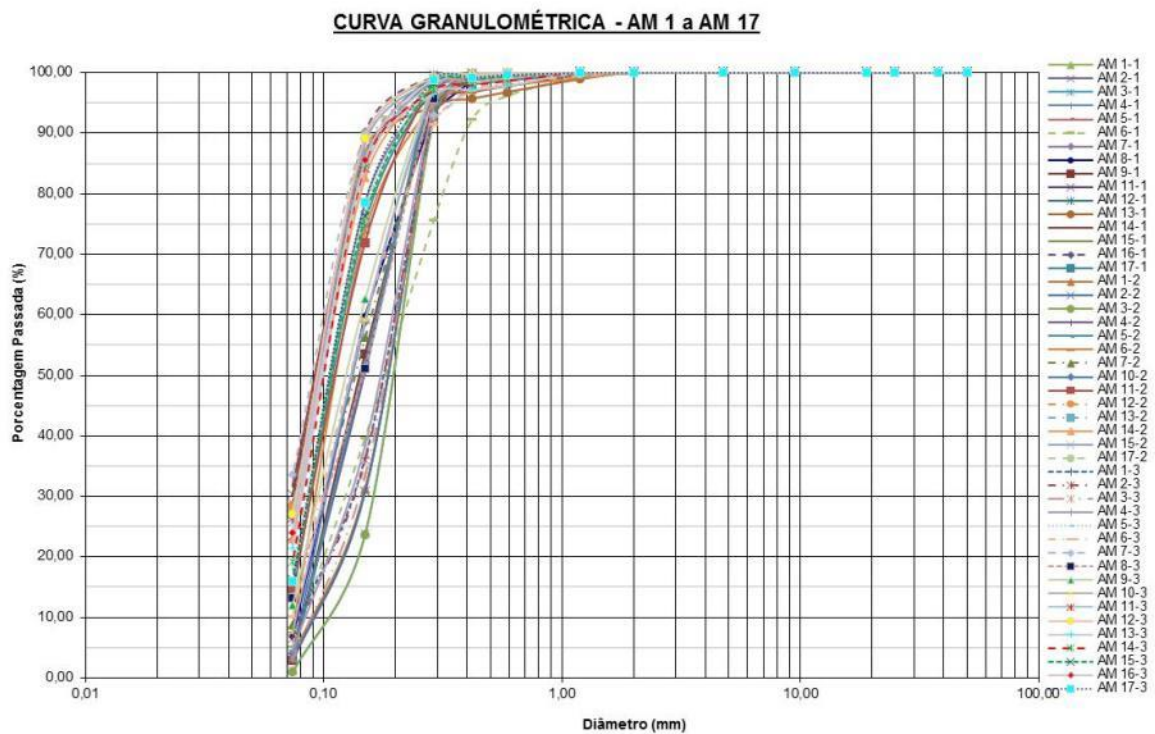


Figura 4. 29 – Curva granulométrica amostras entre 1 a 17m

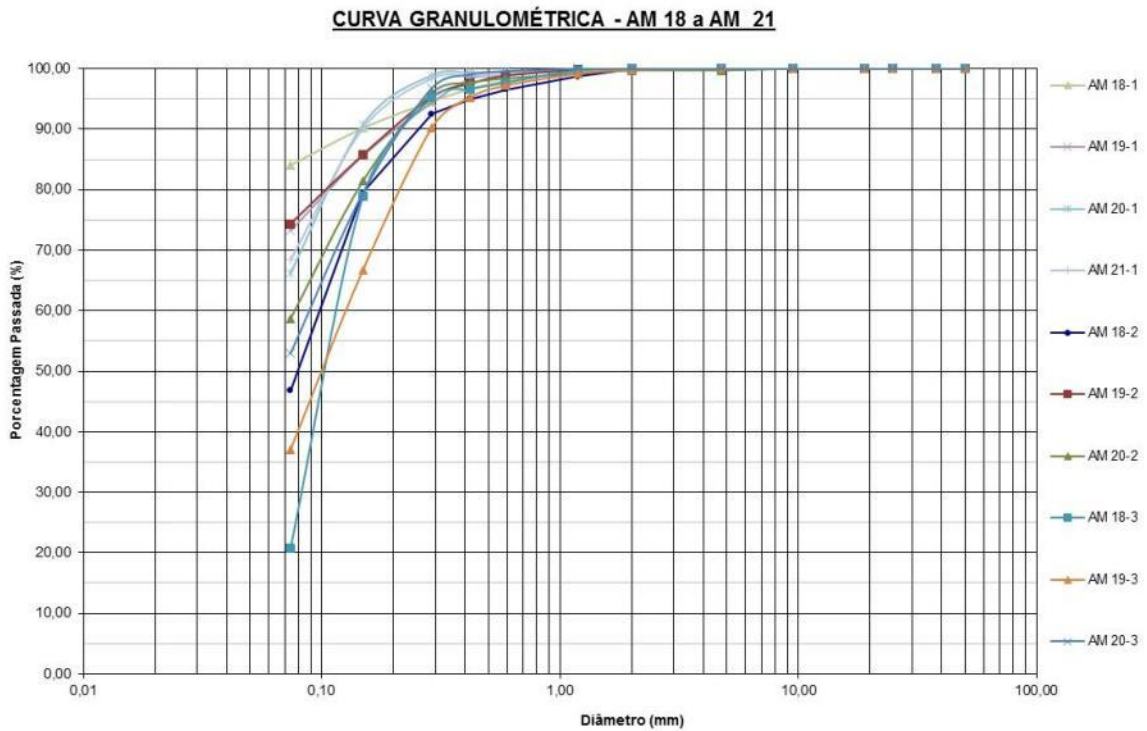


Figura 4. 30 - Curva granulométrica amostras entre 18 a 21 m

Os ensaios foram executados através das recomendações da norma Brasileira ABNT NBR 7181/1988. O solo para determinação da curva granulométrica foi obtido da amostra do ensaio de SPT.

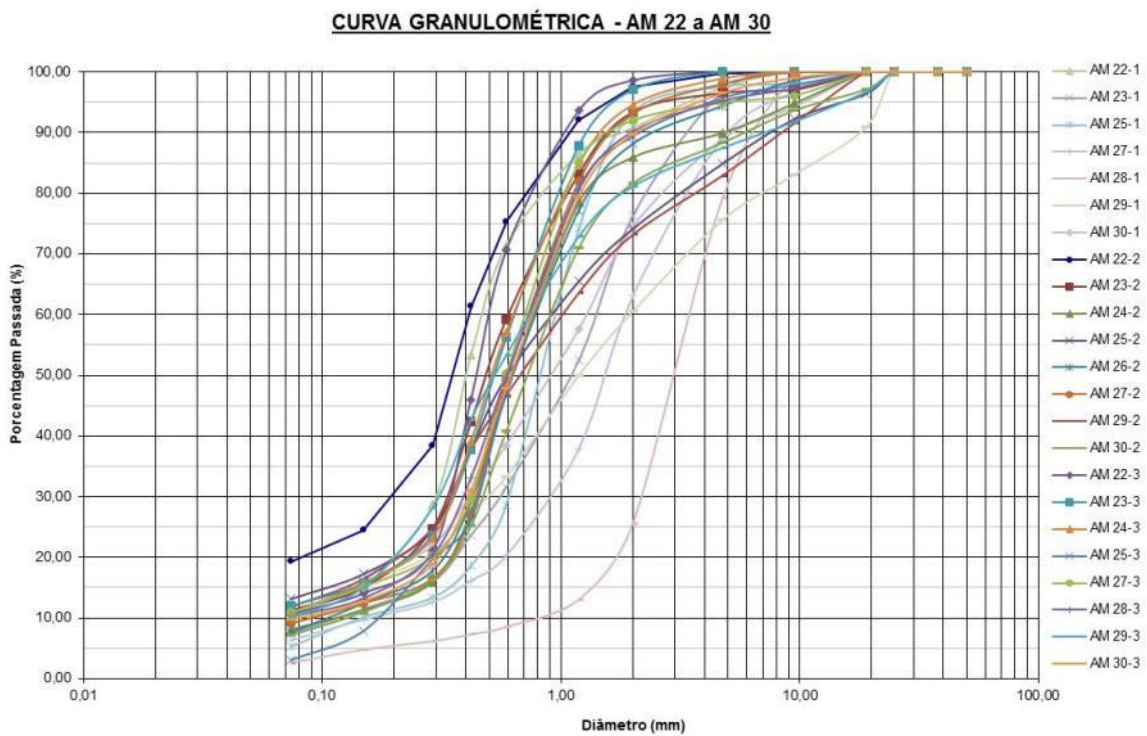


Figura 4. 31 - Curva granulométrica amostra entre 22 a 30m

O resultado dos ensaios se caracteriza por um solo composto de fração arenosa. Solo composto predominantemente por areia fina com fração grossa. A concentração de areia média a grossa é localizada nas amostras AM 22 a AM 30, representativa nas profundidades entre 22m a 30m.

Amostras AM 18 a AM 21, representando as profundidades de 18,0m a 21,0m são caracterizados por material argiloso. O restante das amostras é caracterizado por areia fina a média, profundidade de 1 a 17 m (AM 1 a AM 17).

4.3.6. Resumo das Características Locais

Para comparar os parâmetros obtidos por meio dos ensaios descritos durante o capítulo, é apresentado um resumo das principais propriedades obtidas ao longo perfil do solo. Na Figura 4.32 apresenta-se os valores de densidade relativa em que foi usado o ensaio de SPT e CPTu e a determinação do ângulo de atrito interno em que sua determinação foi obtida dos ensaios de SPT e SDMT.

Por meio das comparações realizadas (Figura 4.32) é possível identificar uma boa relação dos parâmetros obtidos, principalmente na camada de areia limpa.

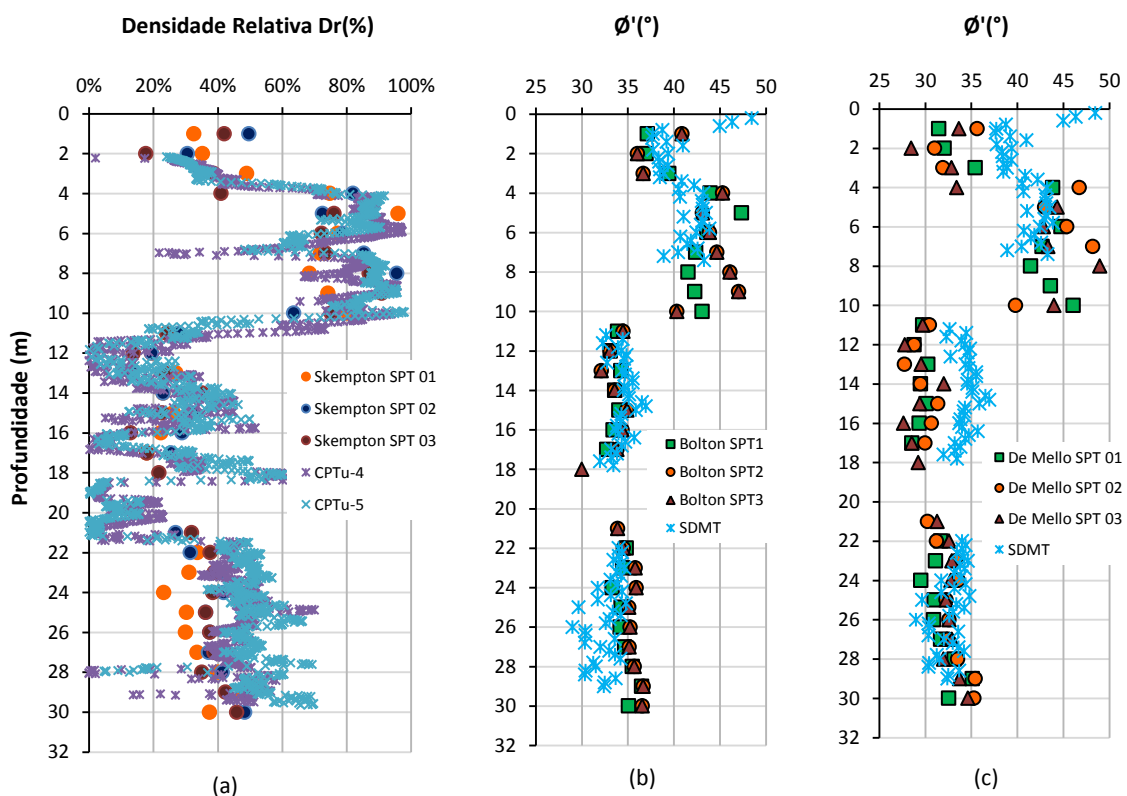


Figura 4. 32 – a) Densidade relativa usando SPT e CPTu, b) e c) ângulo de atrito por meio de SPT e SDMT

Na Figura 4.33 são apresentadas as correlações do ângulo de atrito interno obtido pelo ensaio de CPTu e SDMT. Na camada de areia os parâmetros obtidos apresentaram uma boa relação em destaque os valores apresentados pela proposta

de Bolton (1986). Na camada com presença de material coesivo existe variação do ângulo de atrito interno.

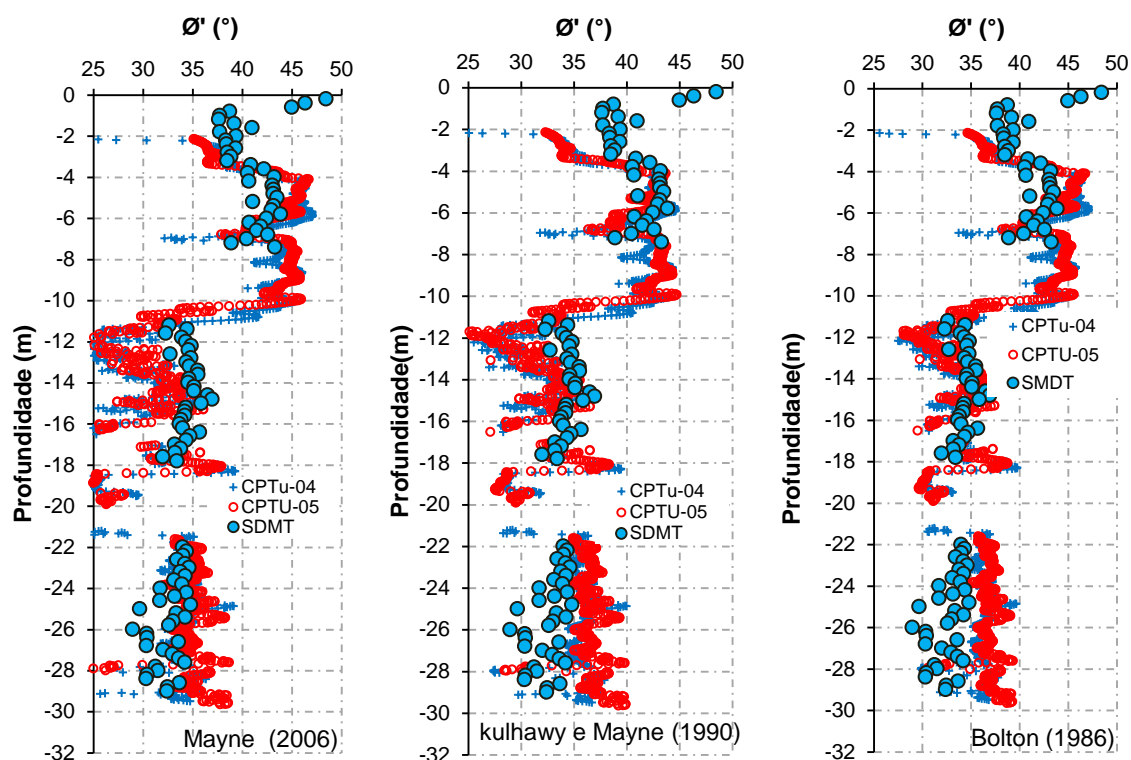


Figura 4. 33 – Ângulo de atrito interno obtido por meio do ensaio de CPTu e SMDT

4.4. PLANEJAMENTO E IMPLANTAÇÃO DAS ESTACAS

O Campo Experimental de Araquari conta com a coordenação do Professor Dr. Fernando Schnaid e grande apoiador para viabilização em Araquari do Professor Dr. Edgar Odebrecht. O Campo experimental tem como principal objetivo verificar até que ponto os métodos de engenharia aplicados são capazes de prever adequadamente o desempenho de uma fundação nesse tipo de solo encontrado no local.

É um projeto capitaneado pela Sociedade Internacional de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, em parceria com as empresas como a Petrobrás, Brasfond, DSI – Dywidag-Systems International, além da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Universidade Federal do Paraná e Universidade do Estado de Santa Catarina.

O campo experimental conta até o presente momento com a implantação de estacas do tipo escavada e hélice contínua. As estacas executadas tiveram diâmetros de 0,7m a 1,0m e profundidade de assentamento que varia de 15,0m a 24,0 m, bem como tipos diferente fluido estabilizante para conter as paredes durante o processo de escavação (bentonita e polímero). A variação do diâmetro, profundidade de assentamento e método executivo, tem por objetivo avaliar o desempenho em cada situação.

Apresenta-se de forma resumida na Tabela 4.3 as características de cada estaca implementada na fase de planejamento do campo experimental.

Tabela 4.3 - Quadro resumo do planejamento das estacas para o campo experimental

Detalhe	Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Tipo de Carregamento
Escavada com uso de Bentonita	ET5	1,0	24,0	Estático
Escavada com uso de polímero	ET4	1,0	24,0	Estático
Escavada com uso de polímero	ET6	1,0	24,0	O-Cell/Estático
Hélice contínua	ET3	1,0	24,0	Estático
Hélice contínua	ET1	0,7	15,0	Estático/Dinâmico
Escavada	ET2	0,7	15,0	Estático/Dinâmico

As estacas foram executadas pela empresa Brasfond Fundações Especiais, a instalação do sistema de instrumentação pela empresa Frugro In Situ Geotecnia, controle tecnológico do concreto e apoio logístico pela empresa Geofoma Engenharia Ltda.

Além das provas de carga, foram realizados ensaios de integridade nas estacas do tipo PIT, TIP e Cross-Hole, que serão apresentados no Capítulo 5.

Para o desenvolvimento da pesquisa no campo experimental foi prevista a execução de:

- 14 estacas de reação tipo hélice contínua - diâmetro de 0,8 m de 24m de comprimento – R
- 1 estaca tipo hélice de 0,7 m de diâmetro com 15m de comprimento – ET1
- 1 estaca tipo escavada de 0,7m de diâmetro de 15m de comprimento usando polímero – ET2
- 1 estaca tipo hélice de 1,0 m de diâmetro com 24 de comprimento – ET3
- 1 estaca tipo escavada de 1,0 m de diâmetro e 24m de comprimento usando polímero para estabilização – ET4
- 1 estaca tipo escavada de 1,0 m de diâmetro e 24 de comprimento usando lama bentonítica – ET5
- 1 estacas tipo escavada de 1,0 m de diâmetro e 24m de comprimento usando polímero para estabilização – O-Cell (Célula expansiva hidrodinâmica) – ET6

A locação das estacas executadas até o momento é apresentada na Figura 4.34.

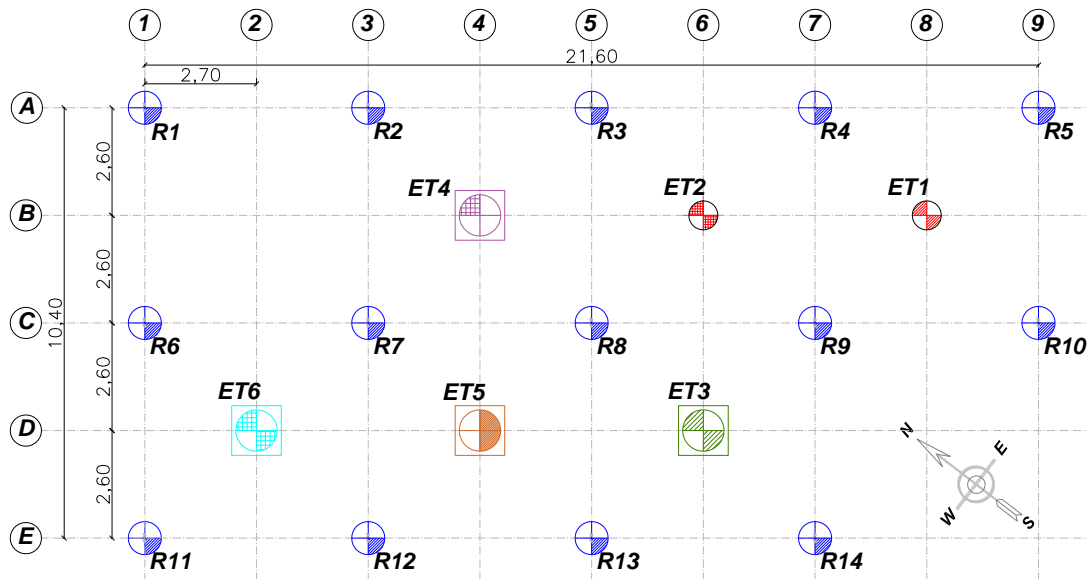


Figura 4. 34 - Localização das estacas executadas no campo experimental

Na Tabela 4.4 são apresentadas as características reais de cada estaca após sua execução.

Tabela 4. 4 - Profundidades executadas

Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento (m)
ET1	0,70	15,00
ET2	0,70	15,70
ET3	1,0	20,13
ET4	1,0	24,10
ET5	1,0	24,40
ET6	1,0	24,30

Os detalhes da armadura especificados para execução das estacas são resumidos na Figura 4.35. Em todas as estacas foi especificado concreto com resistência característica (f_{ck}) de 20MPa.

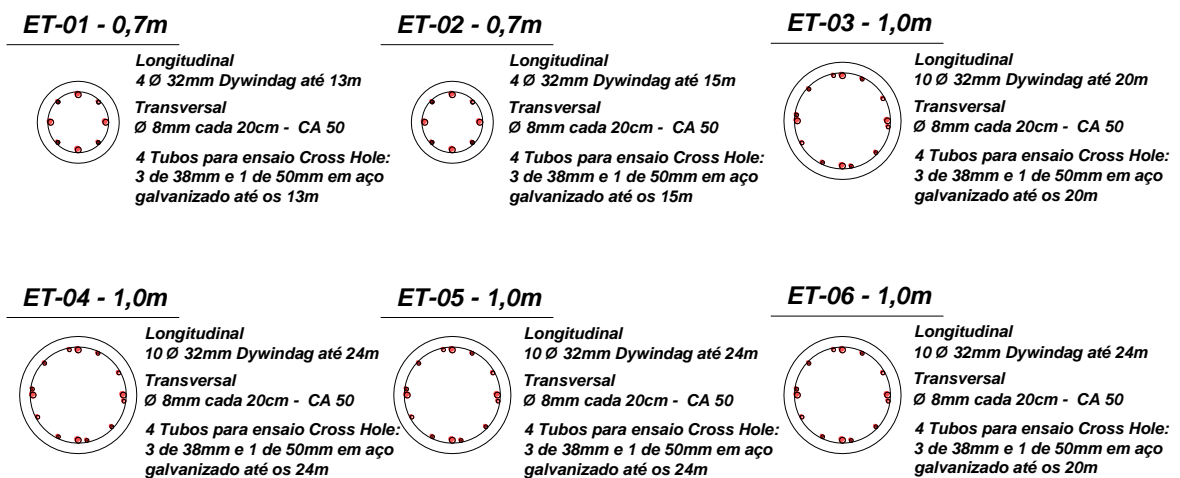


Figura 4. 35 - Detalhe da armadura das estacas ensaiadas

Adotou-se taxa de armadura longitudinal de 1,24% da área transversal para as estacas de 1,0m de diâmetro e para estacas com 0,7m de diâmetro a taxa foi de 0,84%. Para armadura longitudinal usou-se barras Dywindag de 32mm de diâmetro. Para armadura transversal usou-se vergalhão de 8,0mm de diâmetro (CA-50) espaçado em 20cm. A taxa de armadura foi adotada devido à necessidade de rigidez na estrutura para evitar danos aos sensores da instrumentação em profundidade.

Para o projeto das estacas de reação foi adotado cota de assentamento de 24m, e armadura longitudinal composta de 3 barras Dywindag de 36mm em toda extensão, com dois segmentos de 12m unidos por luvas.

5. ESTACAS ESCAVADAS: INSTRUMENTAÇÃO E EXECUÇÃO

Será abordado neste capítulo o processo utilizado na execução das duas estacas teste (ET4 e ET5) e o sistema de instrumentação usado na presente pesquisa. Ainda no capítulo apresentam-se os ensaios de integridade e o controle tecnológico do concreto usado nas estacas.

A presente pesquisa destina-se a estudar o comportamento de duas estacas escavadas submetidas a carregamento vertical, construídas com dois processos executivos, um com o uso de bentonita (ET5) e outro com o uso de polímero (ET4), ambas de 1,0 m de diâmetro. A locação das estacas foi apresentada no item 4.4, na Figura 4.34.

5.1. CONFECÇÃO DA ARMADURA DAS ESTACAS

Os segmentos das estacas chegaram em comprimentos máximos de 12m ao campo experimental. Esse é o comprimento máximo para transporte, limitado em 12m. Para montagem da armadura houve necessidade de fazer emenda das peças, como pode ser visualizado na Figura 5.1. Optou-se por fazer a emenda por solda entre as peças para dar maior rigidez à estrutura (necessária quando da elevação da armadura, minimizando eventuais esforços transferidos à instrumentação).



Figura 5. 1 – Detalhes da armadura das estacas ensaiadas em a) armadura segmentada e b) soldada

5.2. INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTACAS

Para instrumentação, a pesquisa contou com a colaboração da empresa Fugro In Situ Geotecnia, especializada em serviços de provas de carga e instrumentação.

Na instrumentação em profundidade foram usados extensômetros (VW Rebar Strainmeter, "Sister Bar", #4 rebar) modelo 4911-4 da Geokon ao longo do fuste, instalados em distâncias pré-definidas ao longo do comprimento da armadura. No modelo usado tem-se a possibilidade de medições de deformações e de temperatura do concreto durante e após a cura. Os extensômetros foram adquiridos já com o comprimento de cabo necessário e devidamente calibrado pela empresa fabricante (Geokon). Na Figura 5.2 são apresentados detalhes da posição da instrumentação nas estacas ensaias.

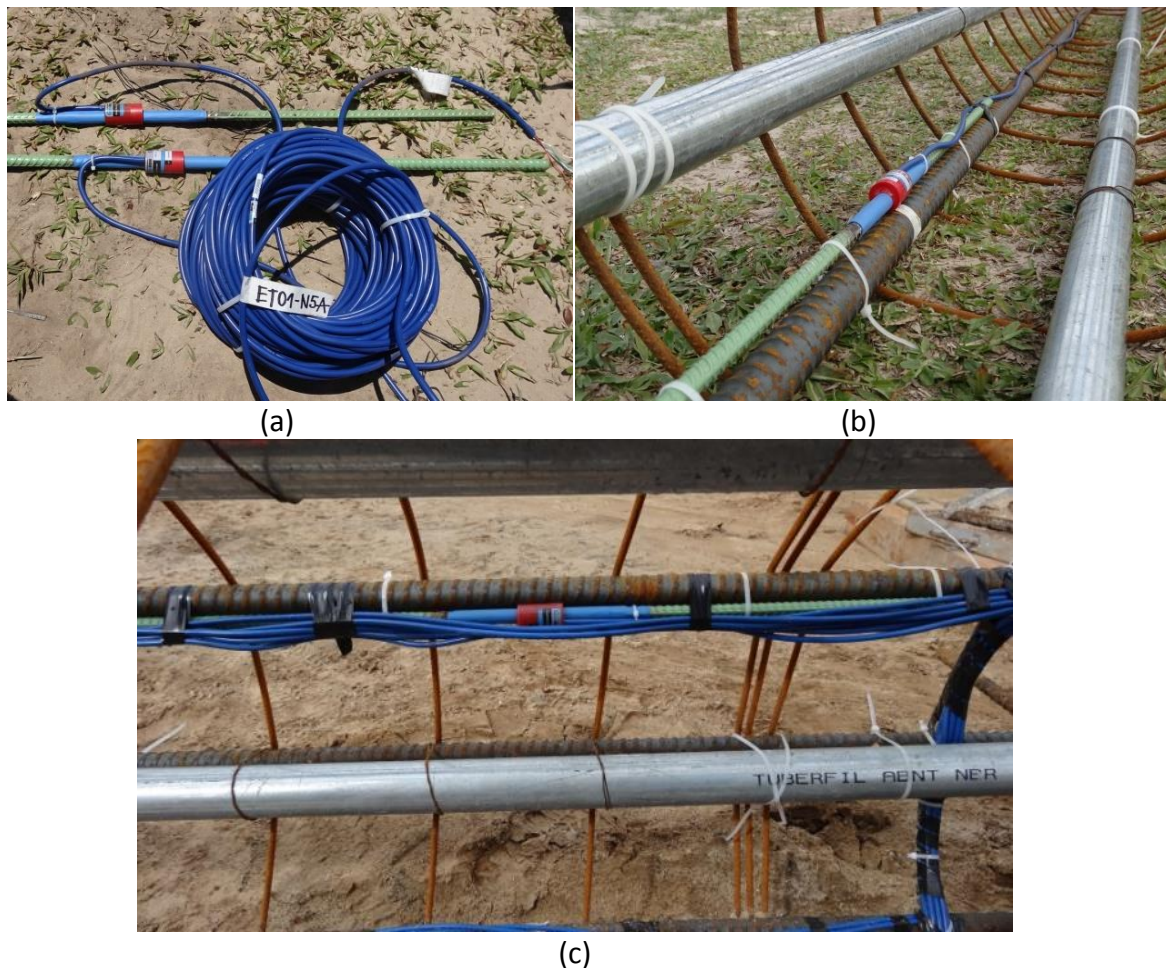


Figura 5. 2 - Instrumentação em profundidade a) detalhe dos extensômetros b) e c) extensômetros posicionados na armadura da estaca

Encontra-se na Tabela 5.1, o nível de instrumentação que foi planejado durante a fase de implantação do campo experimental e no número de extensômetros em cada nível. Durante a execução das estacas o nível teve pequenas modificações devido à cota da escavação.

Tabela 5. 1 - Níveis de instrumentação planejada ao longo da profundidade das estacas

Nível	ET4 (Estaca com Polímero)		ET5 (Estaca com Bentonita)	
	Profundidade (m)	Geokon 4911-4	Profundidade (m)	Geokon 4911-4
N1	0,5	2	0,5	2
N2	4,0	4	4,0	4
N3	7	2	7	2
N4	11,5	4	11,5	4
N5	14,5	2	14,5	2
N6	18,5	2	18,5	2
N7	22	2	22	2
N8	23,5	2	23,5	2

Na Figura 5.3 está representado em detalhe o projeto de instrumentação, bem como os detalhes da armadura da estaca executada com o uso de polímero (ET4). Na Figura 5.4 está representado em detalhe o projeto de instrumentação da estaca ET5, estaca executada com o uso de bentonita.

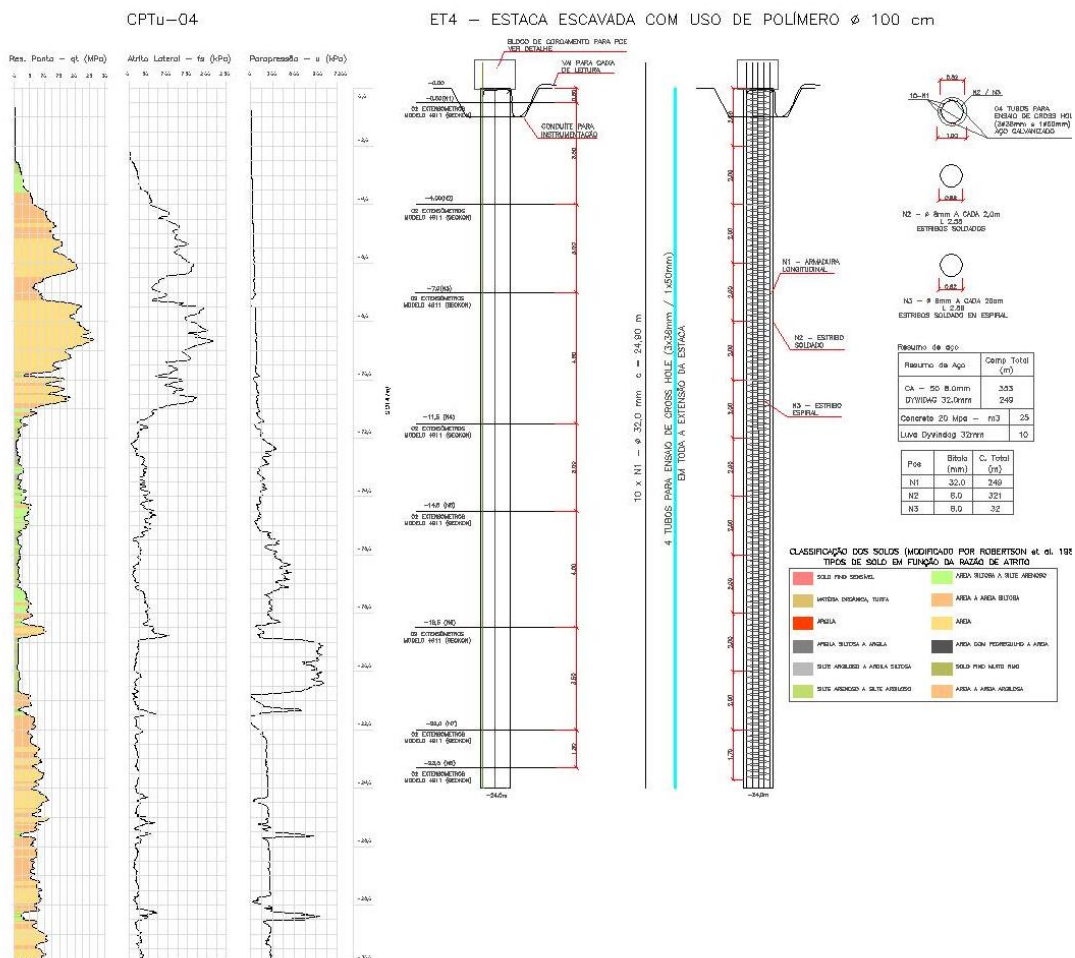


Figura 5. 3 - Detalhe da posição da instrumentação planejada em profundidade da estaca com o uso de polímero (ET4)

Nas estacas com o uso de polímero e bentonita, foram instrumentados 8 níveis de instrumentação. Nos níveis N2 e N4 foram instalados 4 sensores diagonalmente opostos, já nos demais níveis foram instalados 2 sensores diagonalmente opostos.

Para identificar a prumada dos níveis foram usadas as letras A, B, C e D. Usou-se 4 letras, pois nos níveis N2 e N4 foram instalados 4 sensores. Todos os sensores foram etiquetados e testados antes de serem fixados na armadura longitudinal. A descrição foi realizada indicando o Nível seguido da posição vertical, por exemplo, N5A (Nível 5 Vertical A)

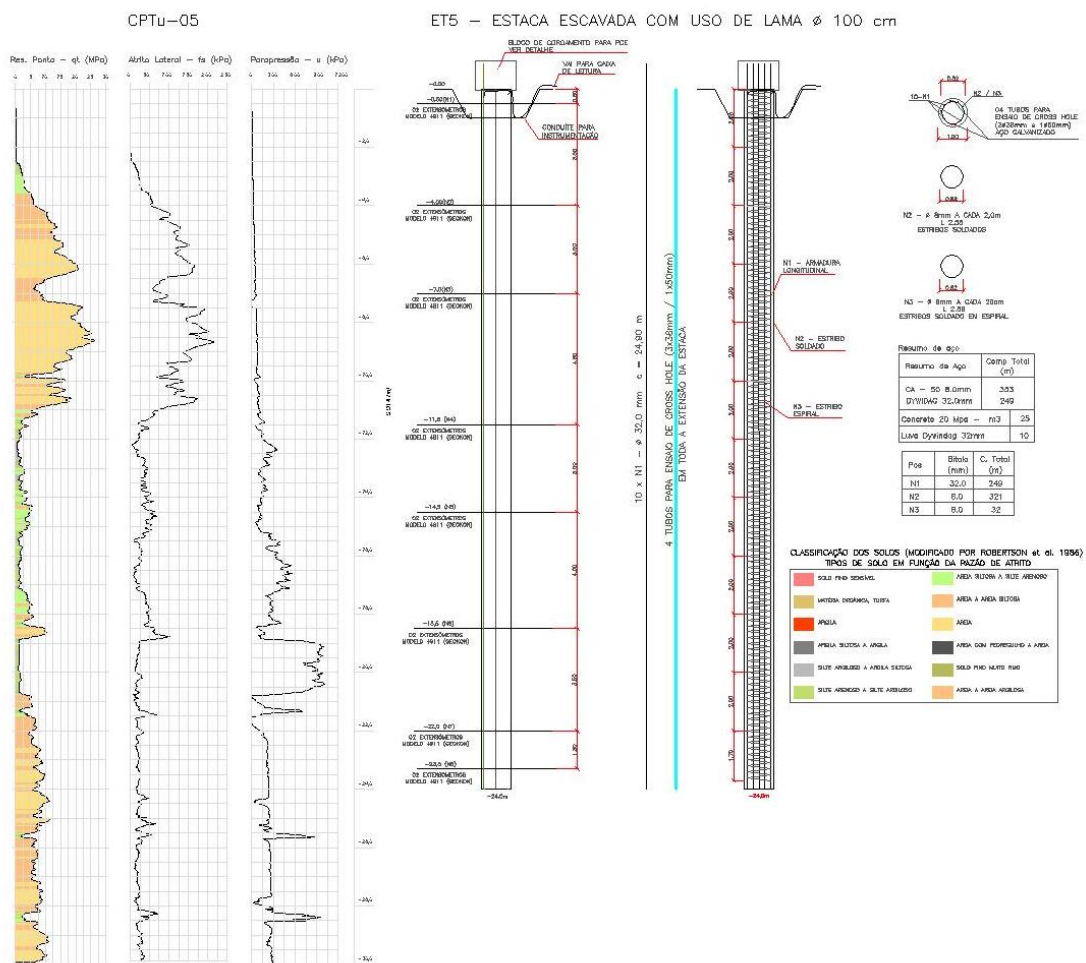


Figura 5. 4 - Detalhe da posição da instrumentação planejada em profundidade da estaca com o uso de bentonita (ET5)

Para evitar danos ao sistema de leituras da instrumentação, os cabos ficaram armazenados em uma caixa de leitura executada em alvenaria. A caixa de leitura serviu também para fazer leituras no período entre o término da execução da estaca e o dia da realização da prova de carga. Para proteção dos cabos entre a estaca e a caixa de leitura foram necessários tubos de PVC corrugados com diâmetro de 100mm, como pode ser observado na Figura 5.5.

Durante a execução das estacas os níveis originais (planejados) tiveram suas posições modificadas devido a posição da armadura no interior da estaca. Na Tabela 5.2 estão apresentados os níveis de instrumentação executados (*as built*).

Retirou-se aproximadamente 0,9 a 1,0m de concreto contaminado do topo da estaca. O concreto estava contaminado pelo uso da lama de bentonita e polímero. Com a retirada desse concreto contaminado, o N1 da estaca com uso de polímero ficou posicionado no interior do bloco. O N1 da estaca com uso de Bentonita foi reposicionado durante a montagem da instrumentação para evitar que o mesmo permanecesse no interior do bloco após o corte do concreto contaminado. A disposição do primeiro nível de instrumentação e o detalhe do alargamento das estacas devido o uso do tubo da camisa guia são mostrados na Figura 5.6.

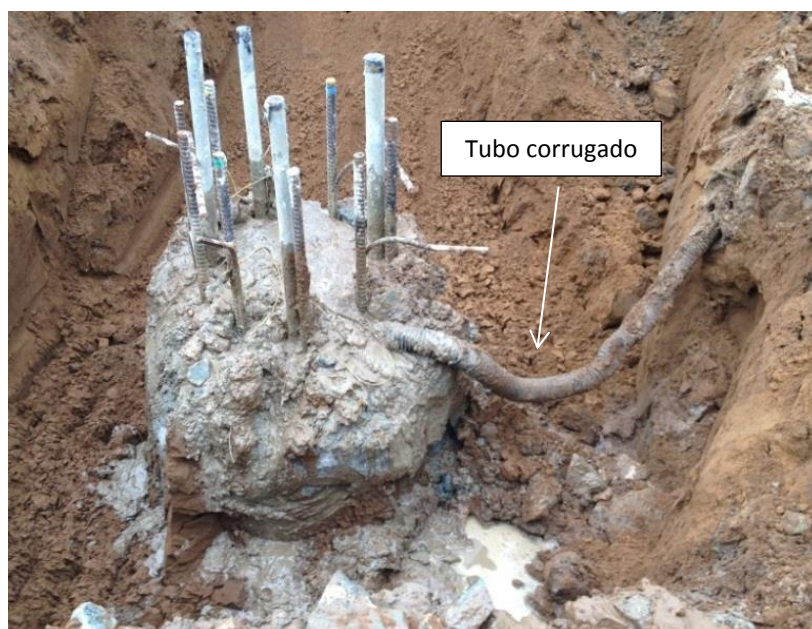


Figura 5. 5 – Detalhe da proteção dos cabos saindo da estaca até a caixa de leitura

Tabela 5. 2 – Níveis de instrumentação executados

Nível	Estaca com uso de Polímero		Estaca com uso de Bentonita	
	Profundidade (m)	Geokon 4911-4	Profundidade (m)	Geokon 4911-4
N1	1,20	2	1,50	2
N2	4,00	4	3,80	4
N3	7,00	2	6,80	2
N4	11,50	4	10,80	4
N5	14,50	2	13,80	2
N6	18,50	2	18,30	2
N7	22,00	2	21,30	2
N8	23,00	2	23,95	2

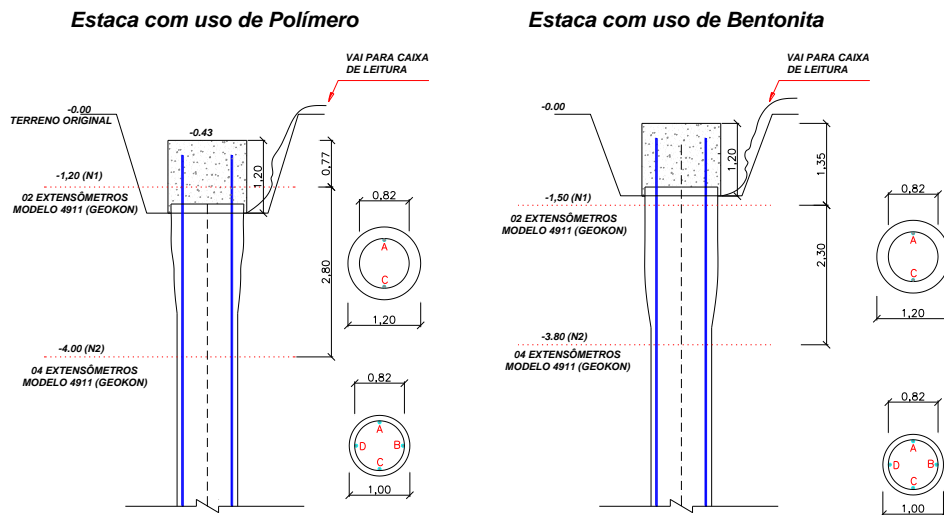


Figura 5. 6 - Disposição da instrumentação após a execução das estacas

5.3. EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Além do perfil geotécnico do local da execução de uma fundação é imprescindível conhecer o método construtivo, pois ele define o comportamento carga *versus* deslocamento, bem como o mecanismo de transferência da carga ao longo da profundidade. Nesta pesquisa foram executadas estacas escavadas usando fluído estabilizante para conter as paredes (lama bentonítica e polímero). As estacas seguiram alinhamento pré-definido como já apresentado na Figura 4.34. Estacas escavadas com uso de fluído estabilizante são recomendáveis quando se pretende reduzir os movimentos ou a perturbação do terreno. O uso de fluído estabilizante é imperativo quanto se pretende manter o furo estável na ocorrência de solos sem coesão e submerso.

Para o sistema de reação foram projetadas 6 estacas do tipo hélice contínua de 0,8m de diâmetro e 24m de profundidade. O fck especificado para execução foi de 20MPa e com abatimento de 23 +/- 2cm. A armadura nas estacas de reação foi composta de 3 Ø de 36mm (Sistema Dywindag) de 24m de comprimento, conforme apresentado na Figura 5.7. Para cada estaca teste foram necessárias 4 estacas de reação.



Figura 5. 7 - Detalhe da armadura das estacas de reação a) montagem b) esperas expostas

Para centralizar a armadura das estacas de reação foi colocado um gabarito, posicionado junto ao topo da escavação, como mostrado na Figura 5.7b. Esse gabarito serviu para alinhar os tirantes e deixa-los equidistante para facilitar a montagem do sistema de reação. Na tabela 5.3 são apresentadas as características das estacas de reação.

Tabela 5.3 – Resumo das características das estacas de reação executadas

Estaca	Data de execução	Prof (m)	Sobre consumo (%)
R2	08/12/2014	23,78	7
R3	08/12/2014	23,75	8
R7	08/12/2014	23,95	20
R8	09/12/2014	23,80	15
R12	09/12/2104	23,72	6
R13	09/12/2104	23,78	7

Para execução das estacas de reação, foi usada uma perfuratriz Mait HR – 260. Detalhes do equipamento usado estão apresentados na Figura 5.8



(a)



(b)

Figura 5.8 - Execução da estaca tipo hélice contínua de reação

Na execução das estacas escavadas com o uso de bentonita e polímero, foi utilizado a mesma perfuratriz, porém o sistema de escavação foi modificado, passando para o sistema de estaca escavada. As especificações das estacas foram apresentadas na Figura 4.35. A armadura foi composta de $\varnothing 32\text{mm}$ (Sistema Dywindag) para armadura principal e estribos de 8,0mm (CA-50A). Na Figura 5.9 é apresentado sequencia de execução das estacas escavadas.



(a)



(b)



(c)

Figura 5. 9 - Execução de estaca escavada a) e b) escavação c) içamento da armadura

Apresenta-se em detalhe a caçamba usada para a escavação das estacas.



Figura 5. 10 – Caçamba usada na escavação

Devido ao sistema de instrumentação, uma das etapas críticas do processo construtivo refere-se ao içamento da armadura das estacas teste, pois, os elementos eram flexíveis e de grandes dimensões, e dessa forma poderiam danificar os extensômetros e tubos de aço galvanizado fixados na armadura principal da estaca. O içamento da armadura é mostrado na Figura 5.11, verifica-se a possibilidade de mover a armadura sem induzir flexão pronunciada.



Figura 5. 11 – Detalhe de içamento da armadura da estaca teste

As principais características das estacas estão apresentadas na Tabela 5.4.

Tabela 5. 4 – Principais características das estacas escavadas

Estaca	Data	Prof. (m)	Sobre Consumo (%)	Abatimento (cm)	Ph	Den. (g/cm ³)	Visco. (seg.)	% de areia
Escavada com Polímero-ET4	15/12/2014	24,1	18,87	24	10	1,05	39	1
				25				
				25				
Escavada com Bentonita-ET5	18/12/2014	24,4	20,02	23,5	*8	*1,1	*48	*3,5
				25	8	1,09	43	3
				25				

* Antes da Desairenação

A armadura foi posicionada somente após a chegada do concreto ao local da obra. O período entre a escavação e concretagem das estacas foi de aproximadamente 6h.

A bentonita usada na mistura para compor a lama foi da marca Permagem, com dosagem de 50kg por m³ de água. A mistura foi realizada na noite anterior à escavação da estaca, aproximadamente 12h de mistura. É recomendado que essa mistura seja realizada com pelo menos 24h de antecedência, porém, as propriedades da mistura foram atendidas.

Para dosagem de polímero, foi utilizado o Polymud. A mistura consistiu em 1kg do polímero e 1 litro de NaOH para cada m³.

Na determinação da densidade, viscosidade, teor de areia e Ph da lama foram seguidas de acordo com as instruções da Brasfond que segue abaixo:

Ensaio de Densidade

O ensaio da densidade foi realizado com o uso de uma balança graduada. Para realizar esse ensaio deve-se:

- a) Encher o recipiente da balança com lama;
- b) Equilibrar a balança com peso móvel (nível); e
- c) Ler, na régua graduada, o valor da densidade.

Ensaio de Viscosidade

O ensaio de viscosidade foi realizado utilizando-se o Viscosímetro tipo MARSH (cone de MARSH). Para realizar esse ensaio deve-se:

- a) Passar a lama por uma peneira de malha 1,5 mm; e
- b) Medir o tempo, em segundos, necessários para o escoamento (percolação) de 946 cc de lama.

Ensaio de teor de Areia da Lama

Para determinação do teor de areia foi utilizada a sistemática de:

- a) Colocar numa proveta “baroid” 100 cc de lama, completando-se com 300 cc de água;
- b) Agitar fortemente a mistura, despejando-a num recipiente acoplado com uma peneira (malha de 0.075 mm);
- c) Inverter o recipiente, depositando a areia e água na proveta; e
- d) Esperar a sedimentação, ler na escala graduada da proveta o teor de areia contido na mistura em volume.

Ensaio de teor de pH

Para determinação do pH, foi utilizado o papel de tornasol. O ensaio consiste na imersão na lama de um papel impregnado de fenol, que em contato com esta reage quimicamente, variando sua coloração, que comparada com uma escala cromática padrão dá a indicação do pH.

Após a concretagem, o descarte da lama bentonítica foi realizado em aterro sanitário devidamente controlado. Foi contratada empresa terceirizada para realizar o descarte da mesma. Para o polímero, foi adicionado hipoclorito de sódio e água para diluir em seguida agitado para quebrar a cadeia formada pelo polímero e descartado ao lado do campo experimental.

5.4. CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO

Na avaliação das características do concreto utilizado na confecção das estacas, foram executados ensaios de compressão simples em corpos de prova cilíndricos com dimensões de 10cm de diâmetro por 20cm de altura, preparados durante a concretagem das estacas. O controle tecnológico foi realizado pela empresa Geoforma Engenharia Ltda. Na Figura 5.11 apresenta-se a execução do controle do concreto no campo Experimental.

Para o controle tecnológico do concreto foi monitorado em cada caminhão, o ensaio de abatimento de cone e a confecção de 10 Cps com rompimento aos 7, 14, 28 dias, e exemplares para o rompimento no dia da prova de carga. Também foram moldados exemplares para futuros ensaio (para cada data de ensaios foram retirados 2 exemplares). A especificação detalhada do concreto de cada estaca está apresentado na Tabela 5.5 abaixo.

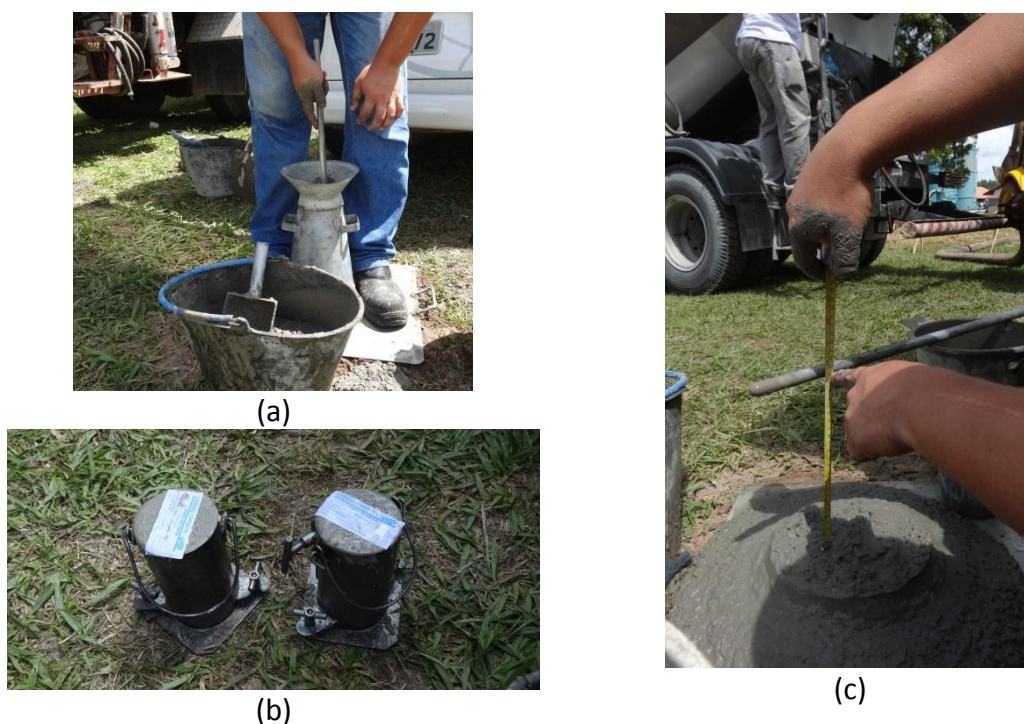


Figura 5. 12 - Execução do controle tecnológico do concreto a) e c) execução do teste de abatimento e b) confecção das amostras para ensaio de resistência a compressão

Tabela 5. 5 - Característica do concreto das estacas

Composição	Traço	
	Estaca	Bloco
Abatimento (cm)	23 +/-2	10+/-2
Água (kg)	216	284
Cim. CP IV (kg)	415	480
Areia (kg)	800	730
Brita 0	870	780
Aditivo (litros)	3,0	3,5

Em todos os traços foi utilizado CP-IV Votoran RS da unidade de Itajaí/SC.

Na Tabela 5.6 apresenta-se o valor médio da resistência à compressão dos corpos de prova em 7, 14, 28 dias e no dia da realização da prova de carga (dois exemplares por data).

Tabela 5.6 – Valor da resistência média das estacas teste

Estaca	Dias/Resistência média (Mpa)					
	7	14	28	72*	110*	143*
ET4 - Polímero 100cm	24,9	26,4	33,0	-	-	43,6
ET5 - Bentonita 100cm	25,2	31,2	34,7	-	40,8	-

* Dia da realização da prova de carga

Na Figura 5.13 é apresentado o gráfico da evolução da resistência do concreto das estacas executadas com o uso de polímero e bentonita.

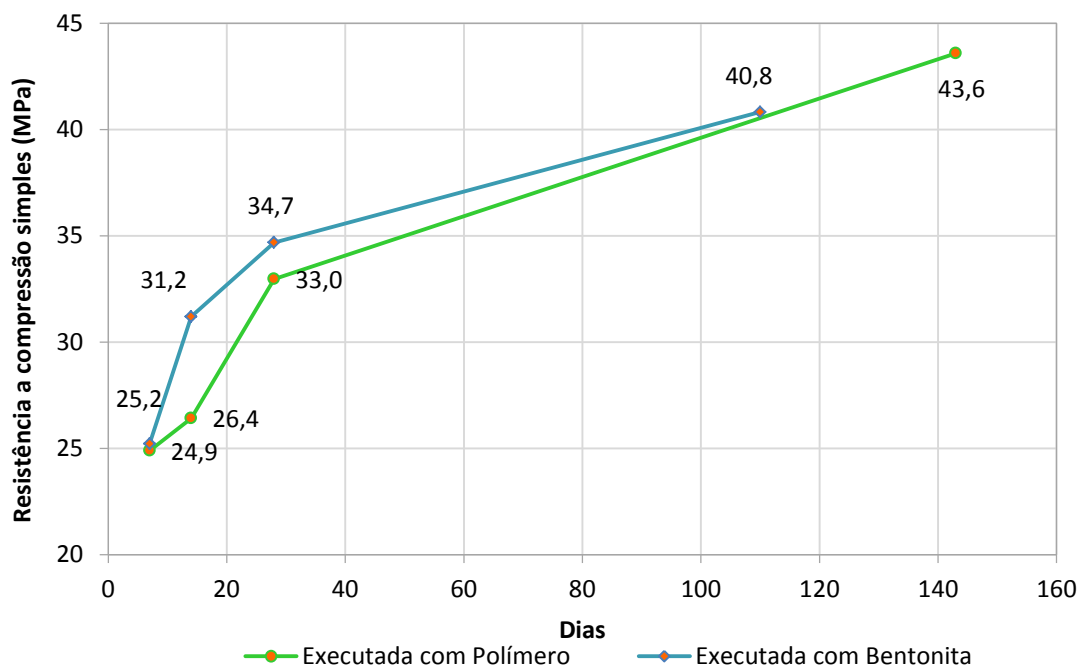


Figura 5.13 – Evolução da resistência do concreto para as estacas com o uso de polímero e bentonita

5.4.1. Modelo de Estimativa da Resistência à Compressão do Concreto Segundo a NBR 12.655:1996

A norma brasileira, representada pela NBR 12655:1996 estabelece duas metodologias distintas para a aceitação de uma dada estrutura de concreto; representadas pelos métodos por amostragem parcial e por amostragem total. O primeiro consiste em concretagens nas quais são retiradas amostras de algumas cargas

de concreto utilizado. O segundo caso, por sua vez, caracteriza-se por retirar amostras de todas as amassadas de concreto utilizado.

No primeiro caso os resultados devem ser analisados por lote, ou seja, não há interesse no resultado individual de um corpo de prova ou de um exemplar, mas tão somente na estimativa da resistência característica, f_{ckest} do lote em questão, utilizando-se todos os resultados da amostra.

$$f_{ckest} = 2 \frac{f_1 + f_2 + f_3 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad (5.1)$$

Para aceitação do valor de f_{ckest} , o mesmo deverá ser maior que:

$$f_{ckest} \geq \Psi_6 \cdot f_1 \quad (5.2)$$

onde:

$f_1 + f_2 + f_3 + \dots + f_{m-1}$ = valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente.

$m = n/2$. Despreza-se o valor mais alto de n , se for ímpar.

No controle de aceitação, tipo a 100% ou total (segundo caso), no qual se conhece todos os valores de resistência de todas as amassadas, ou seja, a população ou lote são integralmente conhecidos, então não há necessidade de inferência estatística, que é a ferramenta utilizada para amostras (parciais) de populações desconhecidas. Nestes casos, basta aplicar a definição, ou seja, buscar naquela população integralmente conhecida o quantil de 5% ou seja, de cada 20 resultados será o inferior deles, quando o número de exemplares for maior do que 20. Se a amostra é menor ou igual do que 20, será o menor de todos, conhecido como f_{c1} . De 40 resultados será o segundo menor e de cada 100 resultados será o quinto menor resultado.

Para o controle de 100% a resistência característica é dada por:

a) para $n \leq 20$, $f_{ckest} = f_1$

b) para $n > 20$ $f_{ckest} = f_i$

onde:

$i = 0,05 n$. Quando o valor de i for fracionário, adota-se o número inteiro imediatamente superior.

Segue abaixo na Tabela 5.7 a resistência a compressão aos 28 dias dos exemplares retirados de cada caminhão betoneira das estacas teste. Foi realizado o controle de 100% (segundo método) pela NBR 12.655. Foram retirados 2 exemplares de cada caminhão para o rompimento a compressão aos 28 dias.

Tabela 5. 7 - Resultado da resistência do concreto aos 28 dias das amostras retiradas dos caminhões betoneira

Corpo de Prova (Mpa)	Exemplar (Mpa)	Corpo de Prova (Mpa)	Exemplar (Mpa)
ET4 - Estacas executada com Polímero			
fc1 = 28,9 ; fc2 = 29,3	28,9	fc1 = 32,2; fc2 = 35,5	32,2
fc1 = 35,2 ; fc2 = 36,7	35,2	-	-
ET5 – Estacas Executada com Bentonita			
fc1 = 37,3 ; fc2 = 36,3	36,3	fc1 = 31,2; fc2 = 33,6	31,2
fc1 = 32,4 ; fc2 = 37,3	32,4	-	-

Várias fórmulas empíricas tem sido empregadas para estimar o módulo de deformação tangente e secante do concreto, sendo elas só em função da resistência à compressão do concreto ou de grandezas e da massa específica ou do tipo de concreto. Segundo a NBR 6118:2014 o módulo de elasticidade do concreto pode ser estimado pela Expressão 5.3 abaixo.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (5.3)$$

onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em Mpa

α_E é o índice de correção do módulo devido a natureza do agregado (varia de 0,7 a 1,2).

Para determinação do módulo secante a NBR 6118-2104 recomenda:

$$E_{cs} = \left[0,8 + 0,2 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{80} \right) \right] E_{ci} \quad (5.4)$$

5.5. ENSAIOS DE INTEGRIDADE DAS ESTACAS

Em todas as estacas teste foram realizados ensaios de integridade tipo PIT (*Pile Integrity Tester*) e Cross Hole Analyser e na estaca ET5 (Estaca com o uso de bentonita) ainda o ensaio tipo TIP (*Thermal Integrity Profiling*).

O ensaio tipo PIT, também conhecido como Ensaio pelo Método Sônico ou “Pulse Echo”, é um ensaio que visa principalmente determinar a variação ao longo da profundidade das características do concreto nas estacas de fundação. A forma usual do ensaio consiste na colocação de um acelerômetro de alta sensibilidade no topo da estaca teste, e na aplicação de golpes com um martelo de mão. O acelerômetro é fixado por meio de um material viscoso, geralmente cera de petróleo. Os golpes geram uma onda de compressão que trafega ao longo da estaca e sofre reflexões ao encontrar qualquer variação nas características do material (área de seção, peso específico ou módulo de elasticidade). Essas reflexões causam variações na aceleração medida pelo sensor. É feito um registro da evolução dessa aceleração com o tempo (na realidade é mais usual converter-se a aceleração para velocidade, mediante integração

do sinal). Como a onda trafega com uma velocidade fixa, conhecendo-se a velocidade de propagação da onda e o tempo transcorrido entre a aplicação do golpe e a chegada da reflexão correspondente à variação de características pode-se determinar a exata localização dessa variação.

Os ensaios tipo PIT foram realizados no dia 20 de Janeiro de 2015.

O ensaio tipo PIT executado na estaca com o uso de polímero é apresentado na Figura 5,14. No sinal analisado apresentou velocidade de onda de 3.650 m/s e variações de impedância são notadas na estaca, no entanto, há também a reflexão da onda acústica na ponta da mesma. No caso de estacas moldadas in loco estas variações refletem mudanças de área transversal do fuste e/ou de densidade do material da estaca. Observa-se ainda um aumento de impedância no topo e a 18,0m do topo da estaca. A estaca pode ser considerada íntegra.

Estaca ET-04

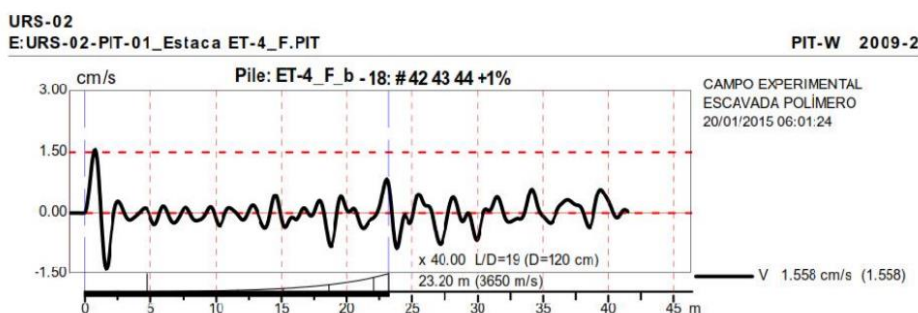


Figura 5. 14 – Ensaio PIT estacas com o uso de polímero

O ensaio tipo PIT executado na estaca com o uso de bentonita é apresentado na Figura 5.15. Não foi possível identificar a resposta de ponta e o sinal analisado apresentou velocidade de onda de 3.900 m/s. Verifica-se fuste homogêneo (íntegro) até aproximadamente 15 m de profundidade, a partir da qual o sinal apresenta muita interferência. Essa variação de sinal pode estar associada em mudanças de área transversal do fuste e/ou de densidade do material da estaca. A estaca pode ser considerada íntegra.

Estaca ET-05

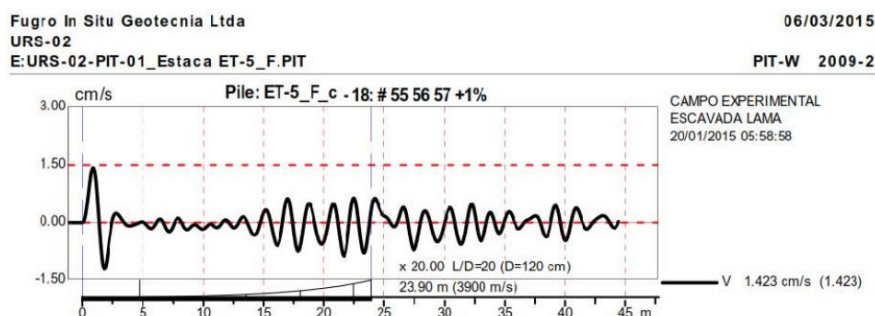


Figura 5. 15 - Ensaio PIT estacas com o uso de bentonita

O ensaio *Cross Hole Analyser* (CHA) verifica a integridade estrutural do concreto aplicado na execução de estacas moldadas “in loco”, através de pares de tubos pré-instalados em estacas escavadas. O sistema operacional *Cross Hole* é materializado basicamente com a utilização de sensor transmissor e receptor de onda sonora de alta frequência, promovendo a leitura de variação da frequência entre tubos, diametralmente opostos, ao longo de toda a profundidade, caracterizando a integridade estrutural do concreto que constitui a estaca nesta direção.

Os ensaios tipo *Cross Hole* foram realizados no dia 20 de Janeiro de 2015. Na Figura 5.16 representam-se os resultados do ensaio *Cross Hole* executado na estaca com uso de polímero. Ao longo do fuste da estaca são registrados redução de pulsos na velocidade de onda, bem como na ponta da estaca, caracterizando possíveis anomalias na estaca. Essas reduções de pulso podem estar associadas à má aderência entre o concreto e os tubos.

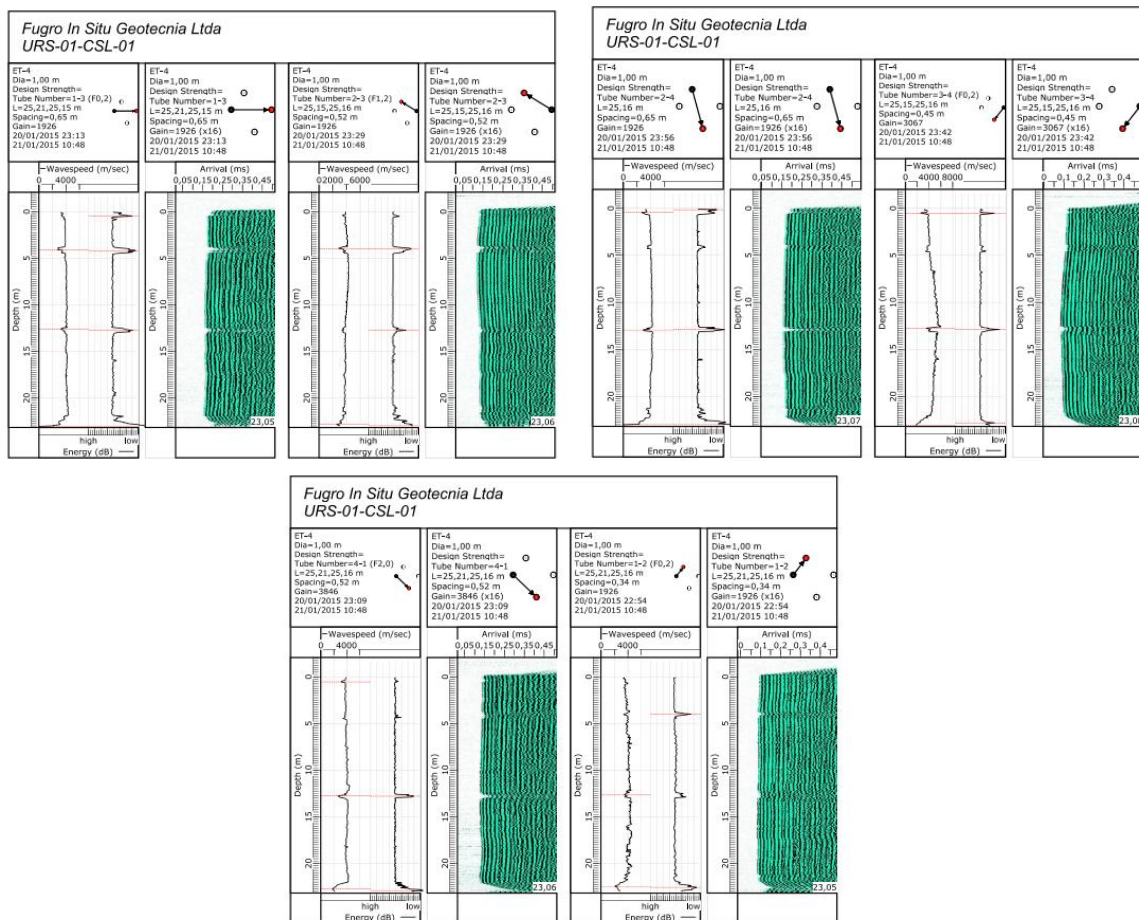


Figura 5. 16 – Ensaio Cross Hole da Estaca com o uso de polímero

Na Figura 5.17 está apresentado o resultado do ensaio *Cross Hole* executado na estaca com o uso de bentonita. A estaca apresenta-se íntegra, sem registros de redução de pulsos na velocidade.

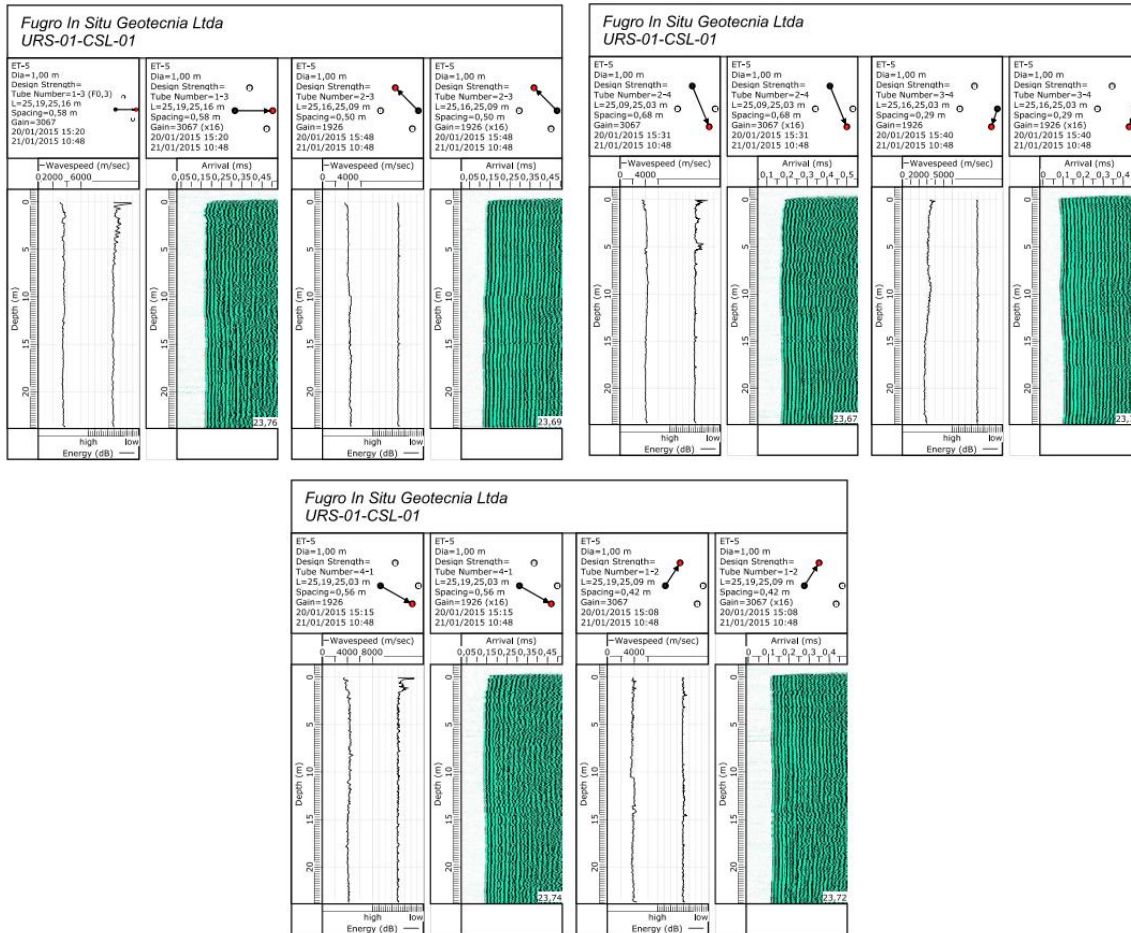


Figura 5. 17 - Ensaio Cross Hole da Estaca com o uso de bentonita

Os ensaios tipo PIT e *Cross Hole* foram executados pela empresa Frugro In Situ Geotecnia. Na Figura 5.18, é apresentada a disposição dos tubos e execução do ensaio tipo *Cross Hole*.



Figura 5. 18 – a) posição dos tubos no interior da estaca para ensaio de Cross Hole e em b) execução do ensaio tipo Cross Hole

O método de Perfilagem Térmica, ou TIP, permite avaliar o formato de estacas moldadas *in loco*, e a existência de anomalias nas mesmas, com base em medidas de temperatura registradas durante o processo de cura do concreto. A perfilagem térmica

utiliza temperaturas medidas durante o processo de cura do concreto. Estas temperaturas podem ser obtidas por dois métodos distintos.

Em um dos métodos de ensaio uma sonda contendo quatro sensores térmicos é inserida em tubos de acesso seco. Esse processo permite medir as temperaturas na parede do tubo de acesso em quatro direções, e ao longo de todo o comprimento do fuste. Em outro método de ensaio os tubos de acesso não são necessários. Cabos contendo sensores térmicos digitais e descartáveis são acoplados na armadura. Nesta segunda modalidade, a aquisição de dados é feita automaticamente durante o período de cura do concreto, iniciando logo após a concretagem. Os dados coletados podem ser transferidos posteriormente para um computador.

Na Figura 5.19 são apresentados os detalhes de preparação para o ensaio TIP.



Figura 5. 19 - Detalhe dos cabos a) e em b) dos tubos para execução do ensaio TIP

Na Figura 5.20 é apresentado o resultado do ensaio tipo TIP da estaca com o uso de bentonita.

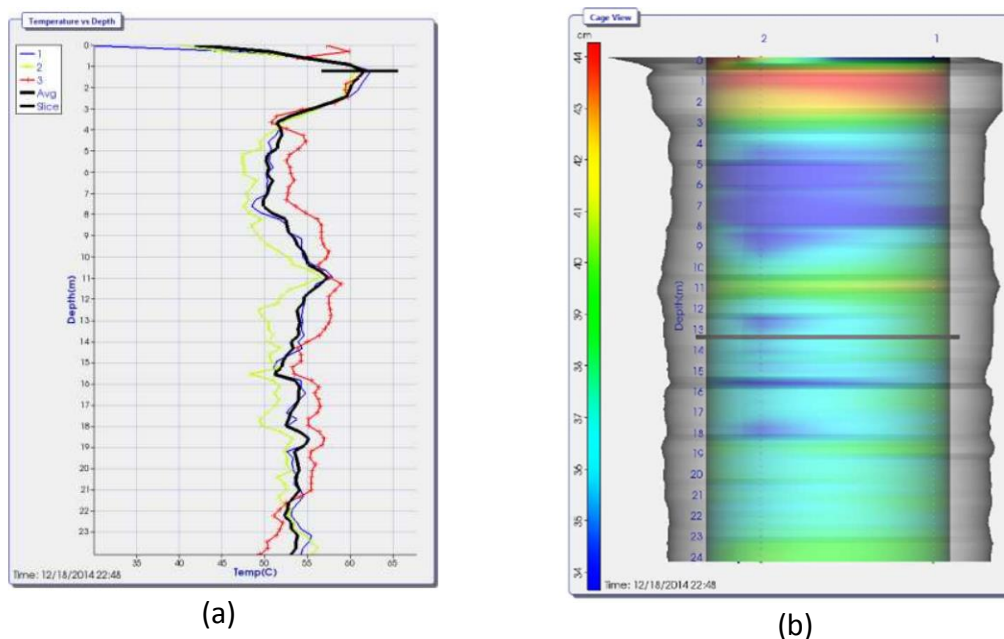


Figura 5. 20 - Apresentação do ensaio tipo TIP a) registro da temperatura ao longo do fuste b) interpretação das dimensões ao longo do fuste

Os ensaios tipo TIP foram realizados pela empresa GeoTechne, empresa que colaborou com a pesquisa. Baseado no ensaio, percebe-se a integridade da estaca ao longo do fuste e existência variações de seções transversas, principalmente nos 3 primeiros metros.

Em relação aos ensaios de integridade realizados, as estacas possuem integridade lateral com variações de seção ao longo do fuste. Foi verificado aumento de seção na parte superior das estacas pelo ensaio TIP. As estacas podem ser consideradas íntegras.

5.6. EXECUÇÃO DO BLOCO SOBRE AS ESTACAS TESTE

Nas estacas teste foram executados blocos (Figura 5.21) para acomodar o sistema de aplicação de carga das provas de carga e os medidores de deslocamento (defletômetros).

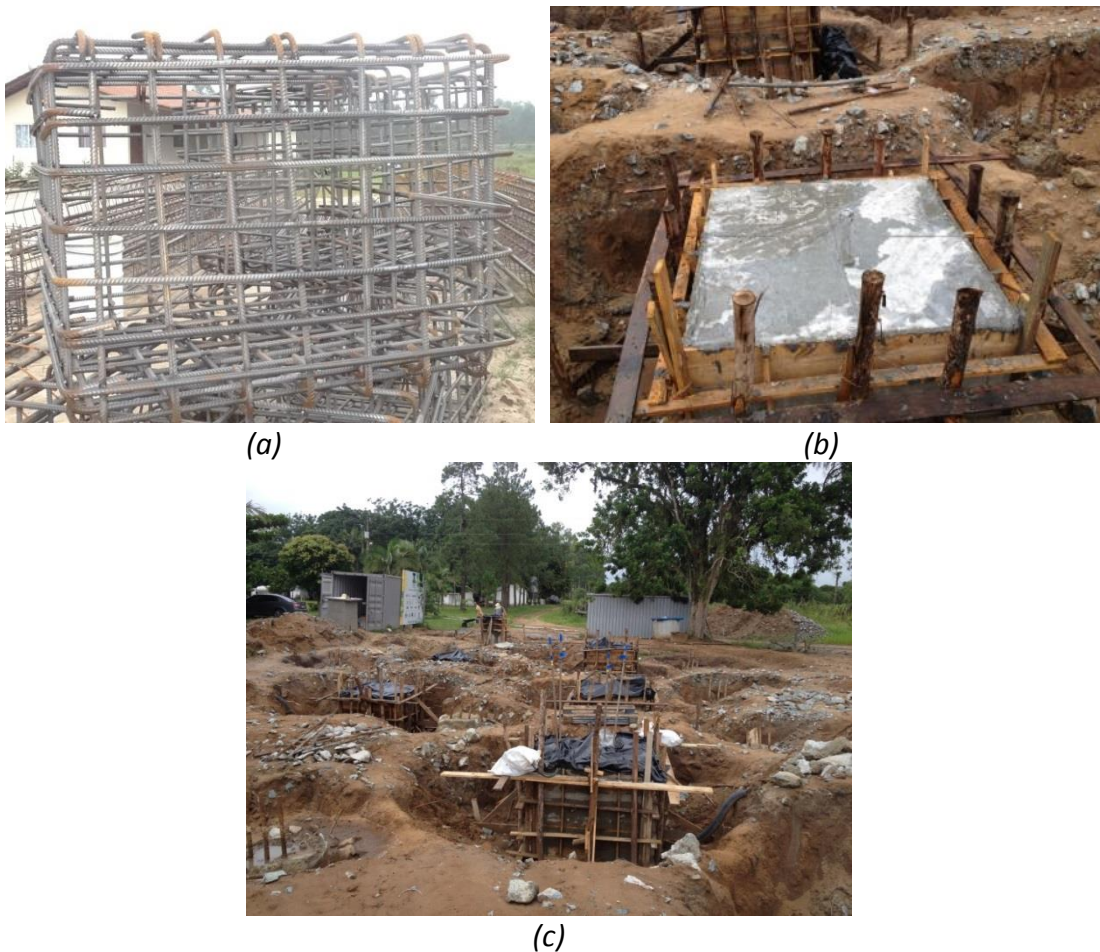


Figura 5. 21 - Detalhe do bloco de coroamento a) armadura b) e c) executado

As estacas testes receberam corte na cabeça para retirada do concreto contaminado e após isso foi realizado a confecção dos blocos. Percebe-se aumento da seção das estacas em 10 cm do diâmetro original nas estacas escavadas. Esse aumento de seção ficou registrado também nos ensaios de integridade das estacas (TIP). Esse alargamento registrado foi devido ao uso do revestimento (tubo guia) para execução das estacas. O mesmo possuía 3,0m de comprimento e 10cm maior que a diâmetro escavado.

Os blocos sobre as estacas foram concretados dia 04/02/2015, com taxa de armadura de 97,91 Kg/m³ de concreto. O bloco teve suas dimensões alteradas em 10 cm do original devido ao alargamento da cabeça das estacas ficando com dimensões de 1,3 x 1,20m (larguras x altura). O fck solicitado para execução dos blocos foi de 40MPa. Dimensões de projeto estão apresentadas na Figura 5.22.

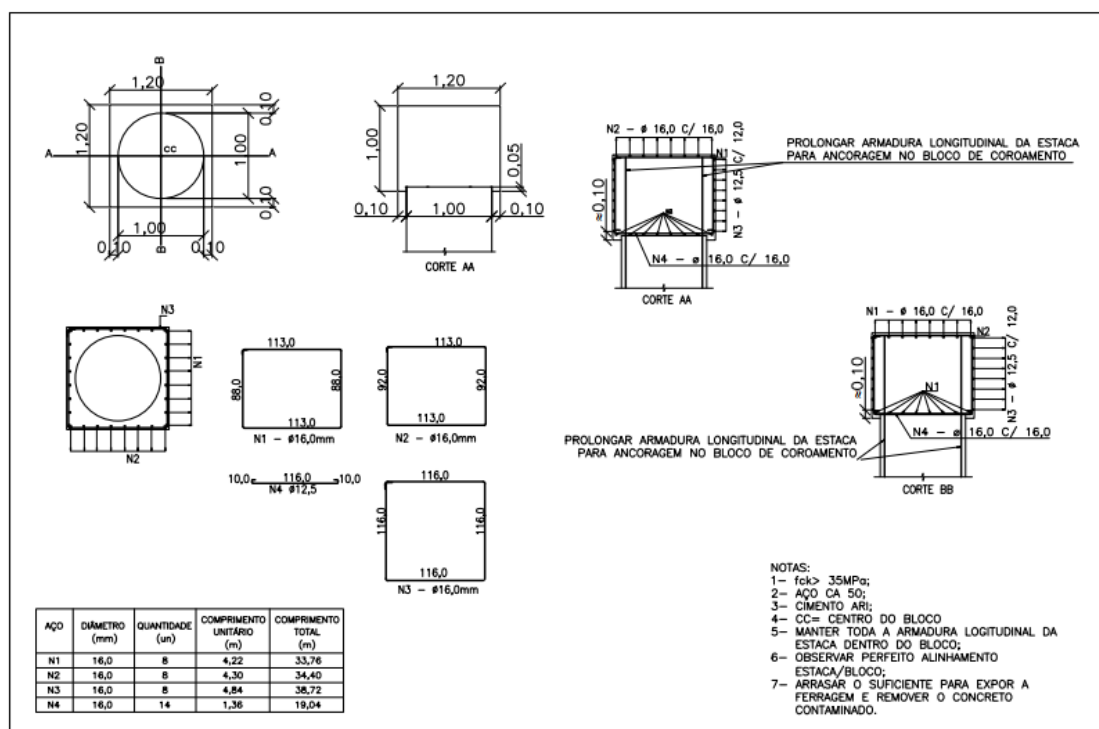


Figura 5. 22 – Projeto do bloco de coroamento sobre as estacas

6. PROVA DE CARGA: MONTAGEM, EXECUÇÃO E RESULTADOS

Este capítulo abordará as informações referente as provas de carga estática realizadas nas estacas com o uso de lama de bentonita e polímero. Serão apresentados os detalhes construtivos da montagem, execução e os resultados das provas de carga.

6.1. MONTAGEM E EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA

Um dos aspectos que limita a realização de provas de cargas é o sistema de reação. O sistema de reação para ensaios de carga verticais estáticas advém da necessidade de se obter uma estrutura de reação compatível com a carga a ser aplicada no ensaio. A estrutura de reação usada no presente trabalho é composta de uma viga principal e quatro vigas secundárias, sendo que 2 em cada lado da estaca como pode ser observado na Figura 6.1 abaixo. Na figura 6.2 está representada a montagem e detalhes do sistema de reação.

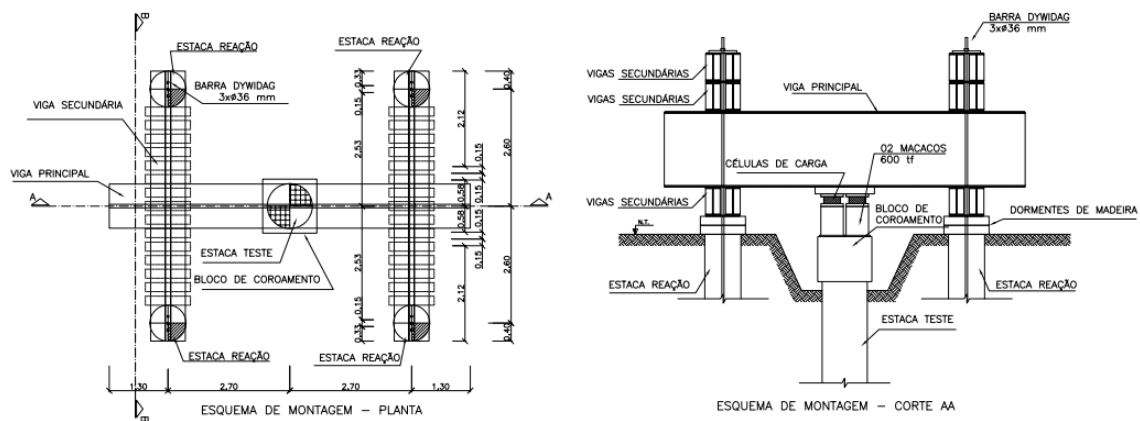


Figura 6. 1 - Detalhe do sistema de reação



(a)



(b)

Figura 6. 2 - Detalhe do sistema de reação a) vista lateral da viga principal b) sistema de ancoragem

As vigas secundárias utilizadas foram de 0,77m de largura por 0,60m de altura (formada por dois perfis "I"). A dimensão da viga principal foi de 0,98m de largura por 1,65m de altura, também formada por dois perfis "I". As vigas foram fixadas às estacas de reação através de barras Dywidag, conforme detalhado no Capítulo 5.

Durante a prova de carga, a estrutura de reação foi completamente coberta com lona, para proteger todos os equipamentos utilizados de intempéries durante a execução dos ensaios. Principalmente para evitar eventual movimentação térmica da viga de referência devido as variações de temperatura do ambiente durante a realização da prova de carga.

O procedimento adotado para as provas de carga foi de carregamento lento, seguido de carregamento cíclico rápido (Descrito no Capítulo 3). O carregamento cíclico foi realizado somente na estaca executada com bentonita (ET5).

Para cada prova de carga foram necessários cinco dias de mobilização, sendo três dias para montagem do sistema de reação e sistema de leituras e dois dias para aplicação do carregamento.

Devido ao peso elevado das vigas do sistema de reação, em cada mobilização e desmobilização foi necessário o uso de guindaste. O local de implantação do campo experimental não possuía energia elétrica compatível com a demanda dos equipamentos e foi necessário uso de gerador e também aquisição de contêiner para armazenagem de equipamentos. Na Figura 6.3, mostra-se a sequencia do processo de montagem do sistema de reação.



Figura 6. 3 – Montagem do sistema de reação

Para facilitar a passagem dos vergalhões da armadura de ancoragem, foram projetadas aberturas nas vigas secundárias como observado na Figura 6.4(a). A armadura de ancoragem foi fixada por porcas e chapas nas vigas secundárias superiores, esse detalhe é apresentado na Figura 6.4(b).



Figura 6. 4 – Detalhes do sistema de fixação das vigas de reação (a) passagem das barras e (b) fixação com chapa e porca

No dispositivo de aplicação da carga, foram utilizados dois macacos de grande capacidade (6000kN) alimentado por uma bomba hidráulica. Para estaca com uso de polímero foi executado também leituras automáticas de deformação com uso de LVDT.

Na obtenção da carga aplicada por cada macaco foram usadas células de cargas individuais. Para melhor acomodar os macacos hidráulicos sobre o bloco e distribuir a carga de forma uniforme sobre a estaca, foi disposto sobre o bloco uma chapa metálica de ½”.

Em cada estaca ensaiada foram instalados na superfície do bloco quatro relógios comparadores mecânicos com curso de 100mm e precisão de 0,01mm, para medição dos deslocamentos verticais e três relógios comparadores com as mesmas características para medição dos deslocamentos horizontais, conforme apresentado na Figura 6.5.

Além dos deslocamentos na superfície dos blocos, foram monitorados os deslocamentos e a verticalidade do sistema de reação (Ver Figura 6.6).



Figura 6. 5 - Detalhes da instrumentação de superfície (a) instrumentação para deslocamentos verticais e b) instrumentação para deslocamentos horizontais

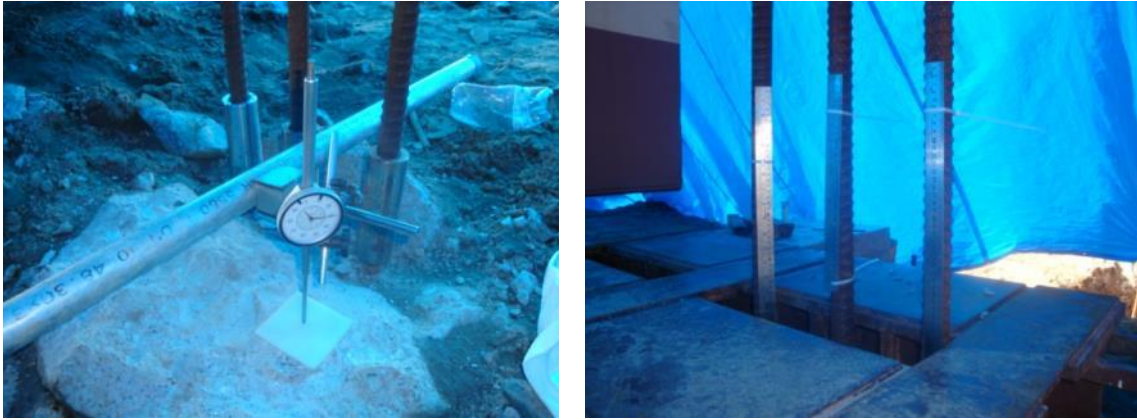


Figura 6. 6 – Monitoramento do sistema de reação (a) Relógio comparador no topo das estacas (b) régua graduada

Como apresentado no Capítulo 5, as estacas foram monitoradas em profundidade com a instalação de extensômetros (VW Rebar Strainmeter, "Sister Bar", #4 rebar) modelo 4911-4 da Geokon ao longo do fuste. A aquisição dos dados foi por meio de um datalogger instalado na caixa de leituras. Na Figura 6.7 são apresentados detalhes do sistema de leitura pelo datalogger.



Figura 6. 7 – Detalhe do sistema de aquisição de dados da instrumentação em profundidade

O datalogger foi programado para realizar leituras automáticas em intervalo de 1 minuto durante a prova de carga. O sistema de aquisição de dados possuía apenas 16 canais de entrada e as estacas 20 extensômetros. Optou-se por fazer leituras automáticas nos sensores nas posições A e C. Nos Níveis 2 e 4 que possuíam 4 extensômetros instalados as leituras na posição B e D foram realizadas de forma manual.

Durante a prova de carga os dados foram transferidos para planilha eletrônica para visualizar o comportamento da distribuição da carga durante os incrementos seus incrementos.

As provas de carga foram realizadas nos dias 07 de Abril de 2015 e 07 de Maio de 2015 respectivamente na estaca com o uso de bentonita e polímero. O tempo entre a

execução da estaca e a prova de carga foi de 110 dias para estaca com uso de bentonita e 143 dias para estaca com uso de polímero.

6.2. RESULTADOS OBTIDOS COM A INSTRUMENTAÇÃO NO TOPO DAS ESTACAS TESTE

Neste item é apresentado e analisado o comportamento carga *versus* deslocamentos do topo das estacas obtidas durante a prova de carga lenta. Na Tabela 6.1 são apresentados os resultados de cargas máximas atingida em cada prova de carga.

Tabela 6. 1 - Valores de carga e deslocamento máximo obtidos em cada prova de carga

Estaca	Ciclo	Carga máxima (kN)	Deslocamento máximo (mm)
Uso de Polímero	Carga Lenta1	6833	39,17
	Carga lenta 2	8518	98,71
Uso de Bentonita	Carga Lenta	4258	59,85
	Ciclo 1	4574	63,6
	Ciclo 2	4765	65,91
	Ciclo 3	4645	74,05
	Ciclo 4	4774	77,21
	Ciclo 5	4617	78,50

No decorrer da prova de carga da estaca executada com polímero, houve rompimento de um tirante de reação quando a carga atingiu 6833kN. A estaca teve que ser descarregada e recarregada novamente até a carga de 8518kN. Optou-se por não fazer o carregamento cíclico já que o sistema de reação estava no limite de sua capacidade estrutural e as estacas de reação apresentaram deslocamentos excessivos.

Apresenta-se na Figura 6.8 o gráfico do comportamento carga *versus* deslocamento da estaca com o uso de bentonita. A carga máxima medida foi de 4574kN mobilizada para deslocamentos 63,50mm, representando 6,35% do diâmetro da estaca. Foram executados 5 ciclos de carga e descarga: as cargas aplicadas foram próximas da carga máxima no ciclo lento e gerando deslocamentos acumulados de até 80,43mm o que representa 8,043% do diâmetro da estaca.

Na Figura 6.9 é apresentado o gráfico do comportamento carga *versus* deslocamento da estaca como uso de polímero. A prova de carga foi interrompida durante o carregamento devido ao rompimento de um tirante de reação. O valor máximo aplicado na prova de carga foi de 8518kN mobilizada para um deslocamento de 98,71mm, que representa um deslocamento de 9,81% do diâmetro da estaca.

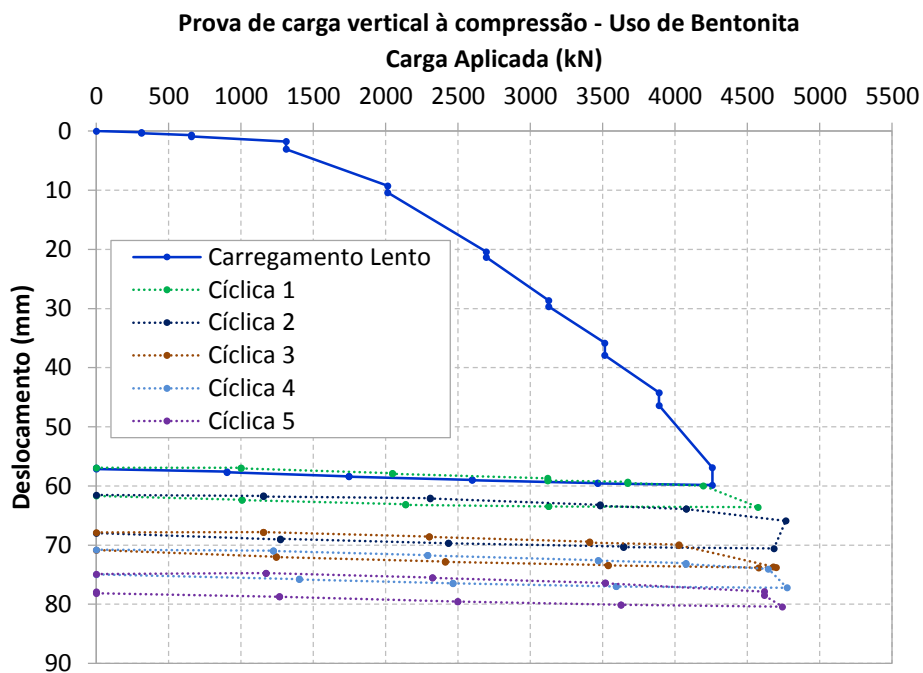


Figura 6. 8 - Curva carga x deslocamento estaca com uso de bentonita

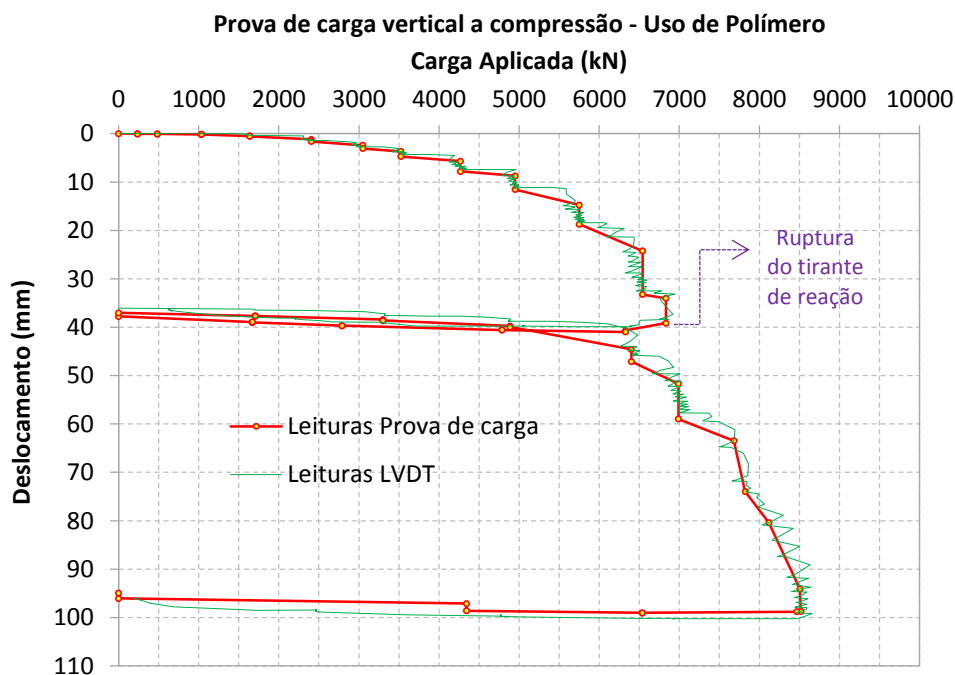


Figura 6. 9 - Curva carga x deslocamento estaca com uso de polímero

É importante ressaltar que o objetivo principal deste trabalho consiste na comparação de desempenho de estacas executadas com o uso de lama bentonítica e polímero e, para cumprir este objetivo a curva carga *versus* deslocamento das duas estacas são comparadas na Figura 6.10. A simples observação da figura já indica que a estaca executada com uso de polímero apresentou desempenho superior ao da estaca executada com uso de bentonita. Para entender esta diferença é necessário identificar os mecanismos de transferência de carga ao longo da estaca através de

instrumentação em profundidade, buscando verificar se há uma anomalia de desempenho ou mudanças no modo de transferência de carga entre solo-estaca.

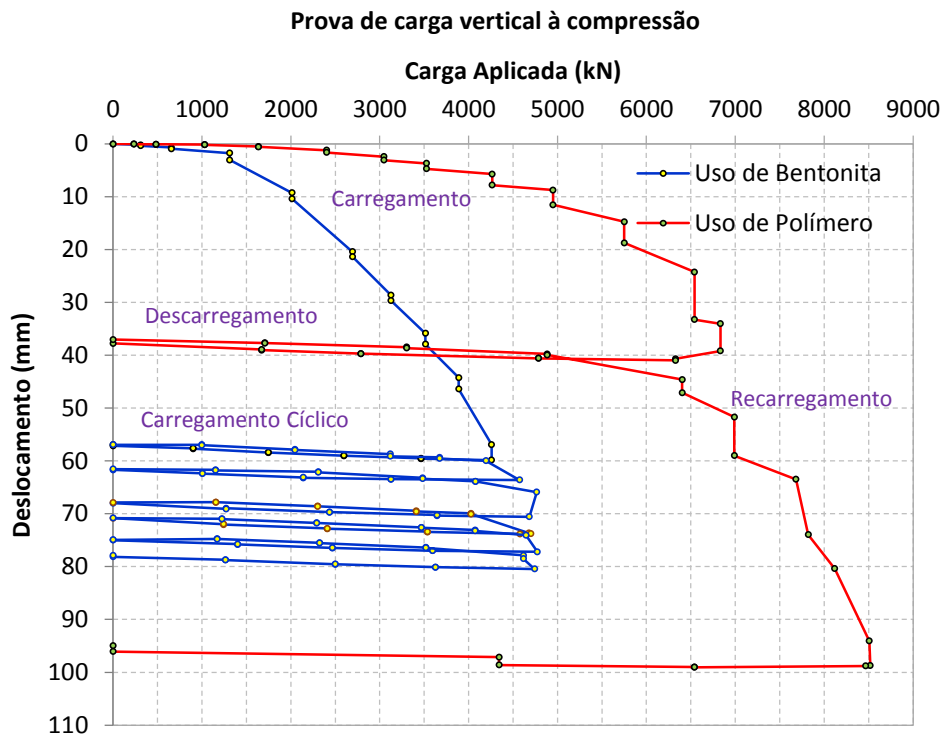


Figura 6. 10 - Curva carga x deslocamento estaca com uso de polímero e bentonita

6.3. RESULTADO OBTIDO COM A INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE DAS ESTACAS TESTE

As leituras nos extensômetros registradas durante a prova de carga, por níveis de instrumentação são apresentados na Figura 6.11 para a estaca executada com o uso de bentonita e na Figura 6.12 para estaca com o uso de polímero. Na Figura 6.13 apresenta a comparação entre as leituras para as duas estacas ensaiadas.

São apresentados os incrementos de carga aplicados durante as provas de carga e visualiza-se que todos os níveis instrumentados registraram deformações. Os extensômetros instalados na ponta das estacas registraram menores deformações que os instalados no topo das estacas. Os extensômetros instalados na ponta das estacas começaram a registrar deformações entre o terceiro e o quarto incremento de carga.

Conseguiu-se registrar perfeitamente os incrementos de carga nos níveis instrumentados e o patamar gerado pela aplicação dos incrementos é uniforme durante as duas provas de carga. A média da deformação específica registrada no topo (Nível N1) no último carregamento da estaca com o uso de bentonita foi de $118\mu\epsilon$ e na ponta (Nível N8) $36\mu\epsilon$. Para estaca com uso de polímero o valor médio de deformação específica registrada no topo (Nível N1) no último carregamento foi de $190\mu\epsilon$ e na ponta (Nível N8) da estaca de $42\mu\epsilon$

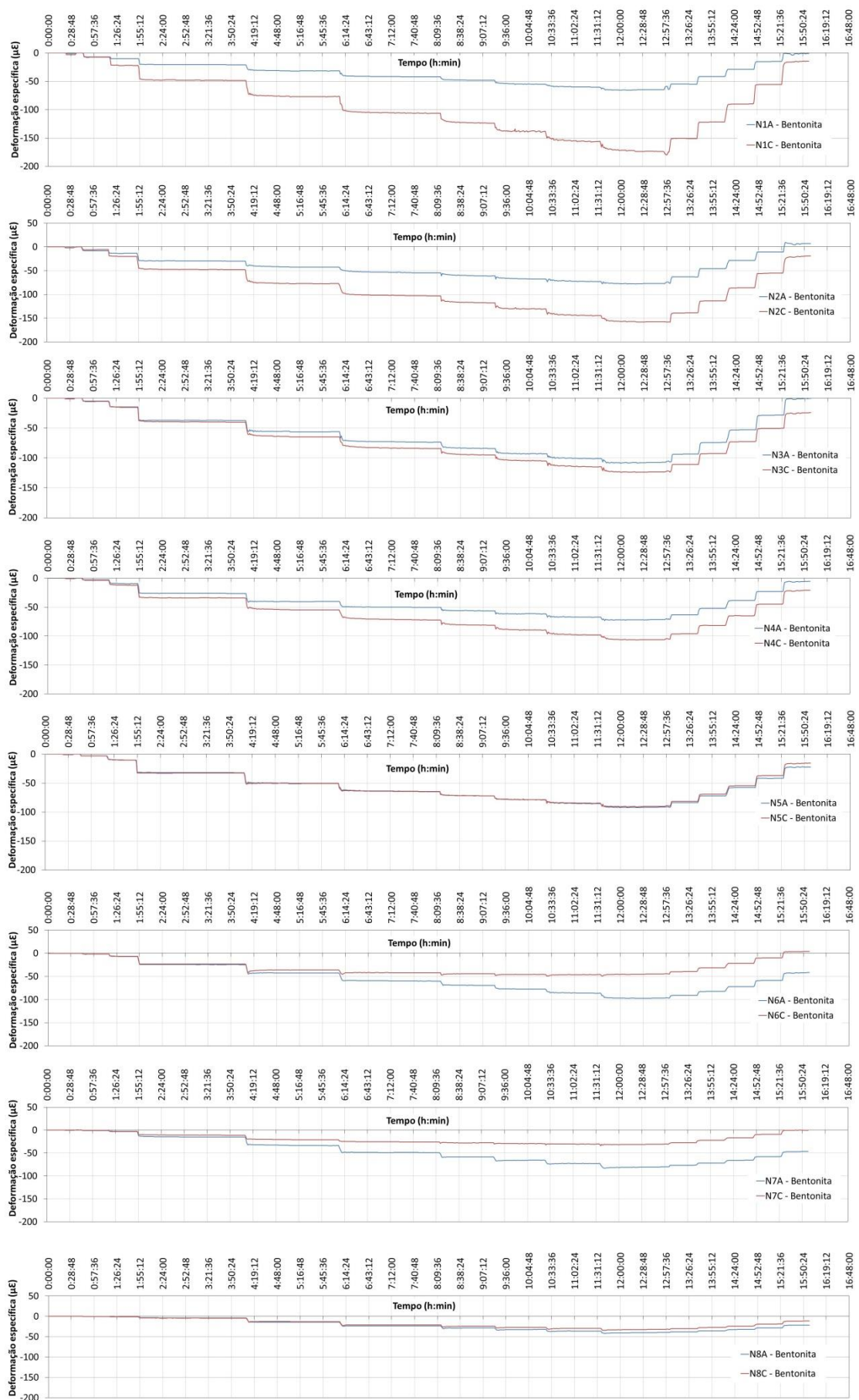


Figura 6. 11 - Deformações versus tempo de ensaios nos níveis instrumentados da estaca com bentonita

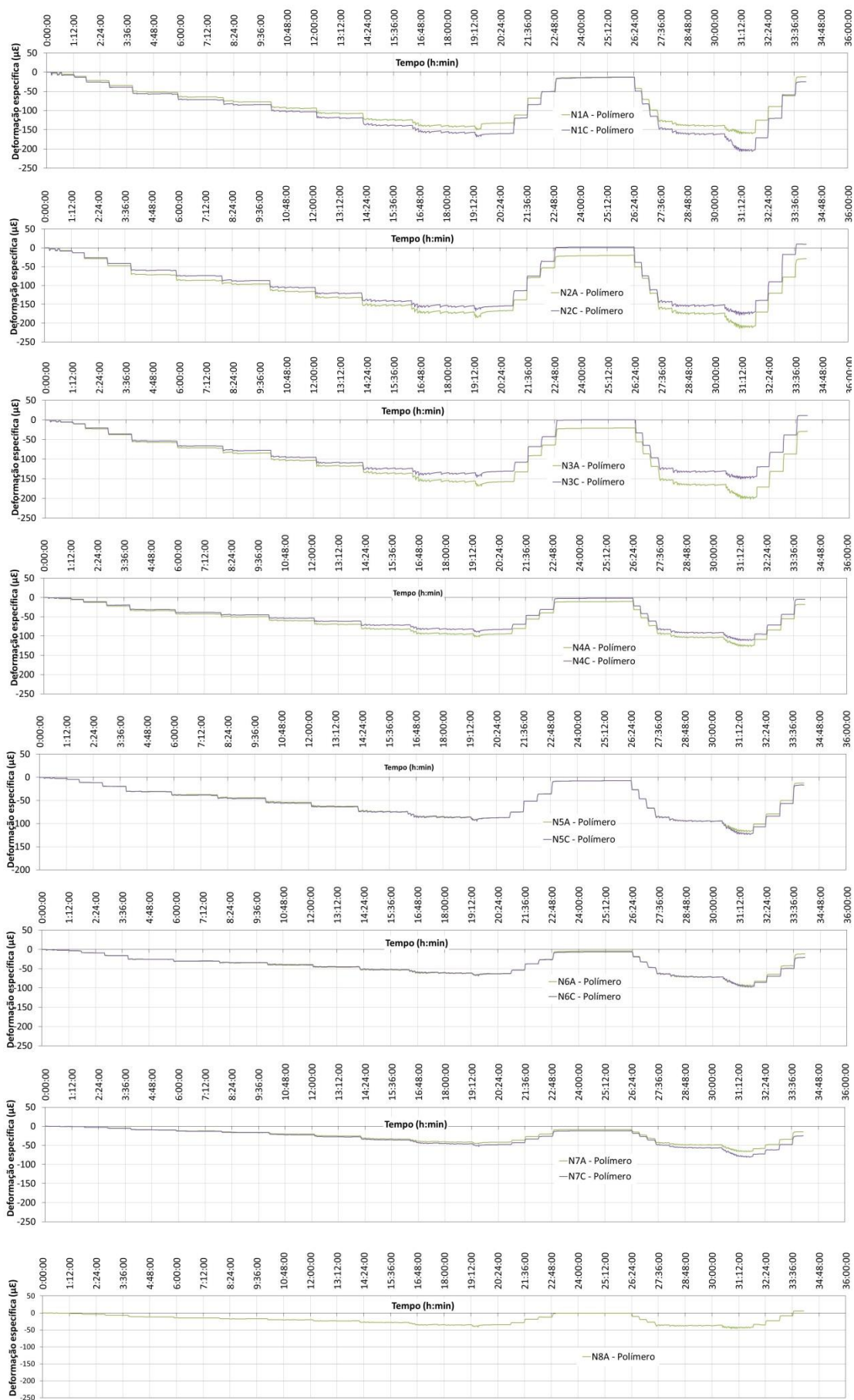


Figura 6. 12 - Deformações versus tempo de ensaios nos níveis instrumentados da estaca com polímero

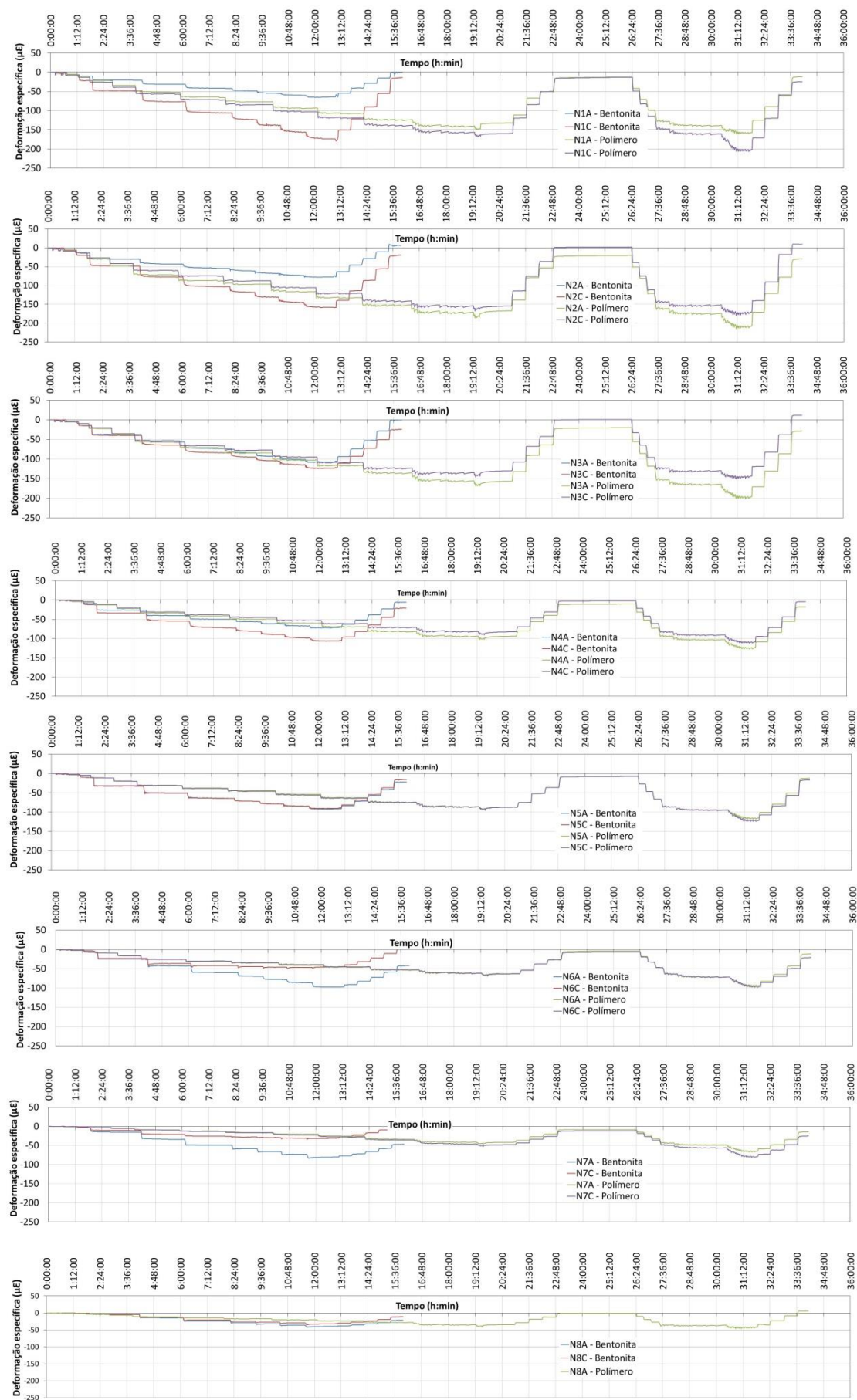


Figura 6. 13 - Deformações versus tempo de ensaios nos níveis instrumentados da estaca com bentonita e polímero

Percebe-se diferença entre as leituras registradas nos extensômetros instalados na estaca com o uso de bentonita (Extensômetros A e C). Essa diferença é mais pronunciada nas leituras dos níveis N1, N2, N6 e N7. Para visualizar melhor as leituras, são apresentadas nas Figuras 6.14 a 6.21 as deformações médias em cada ciclo de carga na estaca com o uso de bentonita.

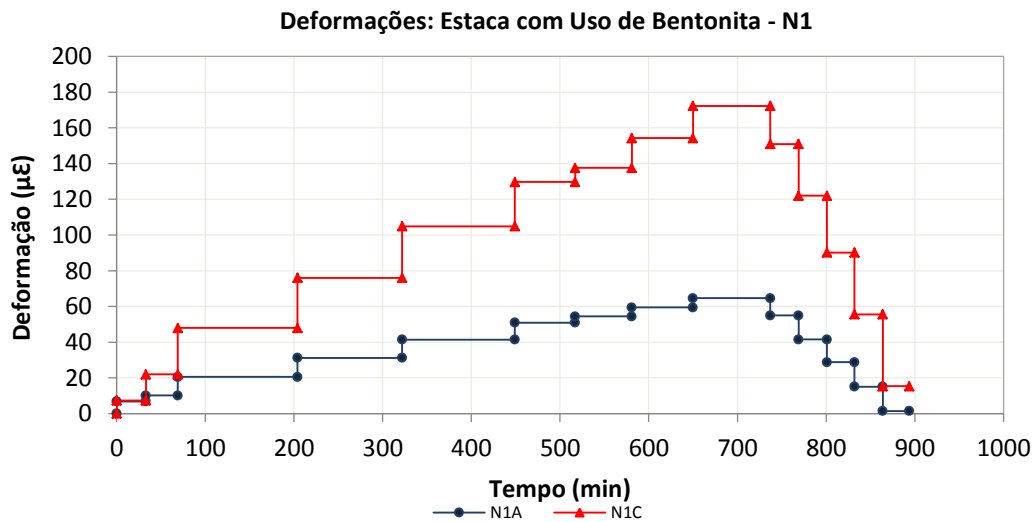


Figura 6. 14 – Leituras no Nível 1 da estaca com uso de bentonita

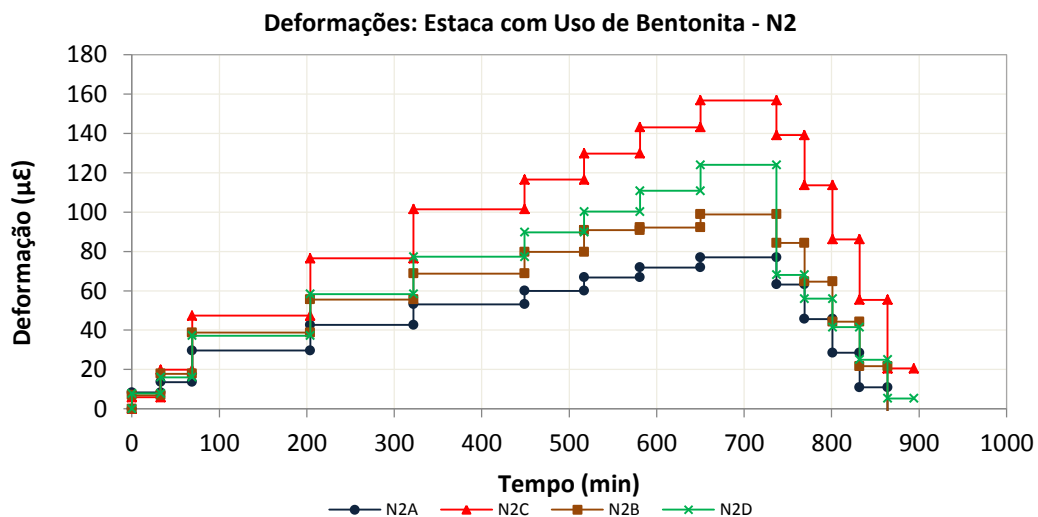


Figura 6. 15 - Leituras no Nível 2 da estaca com uso de bentonita

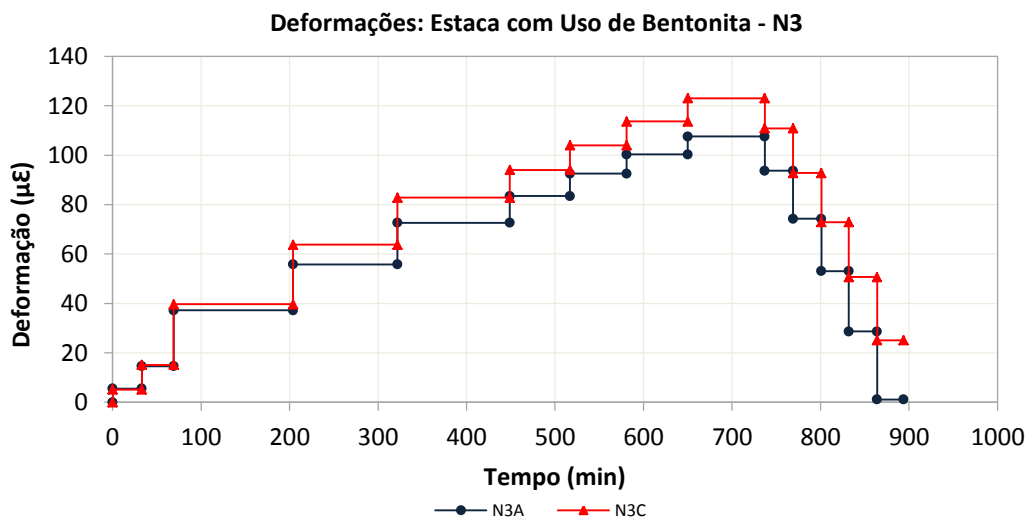


Figura 6. 16 - Leituras no Nível 3 da estaca com uso de bentonita

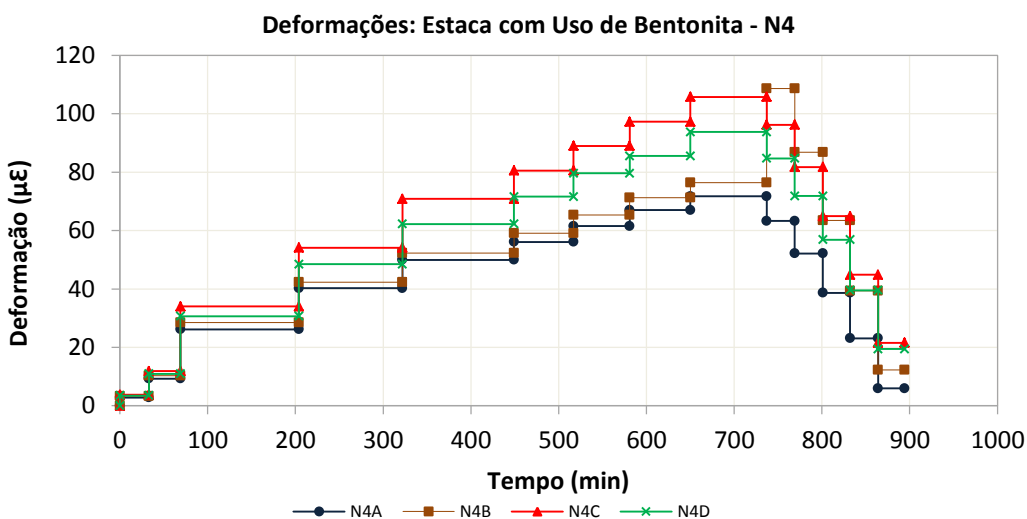


Figura 6. 17 - Leituras no Nível 4 da estaca com uso de bentonita

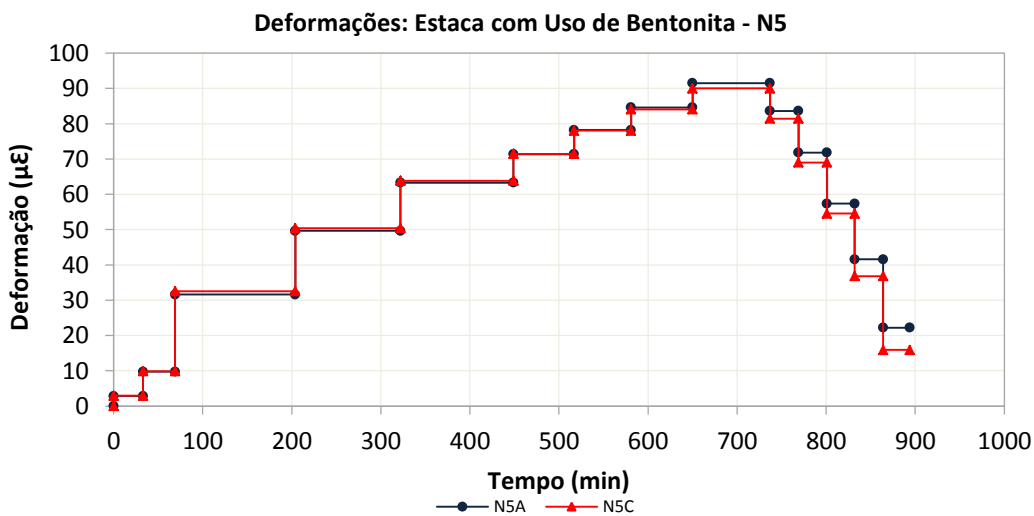


Figura 6. 18 - Leituras no Nível 5 da estaca com uso de bentonita

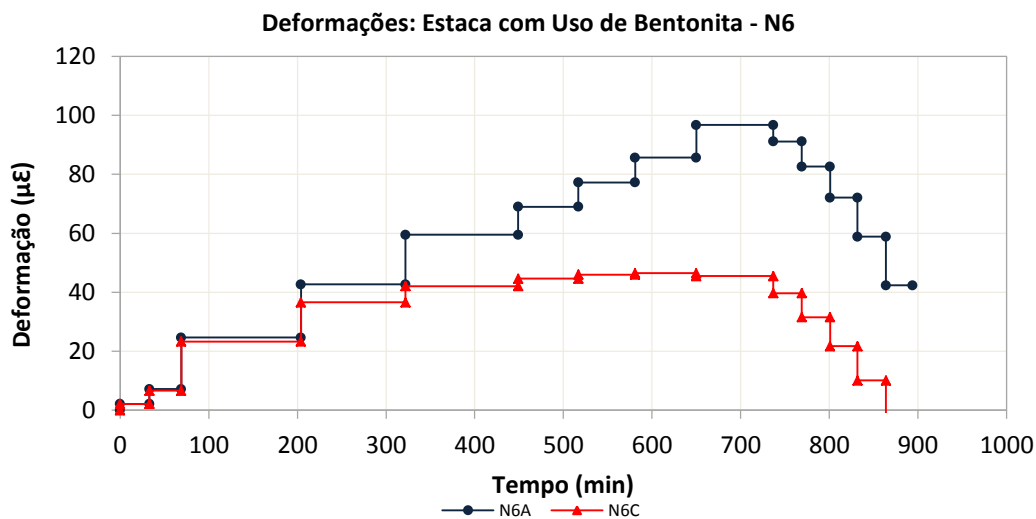


Figura 6. 19 - Leituras no Nível 6 da estaca com uso de bentonita

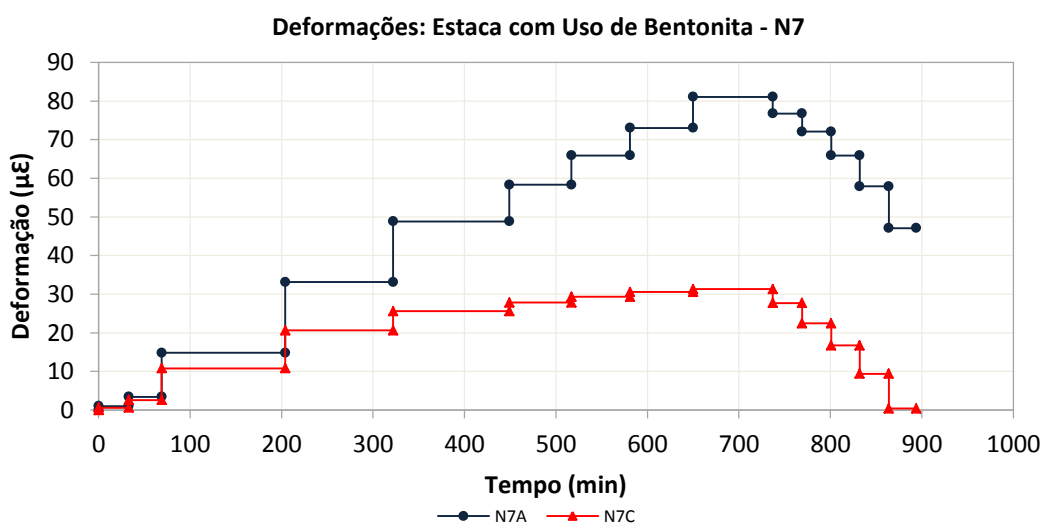


Figura 6. 20 - Leituras no Nível 7 da estaca com uso de bentonita

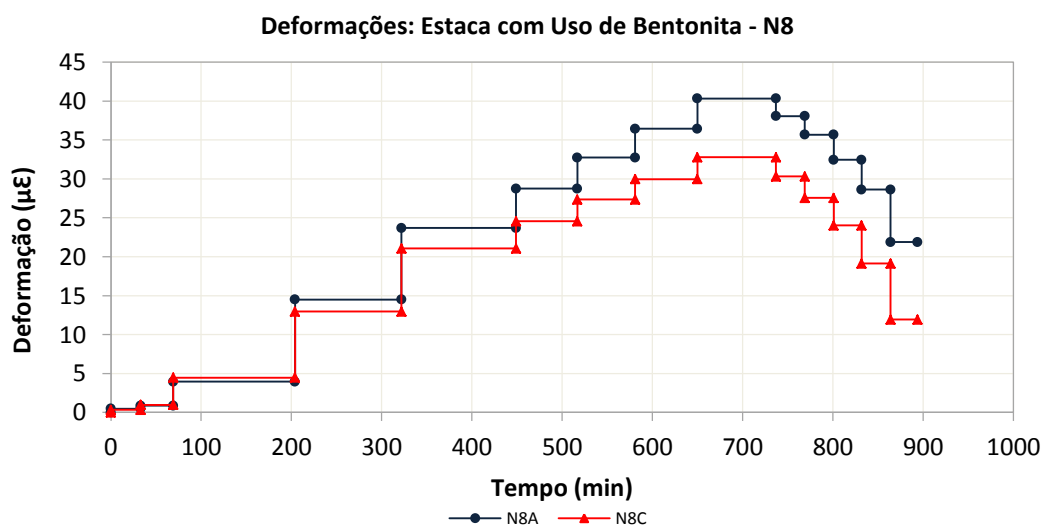


Figura 6. 21 - Leituras no Nível 7 da estaca com uso de bentonita

As deformações na estaca executada com o polímero registraram leituras uniformes em todos os níveis instrumentados, exceto no N2 em que o extensômetro da posição B (N2B). No nível N8 o sensor N8C foi descartado, pois apresentou problemas nas leituras registradas. As leituras de deformações médias em cada nível na estaca com uso de polímero estão apresentadas nas Figuras 6.22 a 6.29.

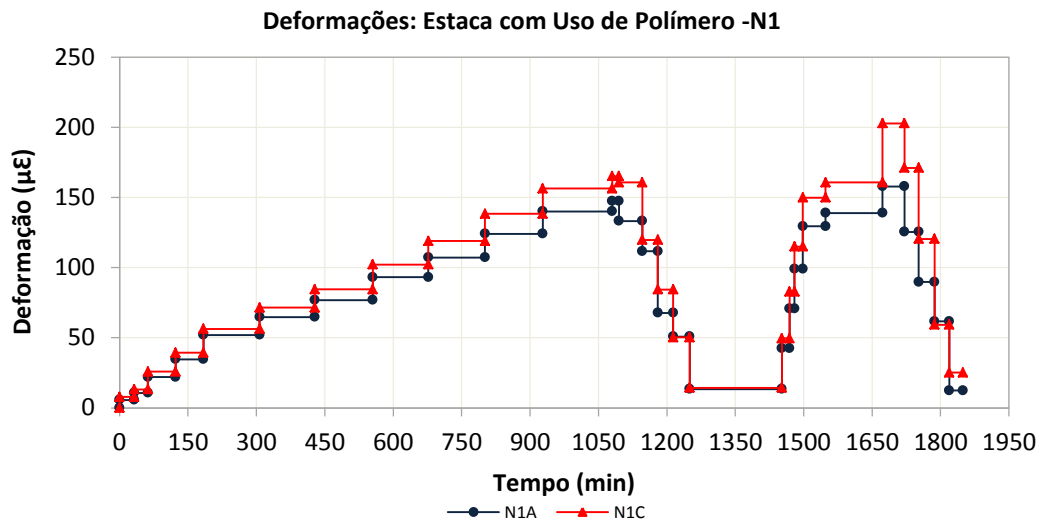


Figura 6. 22 - Leituras no Nível 1 da estaca com uso de polímero

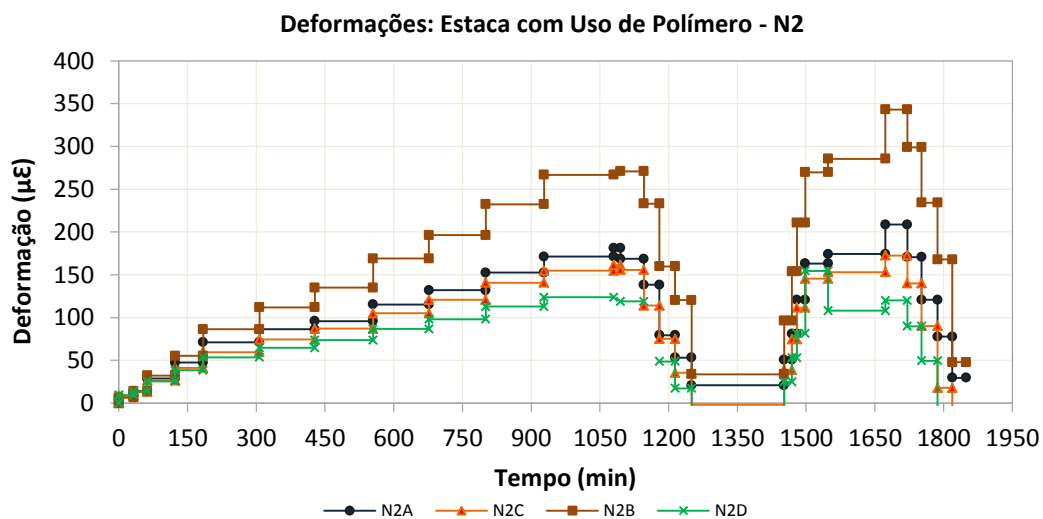


Figura 6. 23 - Leituras no Nível 2 da estaca com uso de polímero

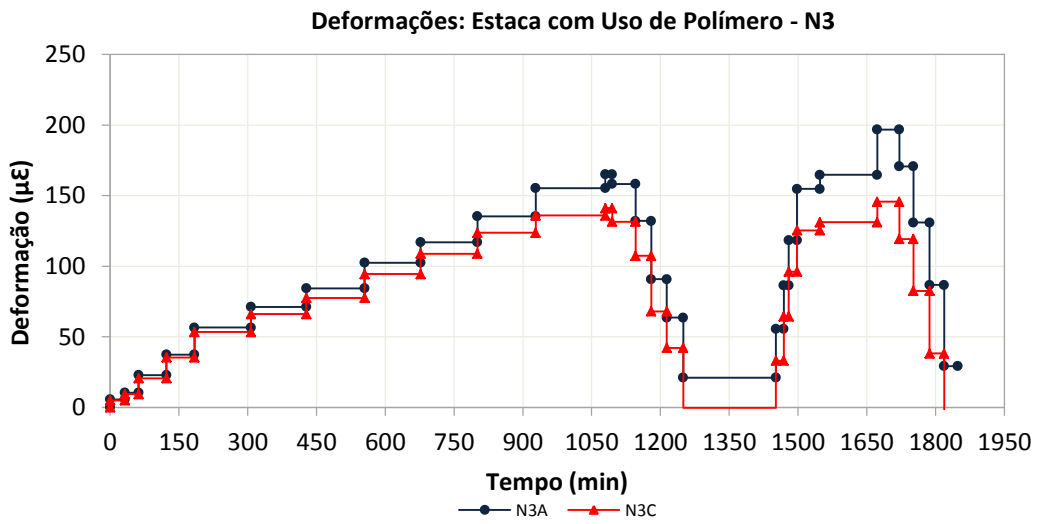


Figura 6. 24 - Leituras no Nível 3 da estaca com uso de polímero

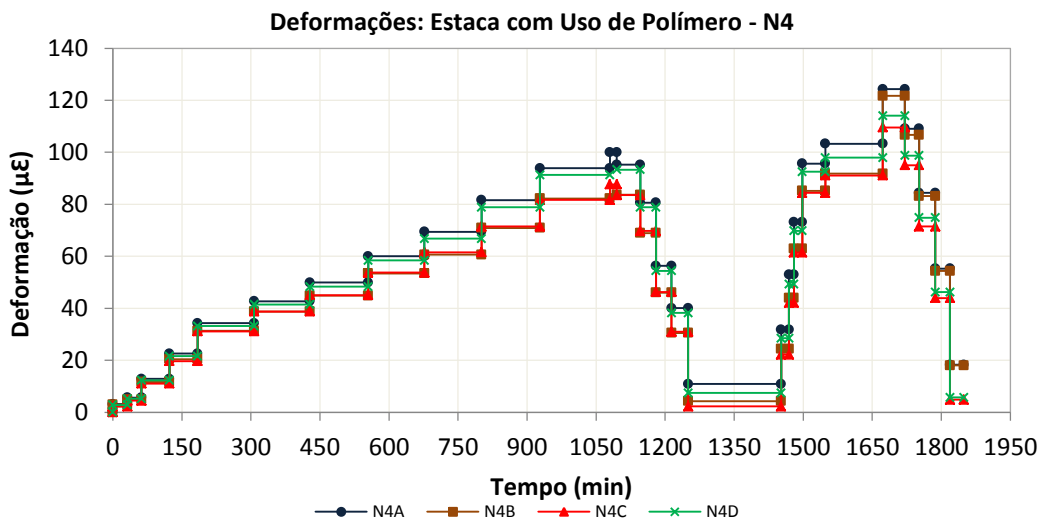


Figura 6. 25 - Leituras no Nível 4 da estaca com uso de polímero

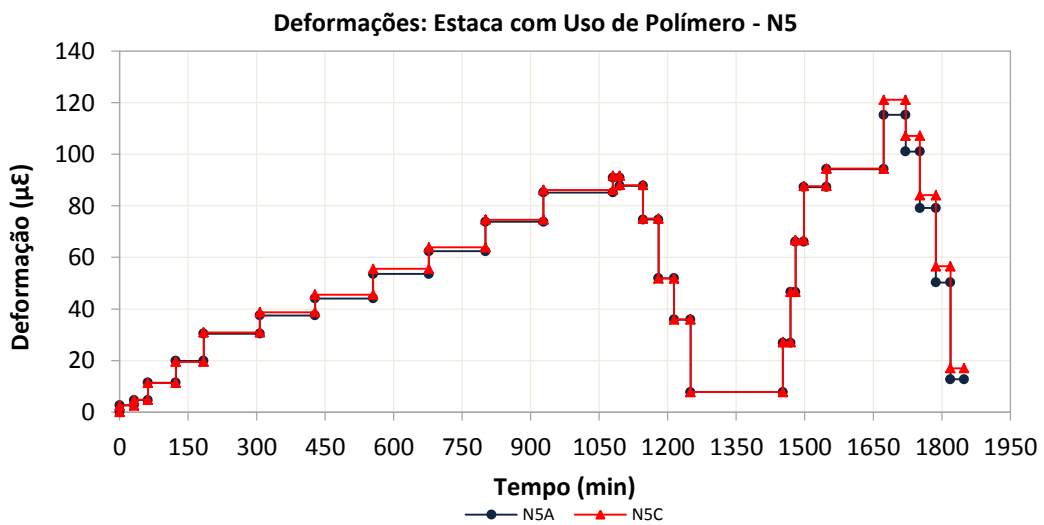


Figura 6. 26 - Leituras no Nível 5 da estaca com uso de polímero

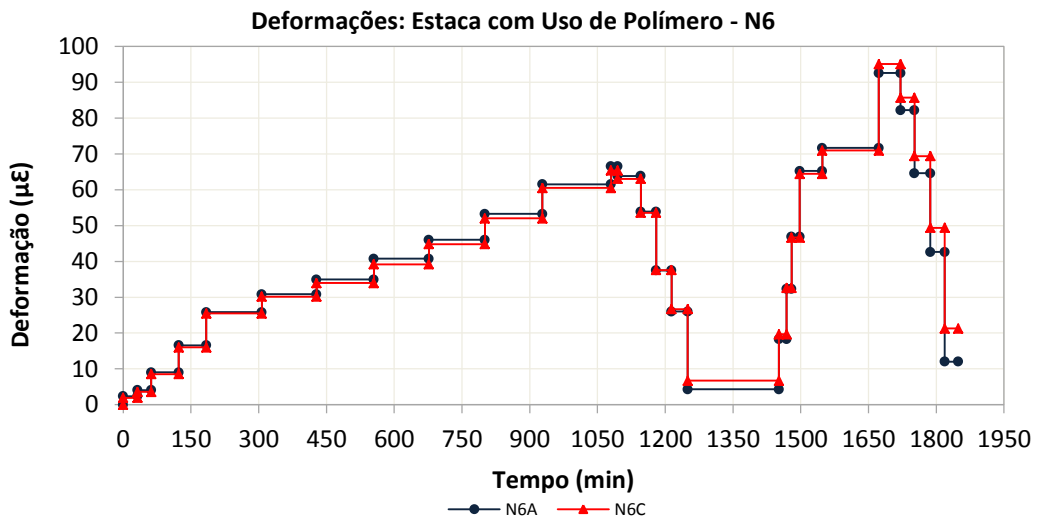


Figura 6. 27 - Leituras no Nível 6 da estaca com uso de polímero

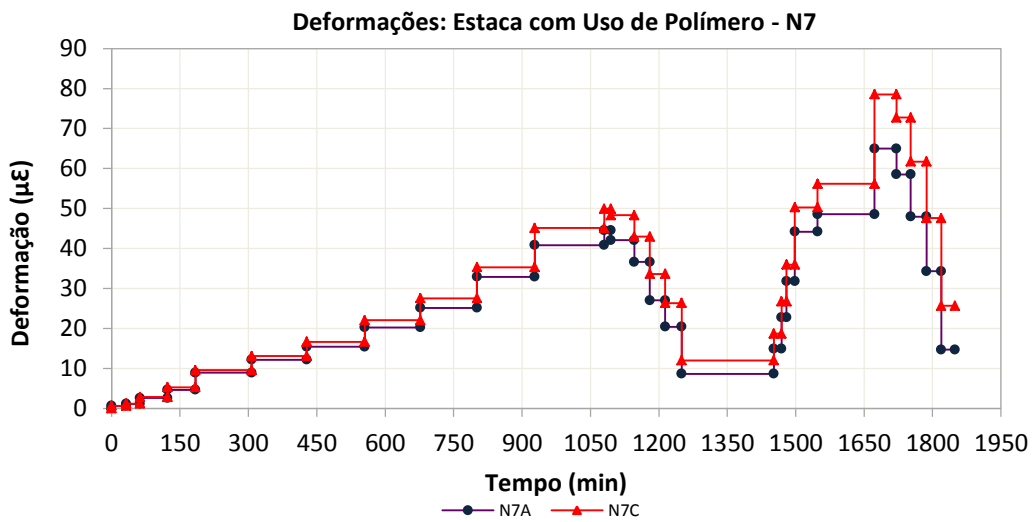


Figura 6. 28 - Leituras no Nível 7 da estaca com uso de polímero

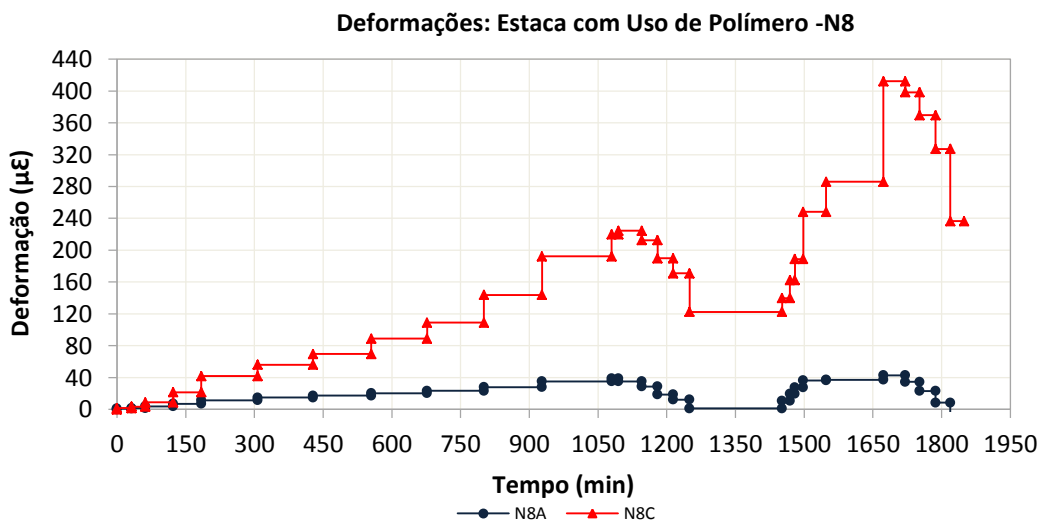


Figura 6. 29 - Leituras no Nível 7 da estaca com uso de polímero

Outro dado obtido durante a instrumentação em profundidade é o registro da temperatura em cada nível instrumentado no período de cura do concreto e até a data de realização da prova de carga. O comportamento da temperatura do concreto na estaca com uso de bentonita é apresentado nas Figuras 6.30 e 6.31. São registrado dois picos de temperatura, primeiro nos níveis N4 a N8 que aconteceu após 16h de concretagem e outro nos níveis N1 a N3 que foi registrado 44h após a concretagem. Para o primeiro pico os valores nos níveis ficaram entre 50,6 a 54,3 C°, no segundo pico, a temperatura registrada fica entre 42,6 a 52,3 C°.

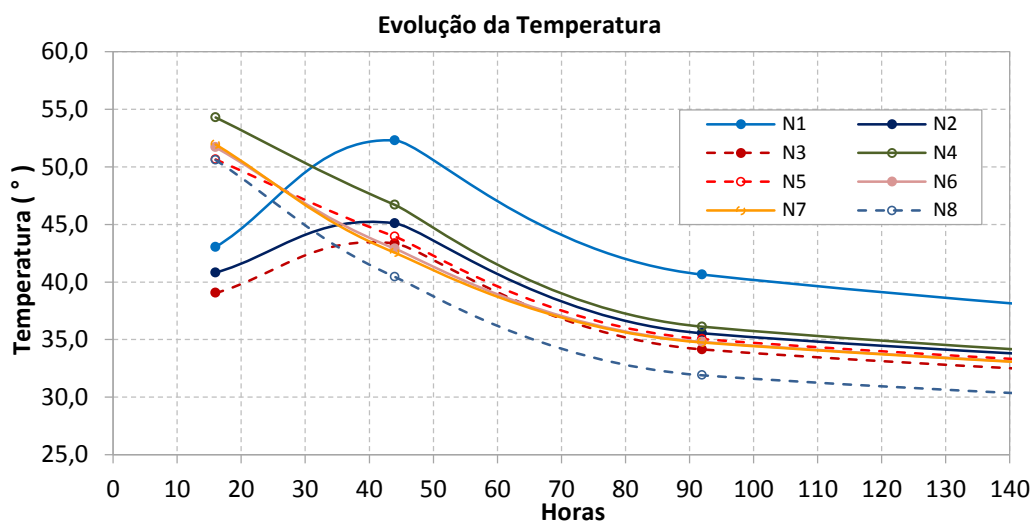


Figura 6. 30 – Registro de temperatura ao longo da cura do concreto da estaca com uso de bentonita

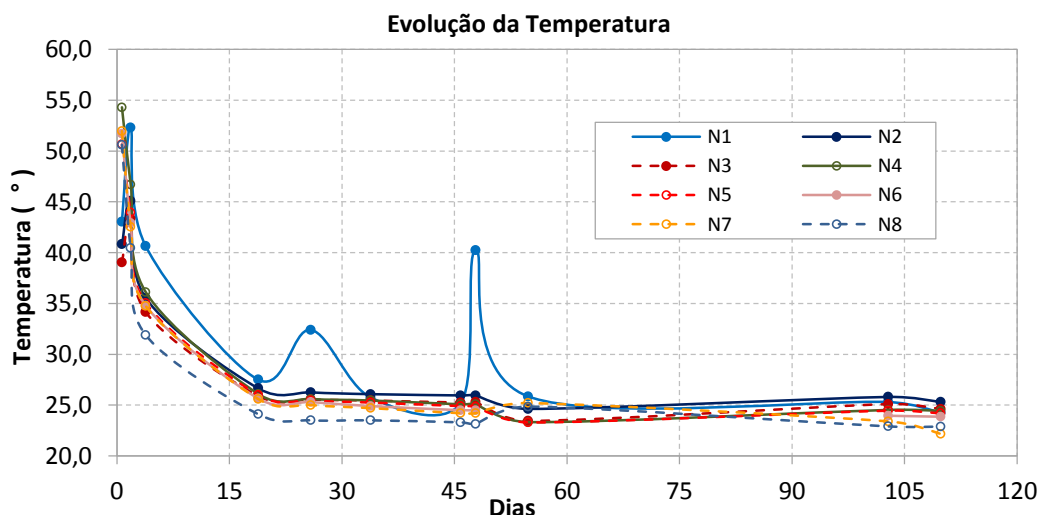


Figura 6. 31 - Registro de temperatura ao longo da cura do concreto da estaca com uso de bentonita

Após duas semanas a temperatura permaneceu estável como pode ser observado na Figura 6.31. O pico de temperatura registrando no nível N1, se deve ao corte do topo da estaca para eliminar o concreto contaminado deixando o nível exposto à temperatura ambiente.

O comportamento da temperatura ao longo da cura do concreto para estaca executada com polímero é apresentado nas Figuras 6.32 e 6.33. O pico da temperatura é registrado entre 10 às 12h após a concretagem. A temperatura variou entre 35,6 a 57,0C°, com valores maiores nos níveis próximos da superfície do terreno. A temperatura se manteve constante após vinte dias como pode ser observado na Figura 6.17.

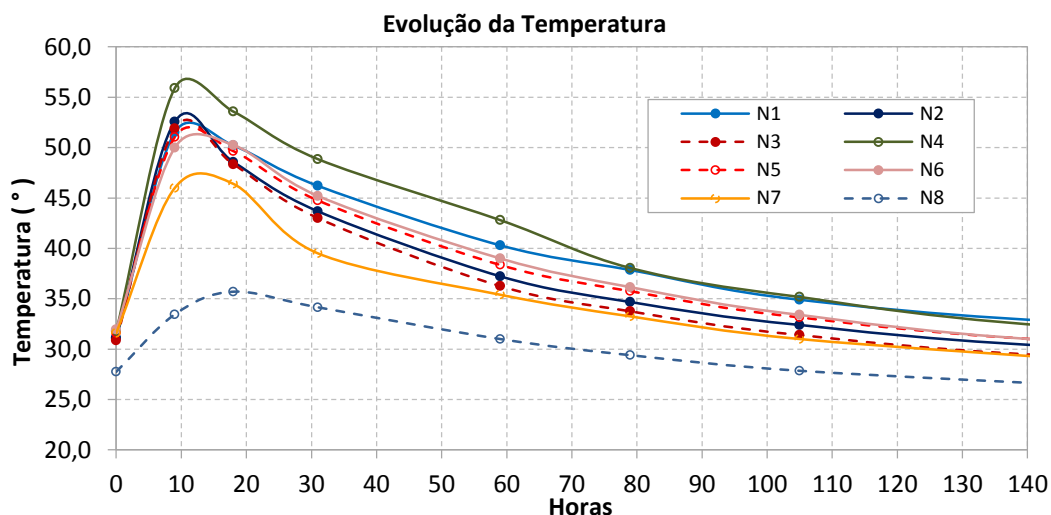


Figura 6. 32 - Registro de temperatura ao longo da cura do concreto da estaca com uso de polímero

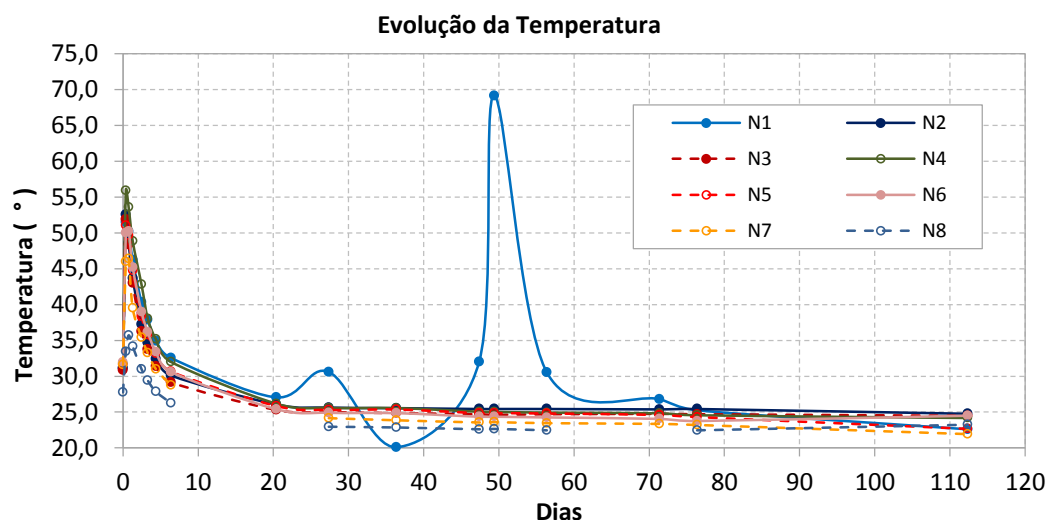


Figura 6. 33 - Registro de temperatura ao longo da cura do concreto da estaca com uso de polímero

A variação dos registros no nível N1 se deve à exposição ao ambiente dos sensores devido ao corte do concreto contaminado no topo da estaca. Os sensores posicionados no nível N1 ficaram posicionados dentro do bloco após sua execução.

6.3.1. Determinação do Módulo de Elasticidade

Com base nas deformações específicas obtidas durante a instrumentação, foi possível construir o gráfico do comportamento do módulo secante (E_s) em cada nível instrumentado ao longo da estaca. O módulo secante será usado para determinar a transferência de carga para cada nível instrumentado como apresentado pelas recomendações de Fellenius descrito no item 2.6.3.

Com a finalidade de determinar o módulo secante do concreto durante o ensaio de prova de carga estática Fellenius (1989 e 2012) propôs uma relação entre carga no topo da estaca *versus* deformação que pode ser expressa com adequada significância, sem que ocorram erros na obtenção das cargas no momento da leitura de deformações.

Com base nessas informações foi calculado o comportamento carga no topo da estaca *versus* deformação específica conforme ilustradas nas Figuras 6.34 e 6.35. Analisando as figuras é possível identificar o mecanismo de transferência de carga da estaca, com o fuste sendo mais solicitado próximo à superfície e os níveis inferiores recebendo menores cargas.

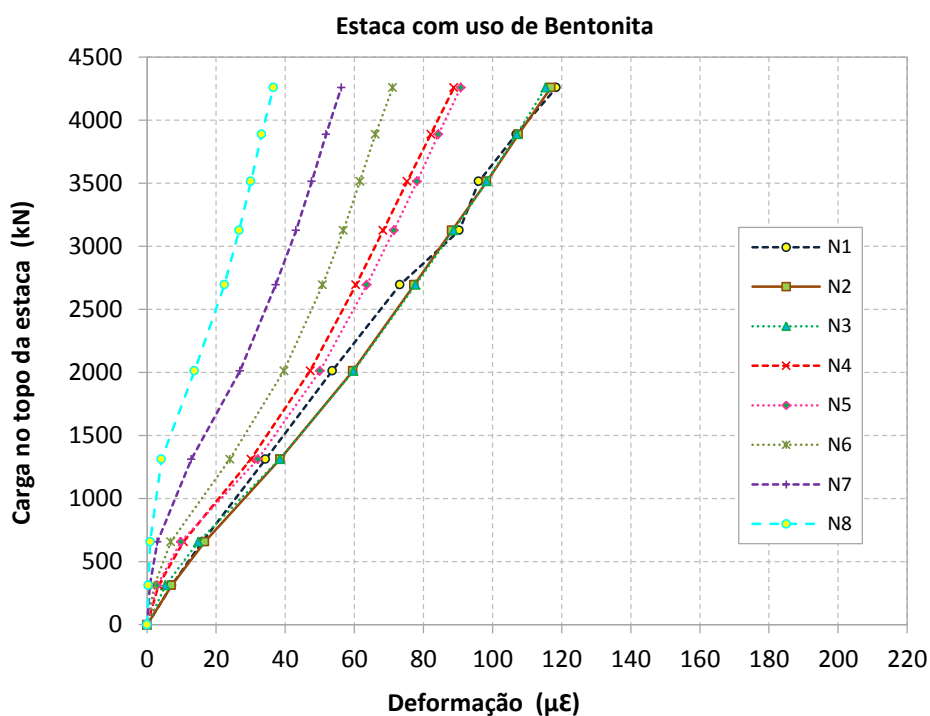


Figura 6. 34 - Carga versus deformação dos níveis instrumentados da estaca com uso de bentonita

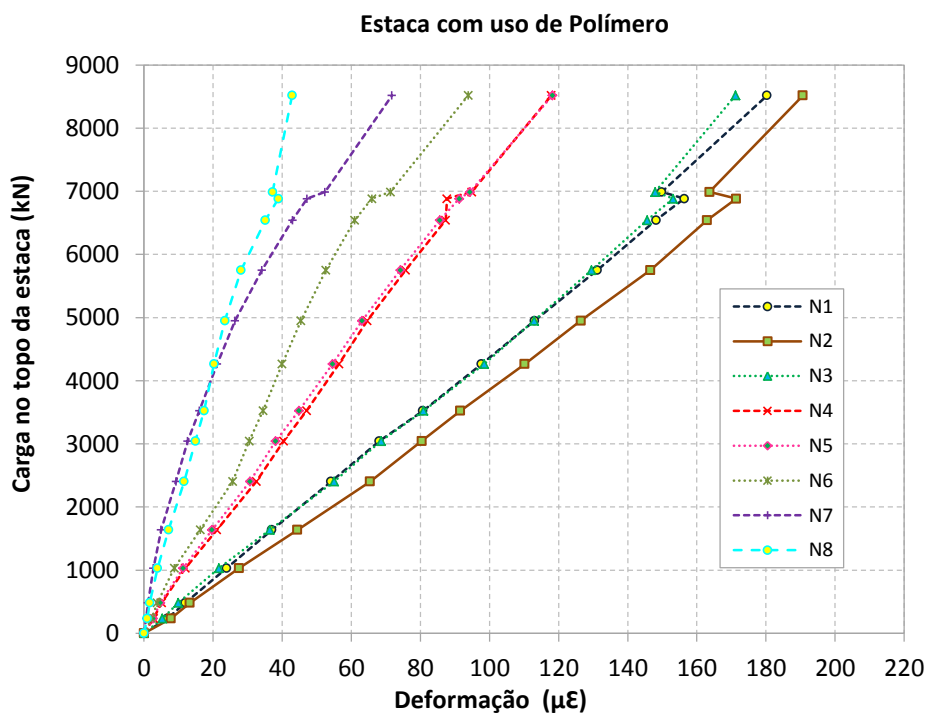


Figura 6. 35 - Carga versus deformação dos níveis instrumentados da estaca com uso de polímero

Para melhor visualização do comportamento da deformação ao longo das estacas ensaiadas, foram gerados gráficos de carga aplicada no topo da estaca *versus* deformação comparando os níveis de instrumentação. Apresentam-se esses valores nas Figuras 6.36 a 6.39.

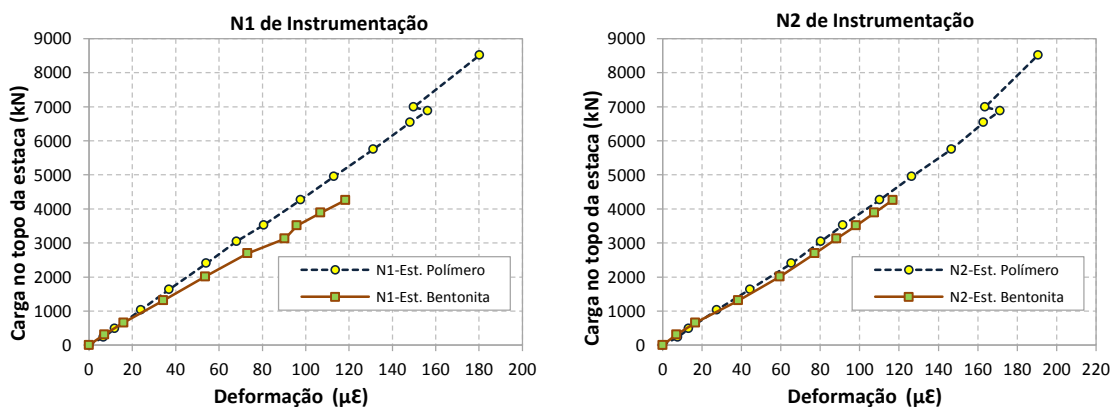


Figura 6. 36 – Carga versus deformação específica nos níveis N1 e N2

No nível N1 e N2 o comportamento é similar em ambas as estacas ensaiadas. Lembrando que o N1 da estaca executado com o uso de polímero está inserido dentro do bloco de coroamento. Justifica-se a diferença entre o comportamento nesse nível devido à diferença de geometria e taxa de armadura.

No restante dos níveis observou-se diferença entre o comportamento da carga aplicado e a deformação específica em cada nível instrumentado. Essa diferença foi mais pronunciada em incrementos maiores de carga.

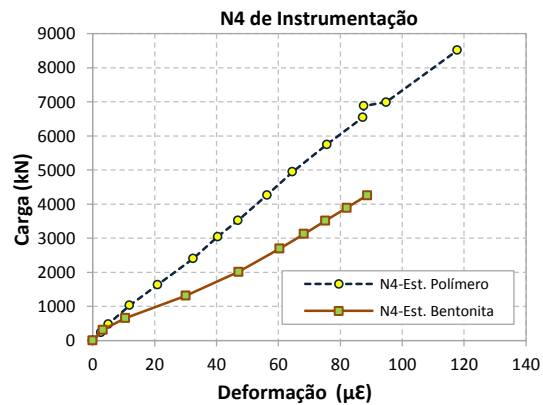
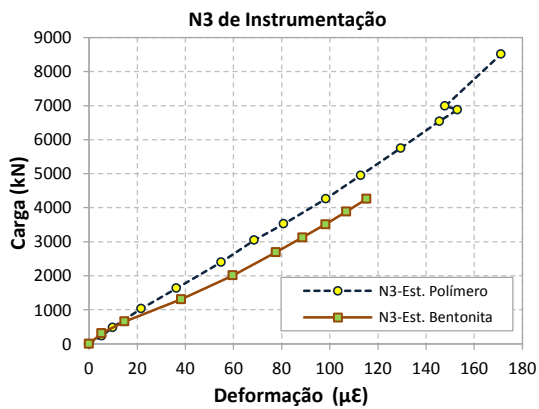


Figura 6. 37 - Carga versus deformação específica nos níveis N3 e N4

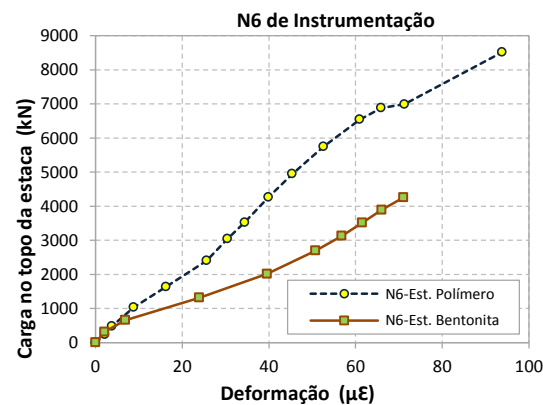
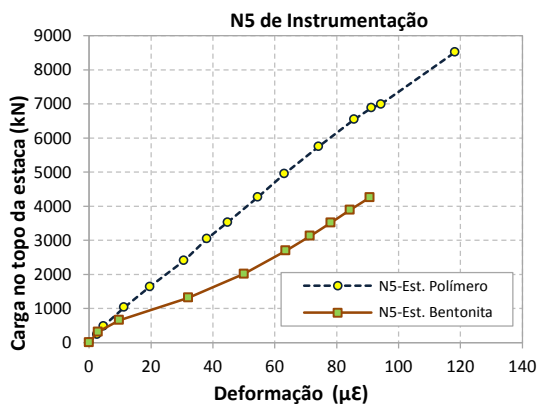


Figura 6. 38 - Carga versus deformação específica nos níveis N5 e N6

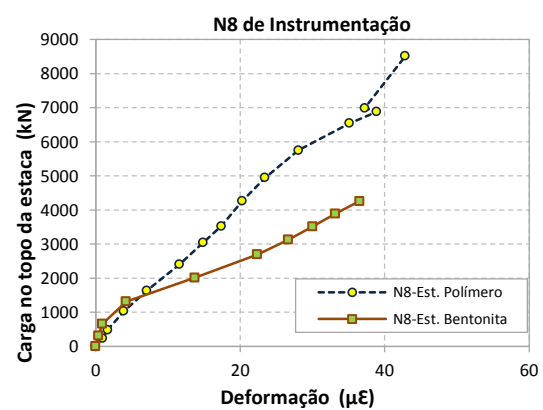
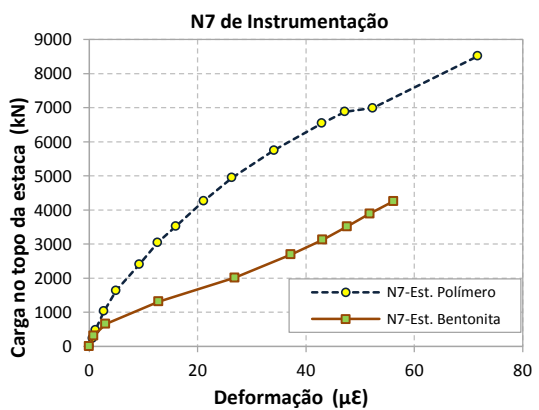


Figura 6. 39 - Carga versus deformação específica nos níveis N7 e N8

De acordo com as recomendações de Fellenius também construiu-se os gráficos de módulo tangente para cada prova de realizada. Os gráficos contendo o valor de E_s versus deformação específica são apresentados nas Figuras 6.40 e 6.41.

Fellenius (2013) abordou a importância da escolha adequada do módulo de elasticidade da estaca para determinar a carga em cada nível instrumentado. Em seu trabalho percebe-se que níveis posicionados próximos à ponta da estaca muitas vezes não são totalmente solicitados. O valor do módulo diminui com o aumento da carga

aplicada na estaca. A incerteza na determinação do valor do módulo de elasticidade irá ser maior caso a estaca não tenha sido carregada completamente. Nas estacas ensaiadas na presente pesquisa, percebe-se esse comportamento observado por Fellenius.

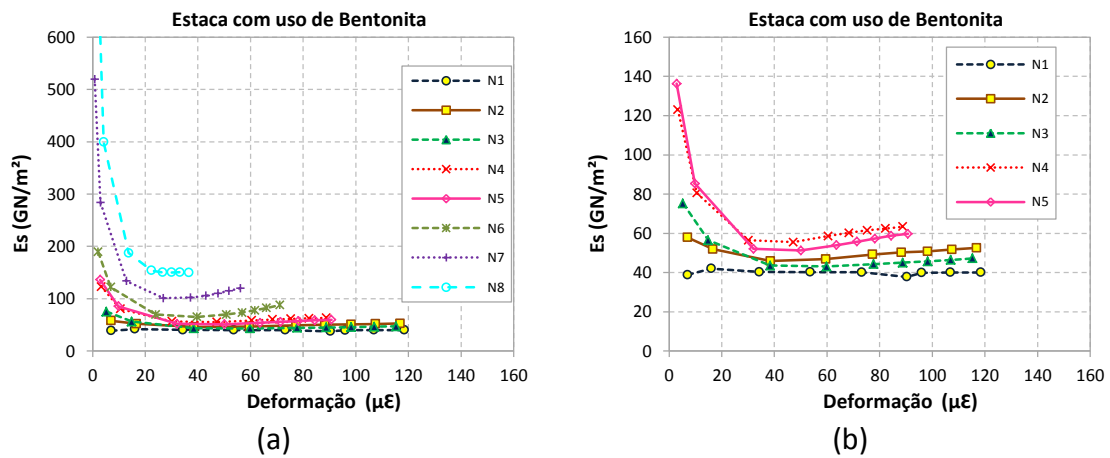


Figura 6. 40 - E_s versus deformação da Estaca com uso de bentonita

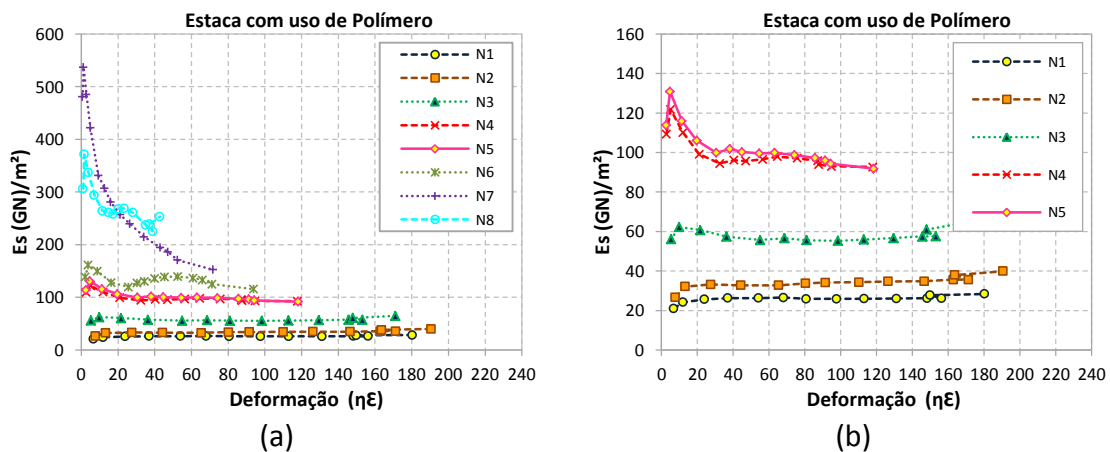


Figura 6. 41 - E_s versus deformação da Estaca com uso de polímero

Os níveis próximos à ponta da estaca não foram totalmente mobilizados, porém, convergindo para um módulo de elasticidade constante, como observado por Fellenius no trabalho publicado em 2000. Esse comportamento relatado por Fellenius é apresentado na Figura 6.42 para as estacas ensaiadas na presente pesquisa.

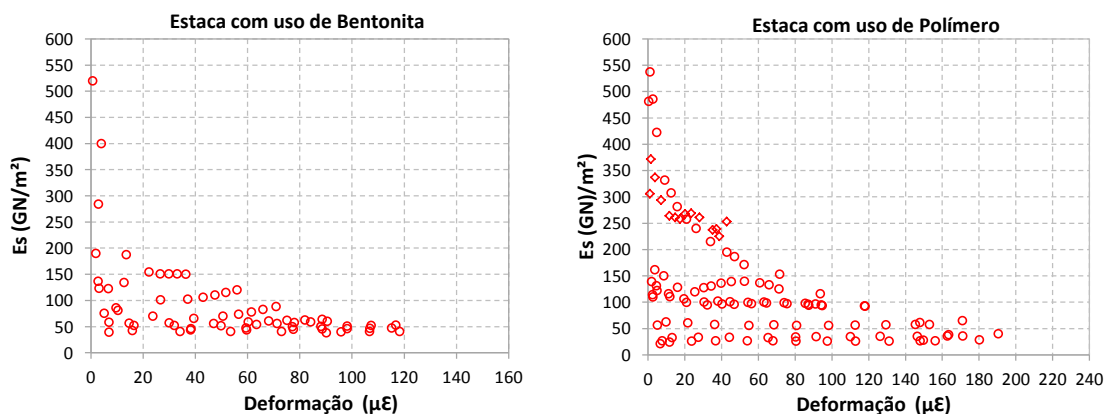


Figura 6. 42 - E_s versus deformação da Estaca com uso de bentonita e polímero

Para converter as deformações obtidas dos extensômetros em carga, deve-se adotar um módulo de elasticidade representativo da estaca. Porém a mesma é composta de aço e concreto. Embora o módulo de elasticidade do aço seja conhecido com muita precisão, o módulo do concreto não é, e varia com o nível de carregamento submetido.

Nos valores de E_s das estacas ensaiadas, percebe-se que o módulo é constante nos primeiros níveis instrumentados, mobilizando totalmente os extensômetros enquanto que nos níveis inferiores não foram totalmente mobilizados. Analisando as Figuras 6.40 e 6.41, chega-se a valores de módulo de elasticidade para estaca com o uso de bentonita no nível N1 de 40GPa e para estaca executada com polímero valor do módulo de elasticidade no nível N1 de 26GPa. Lembrando que esse nível N1 da estaca executada com polímero encontra-se no interior no bloco e que possui taxa de armadura diferente do que a estaca. No nível de instrumentação N2 o valor do módulo de elasticidade varia de 35 a 40GPa.

Usando as recomendações da NBR 6118:2014 (Referenciada no Capítulo 5) e os valores de resistência do concreto no dia da realização da prova de carga determinou-se o módulo secante. Para o f_{ck} da estaca em que foi usado bentonita, de 40,8MPa e para estaca com uso de polímero de 43,6MPa, o módulo de elasticidade secante obtido pelas recomendações da NBR 6118 é 38,94GPa para estaca com bentonita e 40,33GPa para estaca com o uso de polímero. Para estimativa do módulo foi considerado agregado proveniente de granito.

6.3.2. Transferência de Carga da Estaca com o uso de Bentonita

Estão apresentados na tabela 6.2 os valores de transferência de carga ao longo da profundidade da estaca com o uso de bentonita. Para obter a distribuição foi usado o valor de E_s de 40GPa, esse valor apresentou a melhor distribuição de carga ao longo da estaca.

Tabela 6. 2 - Valores de transferência de carga em cada nível instrumentado

Carga (kN)	N0 0,0(m)	N1 -1,5(m)	N2 -3,8(m)	N3 -6,8(m)	N4 -10,8(m)	N5 -13,8(m)	N6 -18,3(m)	N7 -21,3(m)	N8 -23,95(m)
311	311	255	222	166	104	91	66	25	13
657	657	576	525	466	331	308	215	94	29
1312	1312	1234	1209	1206	1007	1007	752	403	132
2013	2013	1930	1871	1877	1572	1572	1244	844	431
2694	2694	2634	2427	2440	1996	1996	1594	1169	703
3126	3126	3126	2771	2786	2242	2242	1784	1353	837
3514	3514	3456	3087	3085	2453	2453	1934	1495	943
3889	3889	3848	3375	3360	2648	2648	2074	1627	1042
4258	4258	4258	3670	3621	2850	2850	2232	1764	1148

Na Figura 6.43 são apresentados os valores de transferência de carga ao longo da profundidade em cada nível instrumentado. As curvas deslocamento do topo *versus* parcela lateral, de ponta e carga total no topo da estaca com o uso de bentonita é apresentado na figura 6.44. A carga máxima atingida no ensaio lento foi de 4.258kN, em que a parcela de ponta representa 26,95% (1.148kN) e a parcela lateral 73,05% (3.110kN).

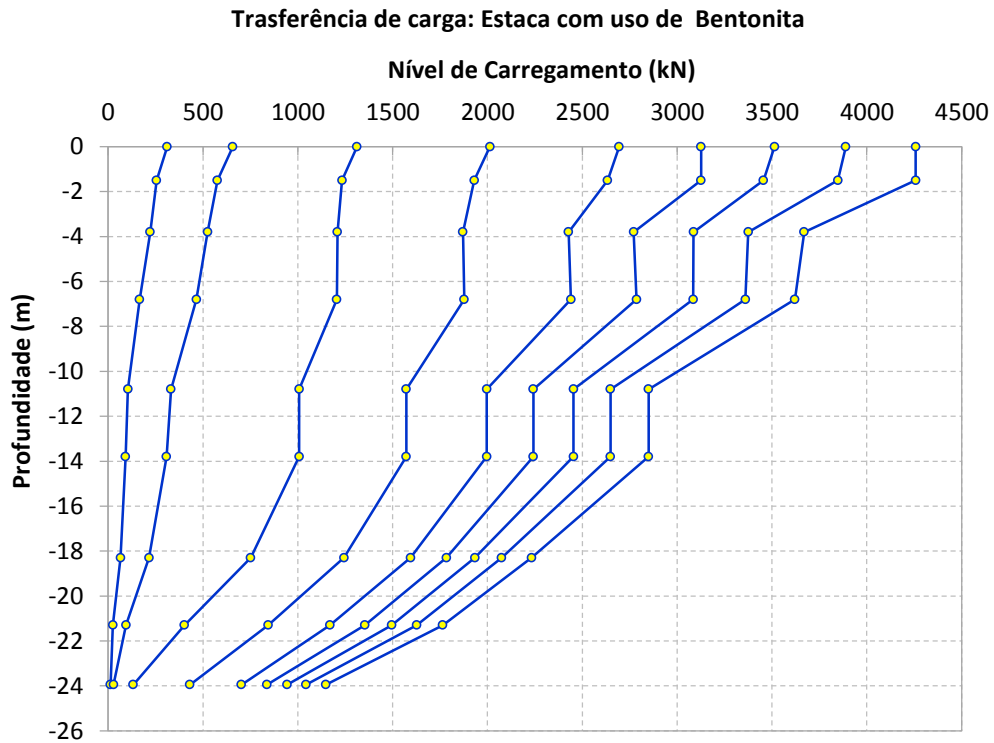


Figura 6. 43 – Transferência de carga ao solo da estaca com uso de bentonita

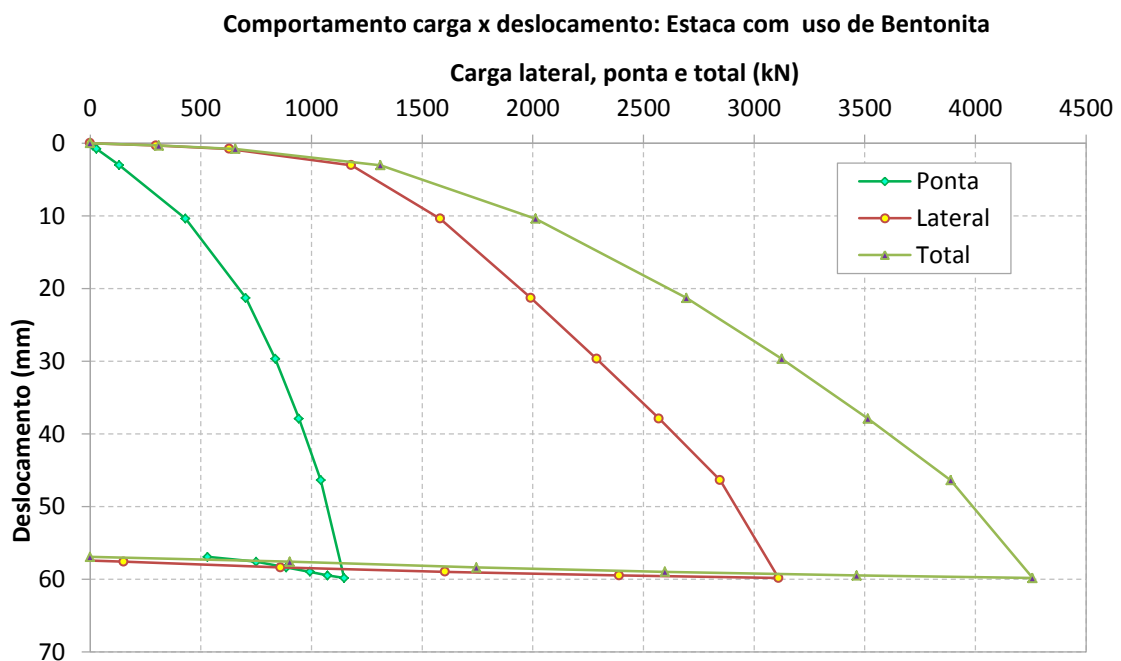


Figura 6. 44 – Parcela de contribuição ponta, lateral e total pelo deslocamento no topo da estaca

Na figura 6.45 apresenta-se a distribuição do atrito lateral de todos os níveis instrumentados ao longo da estaca. Os valores de atrito lateral foram plotados pelo deslocamento registrado no topo da estaca (s/B), em que s representa o deslocamento e B do diâmetro da estaca.

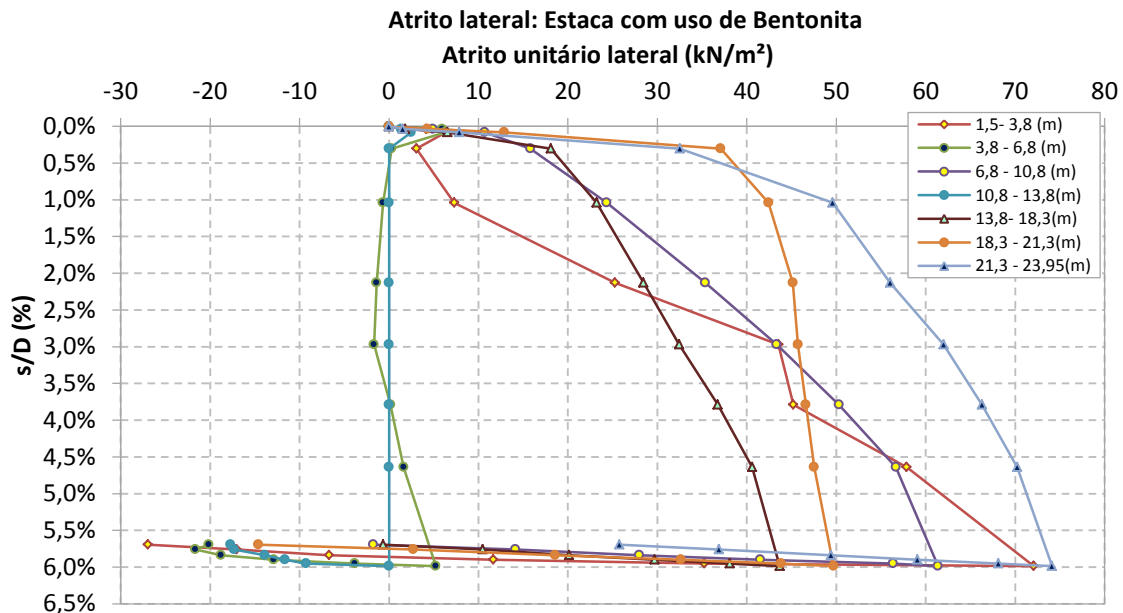


Figura 6. 45 - Mobilização do atrito lateral por nível de instrumentação e deslocamento no topo da estaca

Nos níveis 3,8 – 6,8m e 10,8 – 13,8m a parcela registrada para o atrito lateral foi nula. No nível 1,5 – 3,8m para deslocamento de s/B igual a 1% os valores são na ordem de 7kPa e após esse deslocamento chegando em valores de 72kPa até o término do carregamento. Nos níveis restantes o atrito lateral apresenta valores de 43 a 74kPa para o máximo deslocamento atingido no carregamento lento.

Na figura 6.46 é apresentado o comportamento da carga unitária de ponta pelo deslocamento registrado no topo da estaca.

Chega-se em deslocamentos registrados no topo da estaca de 6,0% de seu diâmetro com a carga unitária mobilizada de 1.462kN/m². A prova de carga foi interrompida pela dificuldade em manter a carga constante, na medida em que não havia estabilização dos deslocamentos no topo da estaca.

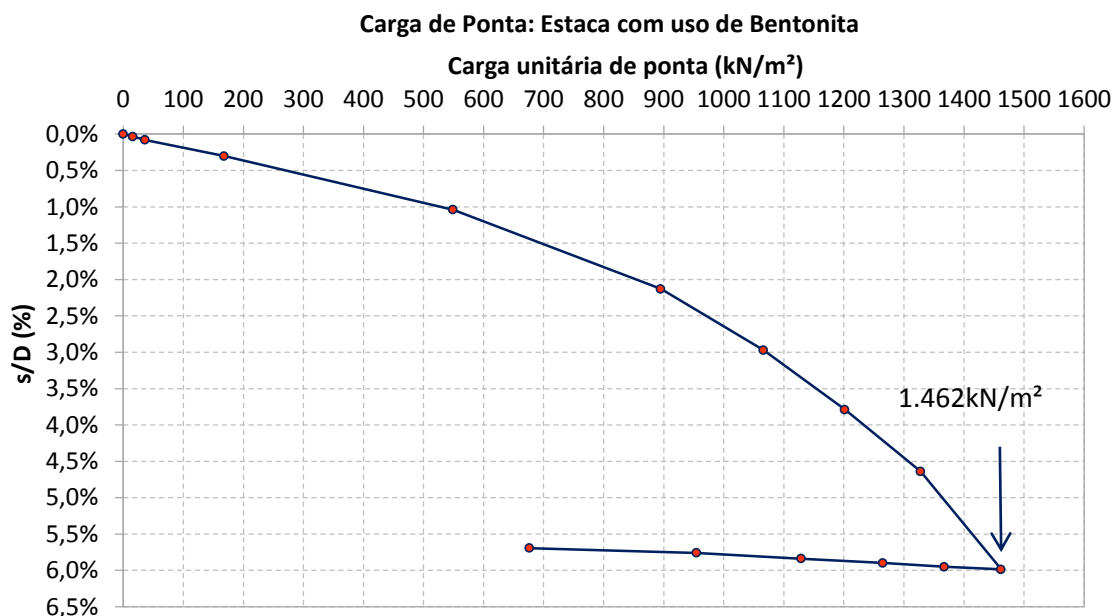


Figura 6. 46 - Evolução da capacidade de carga de ponta ao longo dos deslocamentos no topo da estaca

6.3.3. Transferência de Carga da Estaca com o uso de Polímero

Na Tabela 6.3 estão apresentados os valores de transferência de carga ao longo da profundidade da estaca com o uso de bentonita. Para obter a distribuição foi usado o valor de E_s de 40GPa.

A prova de carga teve que ser retomada devido ao rompimento de um tirante de ancoragem. Na Tabela 6.3 encontra-se em destaque os valores do recarregamento após a troca do tirante.

Tabela 6. 3 - Valores de transferência de carga em cada nível instrumentado

Carga (kN)	N0 0,0(m)	N1 -1,20(m)	N2 -4,00(m)	N3 -7,00(m)	N4 -11,50(m)	N5 -14,50(m)	N6 -18,50(m)	N7 -22,00(m)	N8 -23,50(m)
233	233	233	244	167	87	82	68	19	19
482	482	482	416	310	159	147	120	36	36
1032	1032	1032	866	682	376	356	276	85	85
1637	1637	1626	1394	1142	662	617	511	156	156
2404	2404	2379	2055	1727	1020	963	805	290	290
3046	3046	2994	2524	2155	1270	1197	957	397	397
3525	3525	3525	2875	2541	1477	1407	1082	503	503
4265	4265	4265	3460	3092	1771	1713	1255	664	637
4950	4950	4950	3970	3545	2029	1982	1426	827	736
5751	5751	5751	4604	4067	2377	2330	1653	1071	882
6542	6542	6513	5118	4572	2741	2689	1915	1349	1103
6883	6883	6870	5382	4809	2752	2752	2071	1482	1222

Continuação tabela 6.3

1707*	1707	1707	1405	1393	698	847	596	528	333
3301*	3301	3301	2439	2366	1321	1462	1019	777	616
4885*	4885	4703	3650	3368	1929	2085	1469	1063	864
6402*	6402	6138	4845	4396	2650	2746	2035	1483	1143
6990*	6990	6583	5140	4645	2978	2962	2239	1644	1170
8518*	8518	7924	5987	5376	3701	3712	2946	2253	1346

* Recarregamento

Na figura 6.47 são apresentados os valores calculados em cada nível instrumentado. A distribuição da parcela de contribuição lateral, de ponta e total da estaca com o uso de polímero é apresentado na figura 6.48. Os valores de deslocamento e carga são os registrados no topo da estaca.

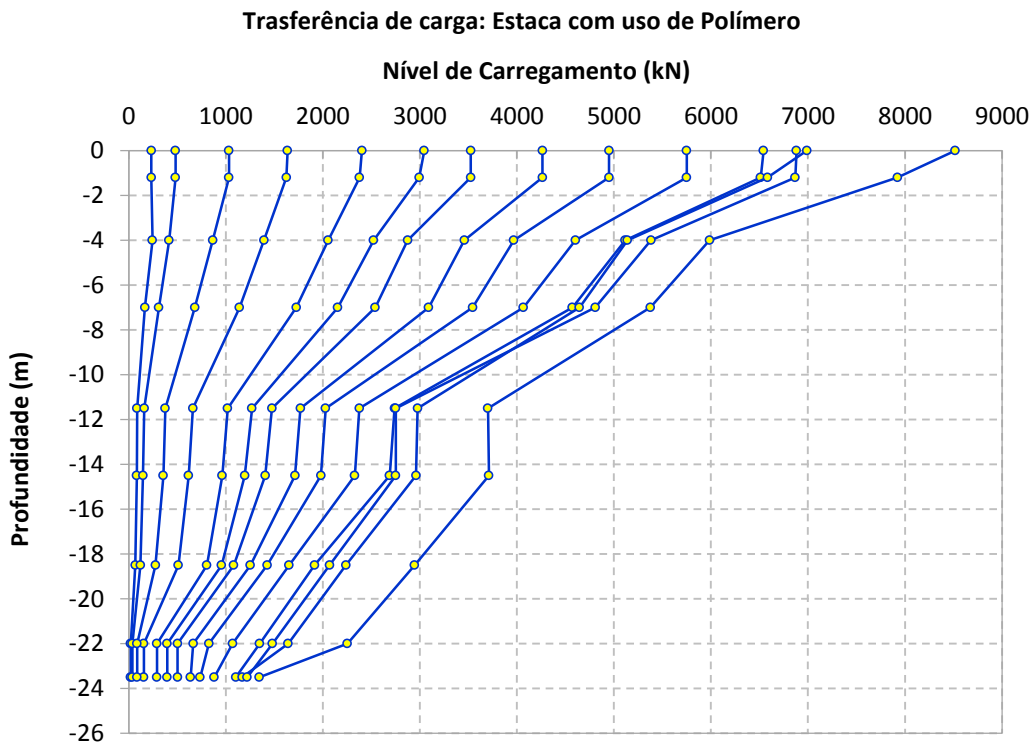


Figura 6. 47 - Transferência de carga ao solo da estaca com uso de polímero

Para carga máxima atingida no ensaio de 8.518kN a parcela de ponta representa 15,3% (1.346kN) e a parcela lateral 84,7% (7.172kN).

A prova de carga foi interrompida pela dificuldade em manter a carga constante, na medida em que não havia estabilização dos deslocamentos no topo da estaca.

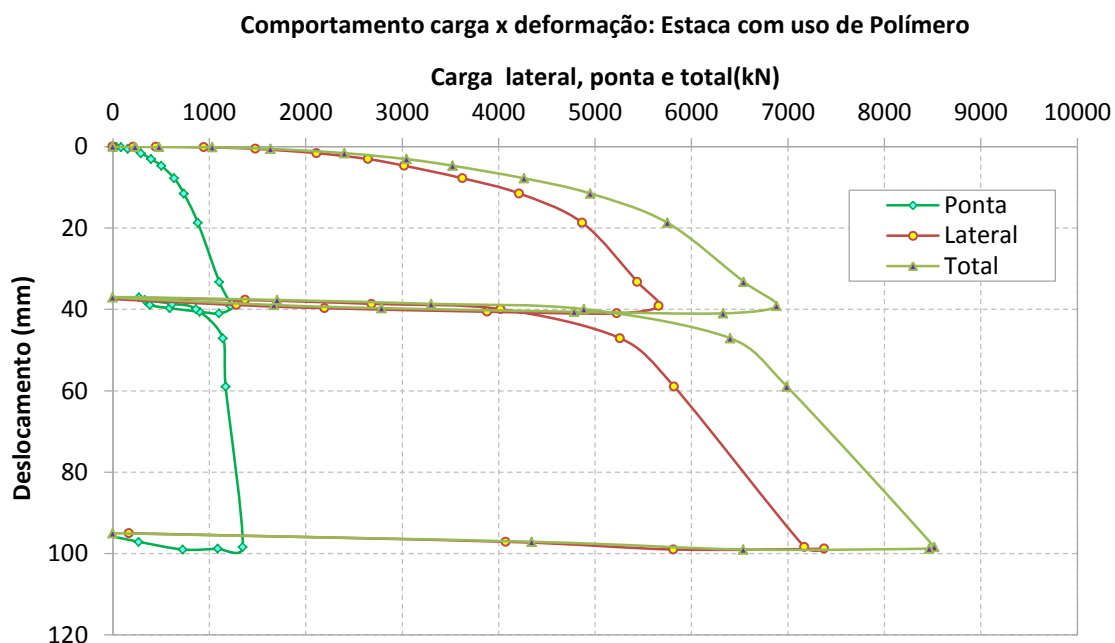


Figura 6. 48 – Parcela de contribuição ponta, lateral e total pelo deslocamento no topo da estaca

Na figura 6.49 apresenta-se a distribuição do atrito lateral nos níveis instrumentados ao longo da estaca.

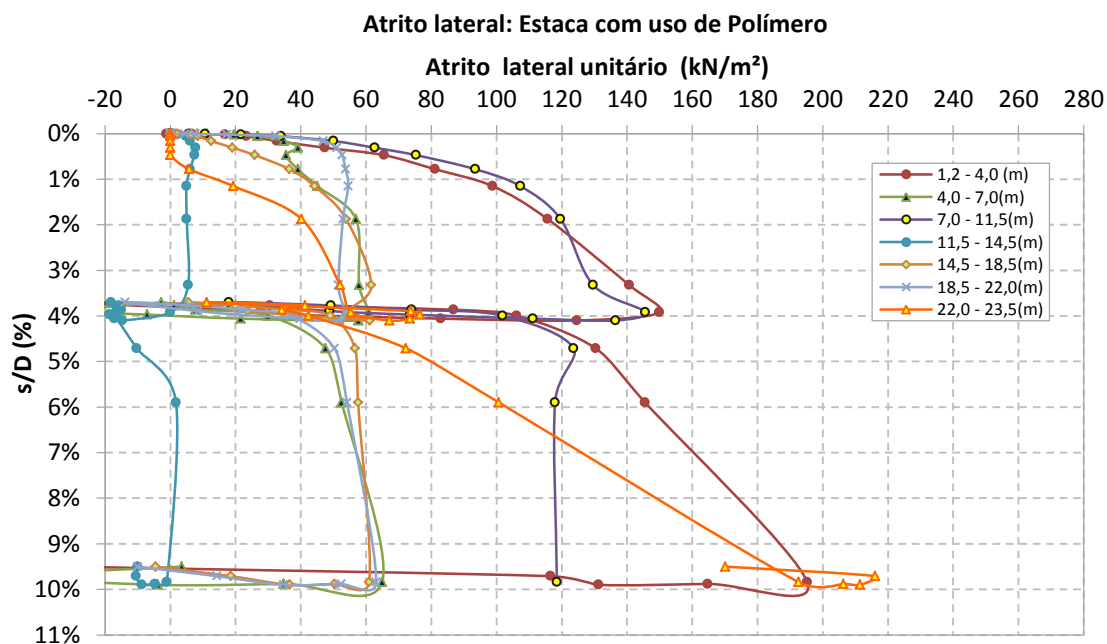


Figura 6. 49 - Mobilização do atrito lateral por nível de instrumentação por deslocamento no topo da estaca

O valor obtido entre os níveis 11,5 - 14,5m é de 5kPa até deslocamentos de s/B igual a 3,5%, após esse deslocamento os valores registrados são nulos. No restante dos níveis foi registrado valores entre 63 a 150 kPa de mobilização de atrito lateral para carga total no ensaio. O atrito entre o Nível 22,0 e 23,5m apresentou ganho de atrito

lateral ao logo do deslocamento. Esse comportamento pode estar associado a problemas na leitura ou a reação de ponta podendo interferir na deformação. O comportamento de ganho de resistência lateral também aconteceu entre o Nível 1,2 e 4,0m.

Na figura 6.50 é apresenta-se o comportamento da carga unitária de ponta pelo deslocamento no topo da estaca.

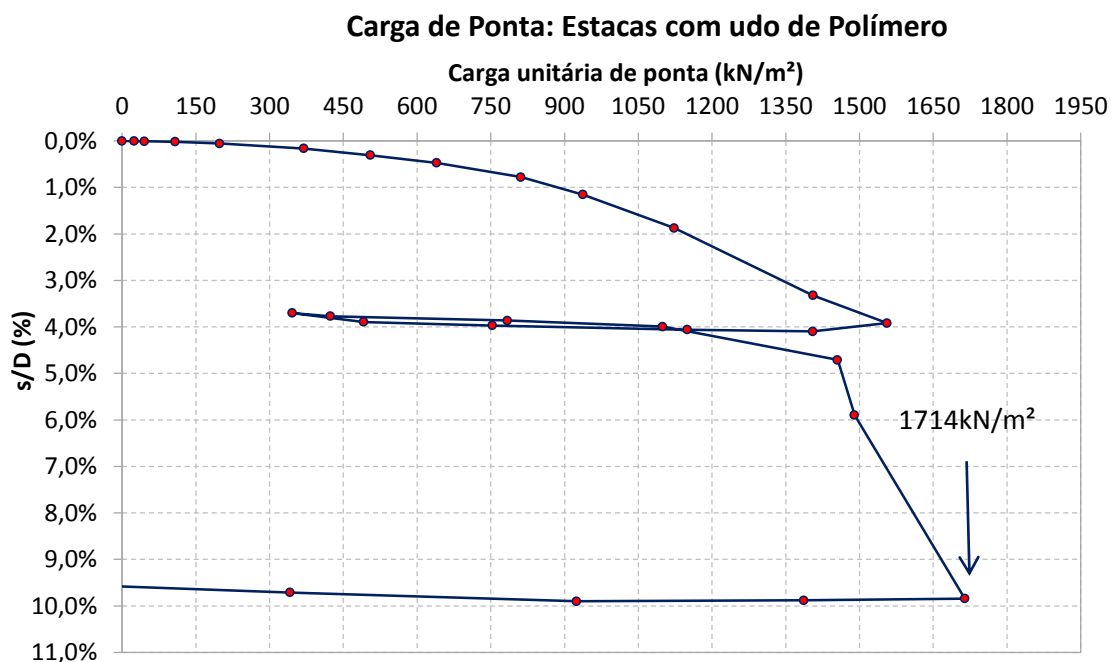


Figura 6. 50 - Evolução da capacidade de carga de ponta ao longo dos deslocamentos dos deslocamentos no topo da estaca

Na estaca com uso de polímero chega-se em deslocamentos no topo da estaca de 9,84% de seu diâmetro e carga unitária mobilizada de 1.714 kN/m².

6.4. COMENTÁRIOS SOBRE A MONTAGEM, REALIZAÇÃO E RESULTADOS OBTIDOS

Alguns aspectos foram observados durante a montagem e execução das provas de carga realizadas na presente pesquisa:

- a) Devido ao sistema de reação ser de grande porte, houve necessidade na mobilização e na desmobilização o uso de guindaste de grande porte.
- b) Cada ciclo completo de montagem e realização da prova de carga tomou um tempo de 5 a 6 dias.

- c) O uso de leituras por LVDT no topo da estaca reduz a possibilidade de erros de leituras. Os LVDT foram usados apenas na estaca com polímero, mas confirmaram as leituras por relógios comparadores.
- d) Apesar das estacas serem de grande diâmetro e a armadura flexível, não houve danos aos extensômetros. Apenas um extensômetro (N8) da estaca com uso de polímero foi descartado, pois, as leituras apresentarem deficiências.
- e) O monitoramento das leituras em planilha eletrônica durante a prova de carga foi essencial para observar o comportamento em tempo real do mecanismo de transferência de carga no topo e ao longo do fuste da estaca.

7. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA

Apresenta-se nesse capítulo a discussão dos resultados obtidos por meio da realização das provas de carga estática vertical das estacas com o uso de bentonita e polímero. Com base nos ensaios é possível fazer a análise quanto ao:

- a) Mecanismo de transferência de carga estaca/solo;
- b) Comportamento da carga *versus* deslocamento obtido por instrumentação no topo da estaca;
- c) Comportamento da distribuição das cargas ao longo da profundidade das estacas;
- d) Parcela de atrito lateral em cada camada de solo a partir da instrumentação em profundidade;
- e) Reação de ponta devido ao deslocamento no topo da estaca;
- f) Parâmetros de projeto para determinar o desempenho sob carga vertical.

7.1. INTERAÇÃO SOLO-ESTACA

No item 2.2 foi discutido que o desempenho do atrito lateral de um elemento de fundação profunda está relacionado com o método executivo e o fluído usado para conter as paredes podem influenciar esse desempenho. Foram apresentados relatos de casos de estacas escavadas com uso de fluído estabilizante com bentonita e polímero.

Este item será destinado a apresentar os gráficos de cada incremento de carga por nível instrumentado para uma melhor visualização da transferência de carga ao solo nas estacas com o uso de bentonita e polímero ensaiadas na presente pesquisa.

No decorrer da prova de carga na estaca executada com uso de bentonita, observou-se que durante a aplicação dos incrementos (já em estágios avançados da prova de carga) o deslocamento medido no topo da estaca não iniciava imediatamente após aplicação da carga. Esses deslocamentos aconteceram em um período posterior à aplicação de carga e de forma rápida (súbita). Esse comportamento foi registrado e será apresentado juntamente com o comportamento da estaca com uso de polímero para fins de comparação.

Para o comportamento da estaca com uso de bentonita apresentam-se as Figuras 7.1 a 7.11

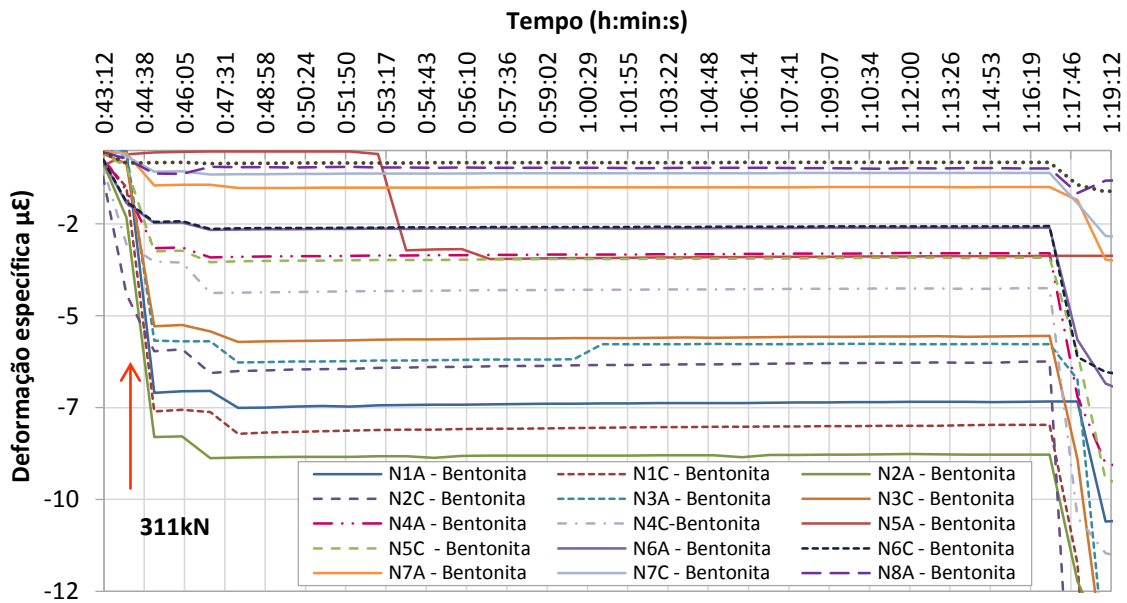


Figura 7. 1 – Primeiro incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 311kN

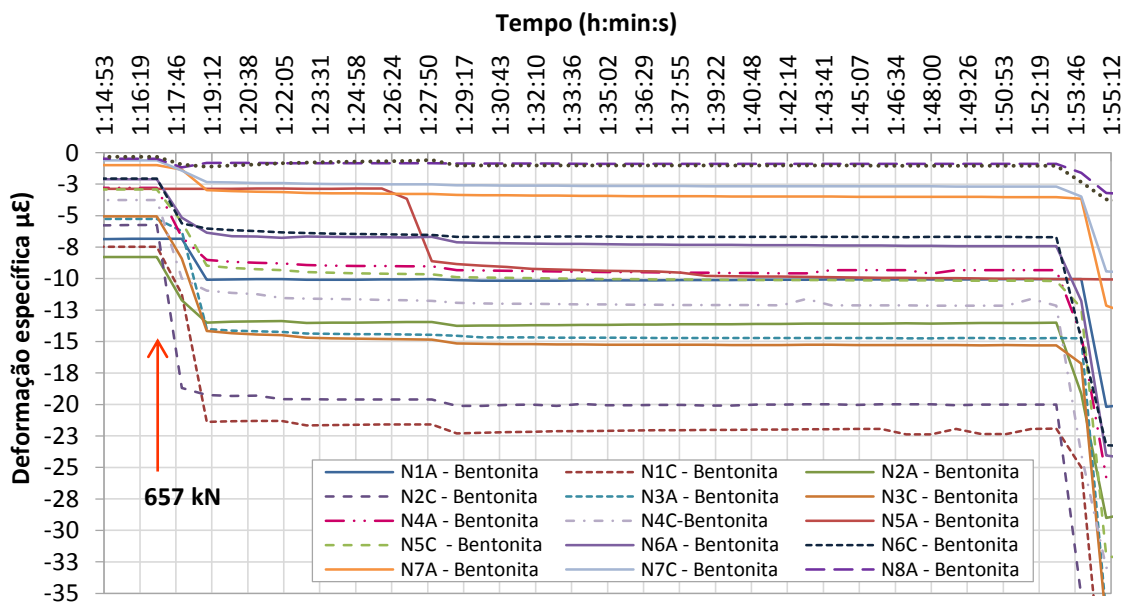


Figura 7. 2 – Segundo incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 657kN

Percebe-se que nos dois primeiros incrementos de carga (Figura 7.1 e 7.2) existe uma relação linear entre carga e deslocamento. Posteriormente podem ser observadas pequenas deformações até a estabilização das cargas aplicadas.

Nos carregamentos subsequentes apresentados nas Figuras 7.3 a 7.8 e principalmente no último carregamento apresentado na Figura 7.11, percebe-se oscilação da transferência de carga para o solo logo após aplicação do incremento de carga. Verifica-se que a estaca não se deforma durante a aplicação do carregamento e seguido de um deslocamento abrupto até nova estabilização (rígido-plástico).

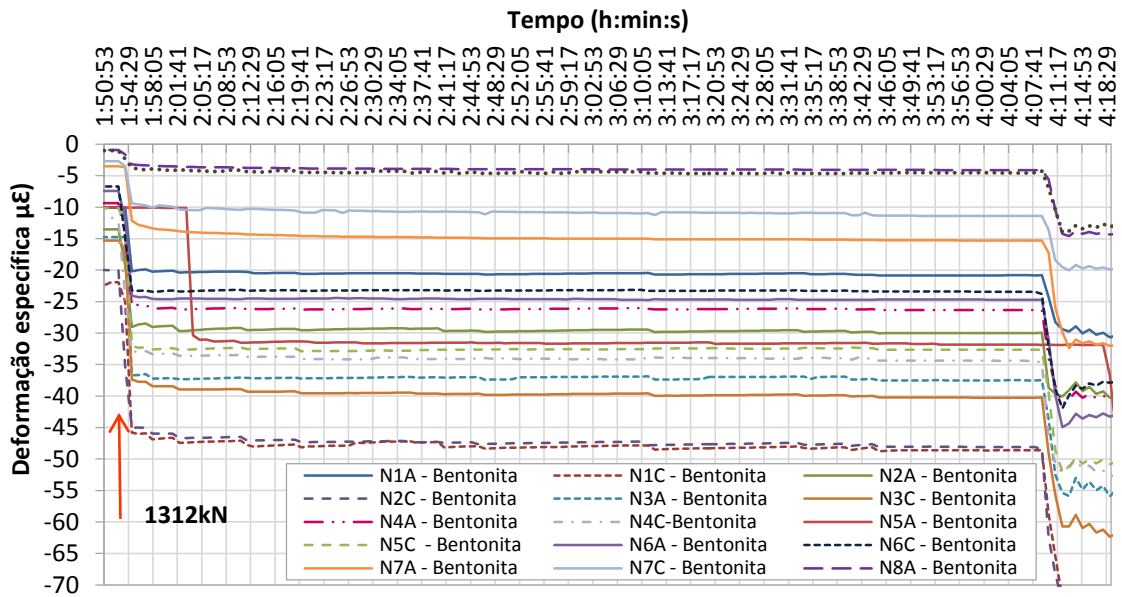


Figura 7. 3 – Terceiro incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 1312 kN

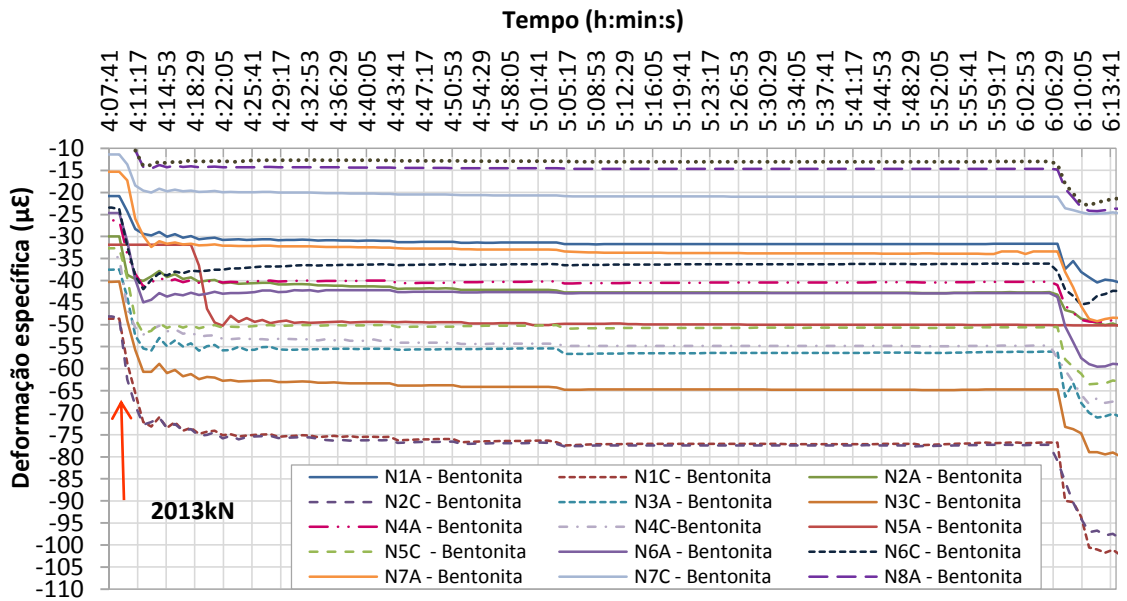


Figura 7. 4 – Quarto incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 2013kN

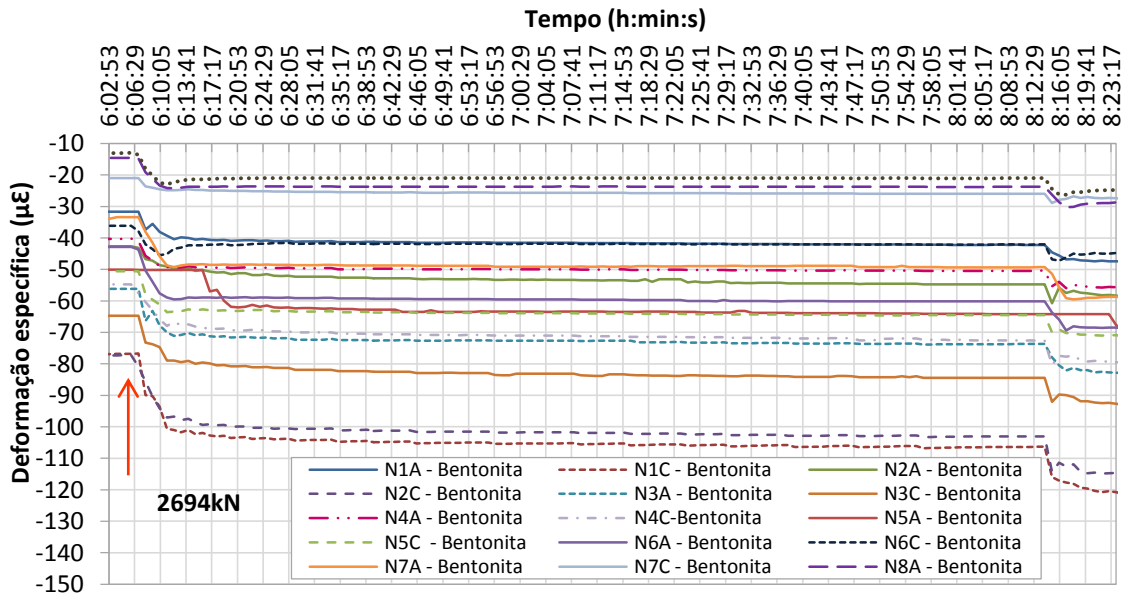


Figura 7. 5 – Quinto incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 2694 kN

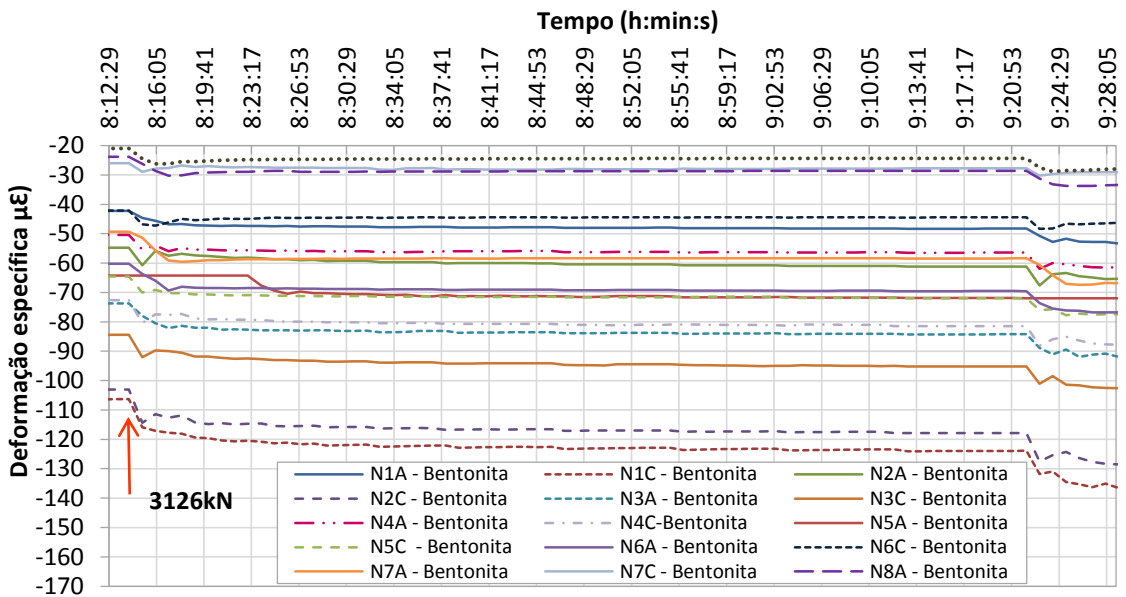


Figura 7. 6 - Sexto incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 3126 kN

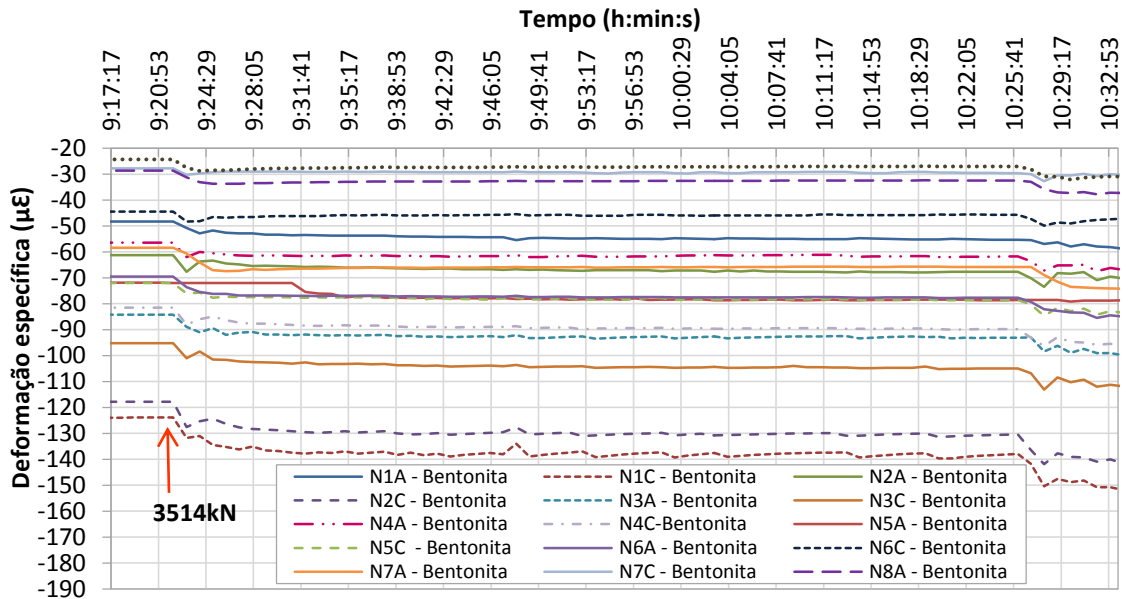


Figura 7. 7 – Sétimo incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 3514 kN

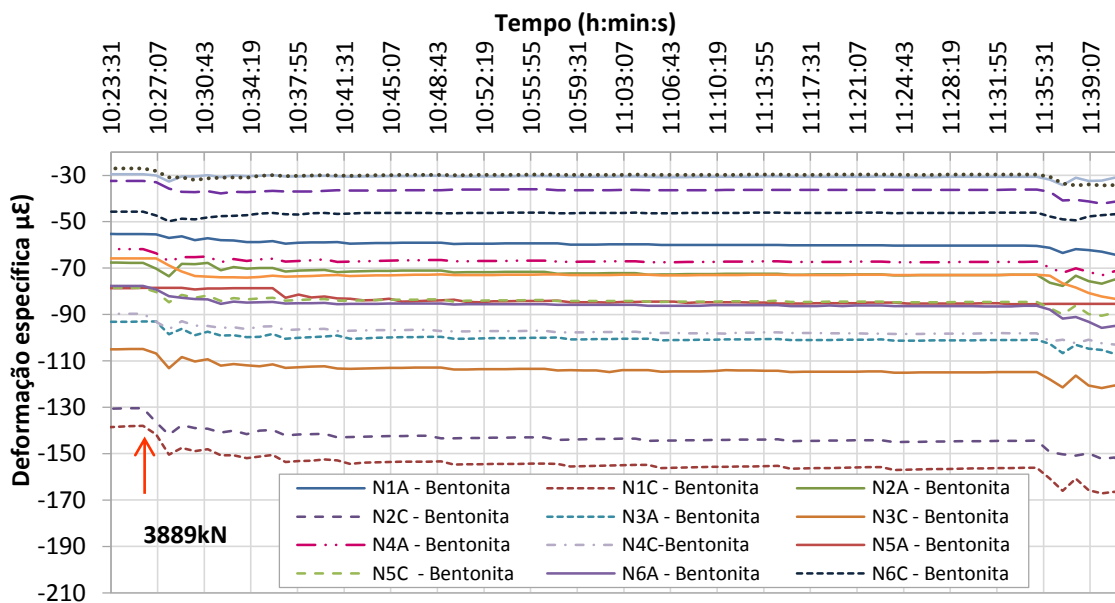


Figura 7. 8 – Oitavo incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 3889 kN

Para melhor compreender este fenômeno da oscilação da carga em cada incremento, apresenta-se um gráfico em escala ampliada do registro carga *versus* tempo e carga *versus* deslocamento no topo da estaca conforme ilustrado nas Figuras 7.9 e 7.10. Durante a aplicação da carga de 3978kN não são registrados deslocamento expressivos, os quais ocorrem durante a estabilização da carga. O mesmo comportamento é observado no segundo incremento para 4081kN: incremento rígido de carga seguido de deslocamentos durante a estabilização e um pequeno deslocamento durante o período de 43 segundos seguido da estabilização de carga e

de deslocamentos mais pronunciados. Para um incremento de carga de 4220kN em 1:45 min a carga máxima é atingida, os deslocamento são muito pronunciados e a carga reduz. Novos incrementos são acompanhados de grandes deslocamentos sem conseguir manter a carga constante.

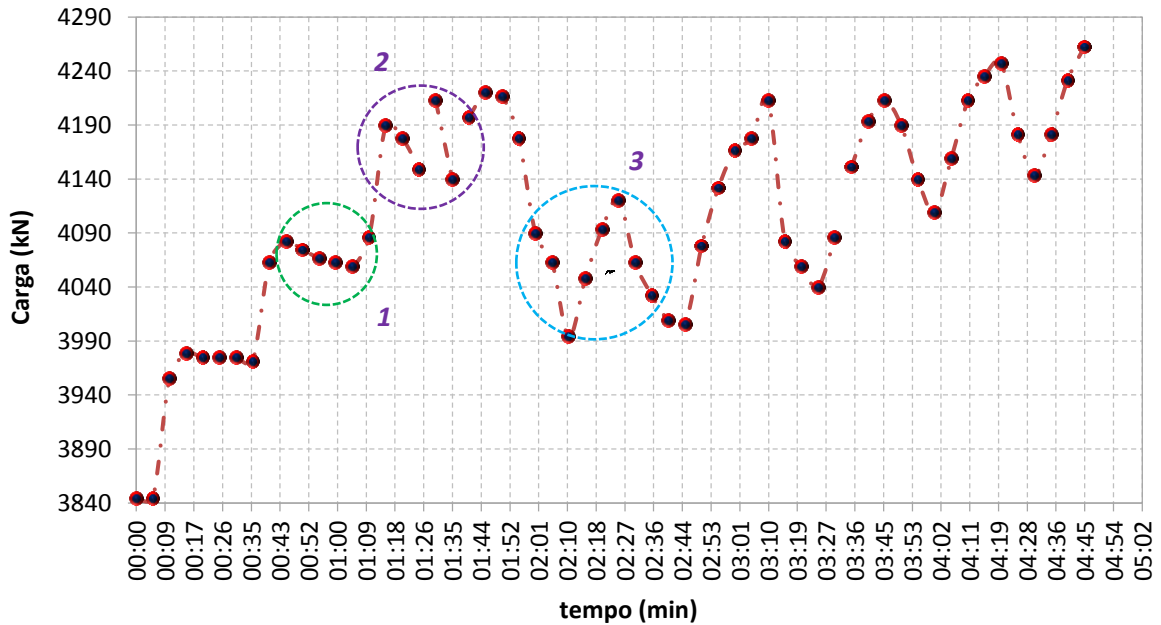


Figura 7. 9 – Carga versus Tempo

Na Figura 7.10, demonstra-se a aplicação da carga *versus* deslocamento registrado. Observa-se novamente o comportamento apresentado anteriormente em que os deslocamentos não são pronunciados nos primeiros estágios. Atinge-se a carga máxima de 4220kN e após esse valor os deslocamentos não são mais estabilizados.

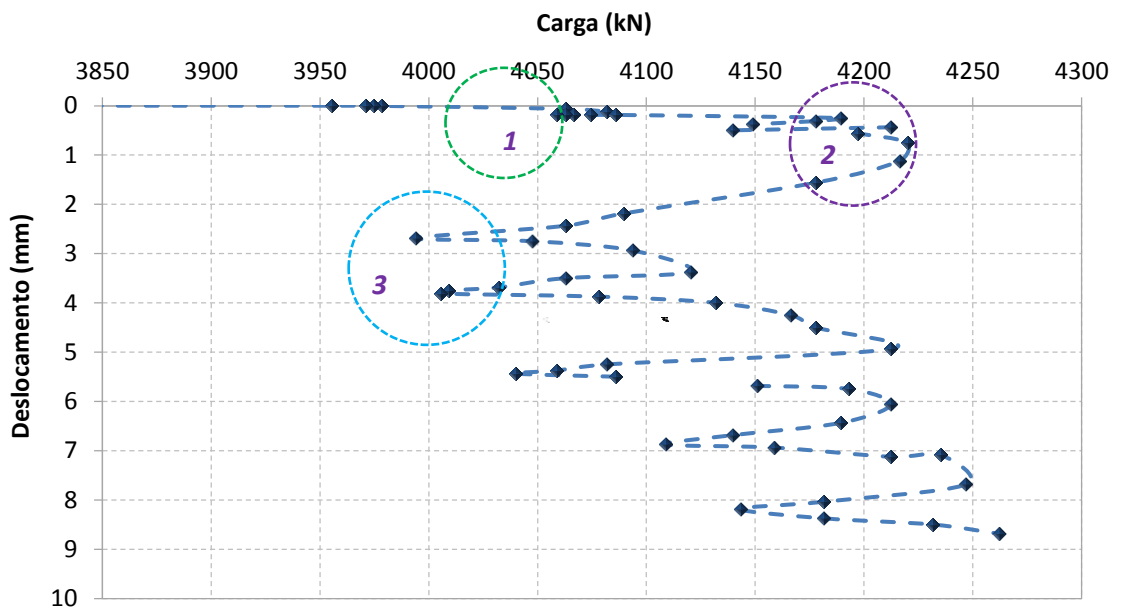


Figura 7. 10 – Carga versus deslocamento

Figura 11 apresenta-se o nono incremento de carga e em destaque o fenômeno observado apresentado nas Figuras 7.9 e 7.10.

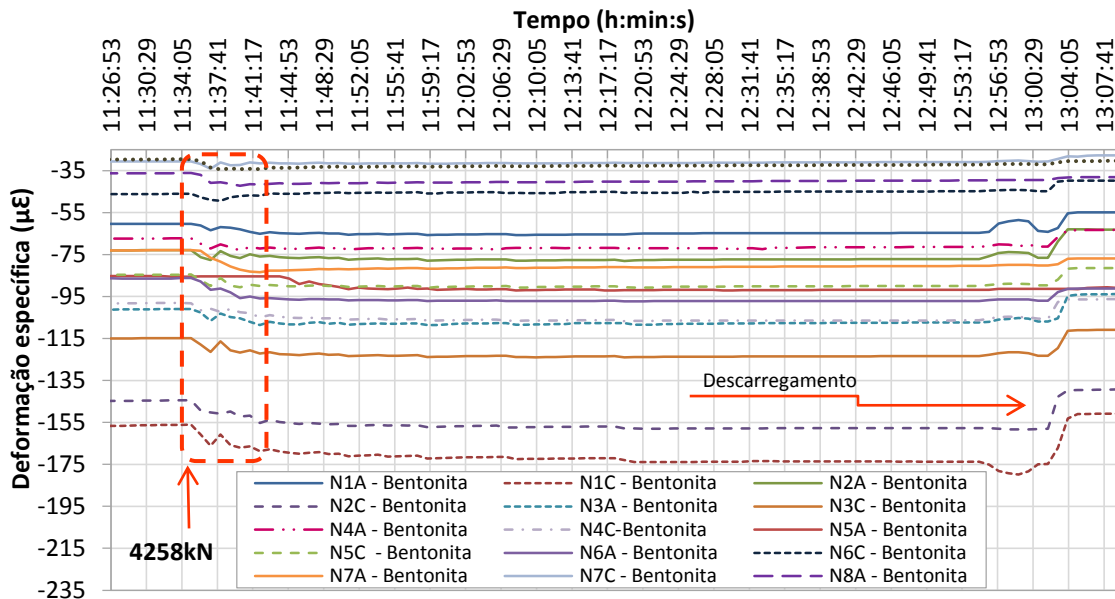


Figura 7. 11 – Nono incremento de carga da estaca com uso de bentonita – 4258 kN

O fenômeno observado durante a execução da prova de carga na estaca com o uso de bentonita não é registrado em bibliografia e pode estar relacionado com o excesso de poropressão gerando devido a uma formação da película espessa de bentonita entre a estaca e o solo (*cake*). Se há formação de um *cake* na interface solo-estaca, na profundidade analisada, pode-se esperar que este *cake* tenha comportamento não-drenado. Neste caso o incremento de carga é não-drenado, acompanhado de pequenas deformações. Após o carregamento há dissipação de poropressão, deslocamentos pronunciados e consequente aumento de tensões efetivas. Quando de um novo incremento, o *cake* que já sofreu adensamento, resiste a carga em um novo ciclo não drenado até atingir a ruptura, em condições não drenadas. A nova estabilização gera dissipação, deslocamentos de novos ganhos de resistência.

Na Figura 7.12 é apresentado o comportamento da estaca com uso de bentonita junto ao comportamento observado na estaca com uso de polímero para a mesma relação de carga aplicada e carga última de ensaio. Pode-se visualizar a diferença de comportamento em ambas as estacas para o mesmo nível de carregamento. Na estaca de polímero verifica-se uma relação linear entre cargas e deslocamentos (que ocorre em condições drenadas) seguindo de estabilização (*creep*). O comportamento da estaca de polímero é aquele normalmente descrito na literatura para estacas em solos arenosos.

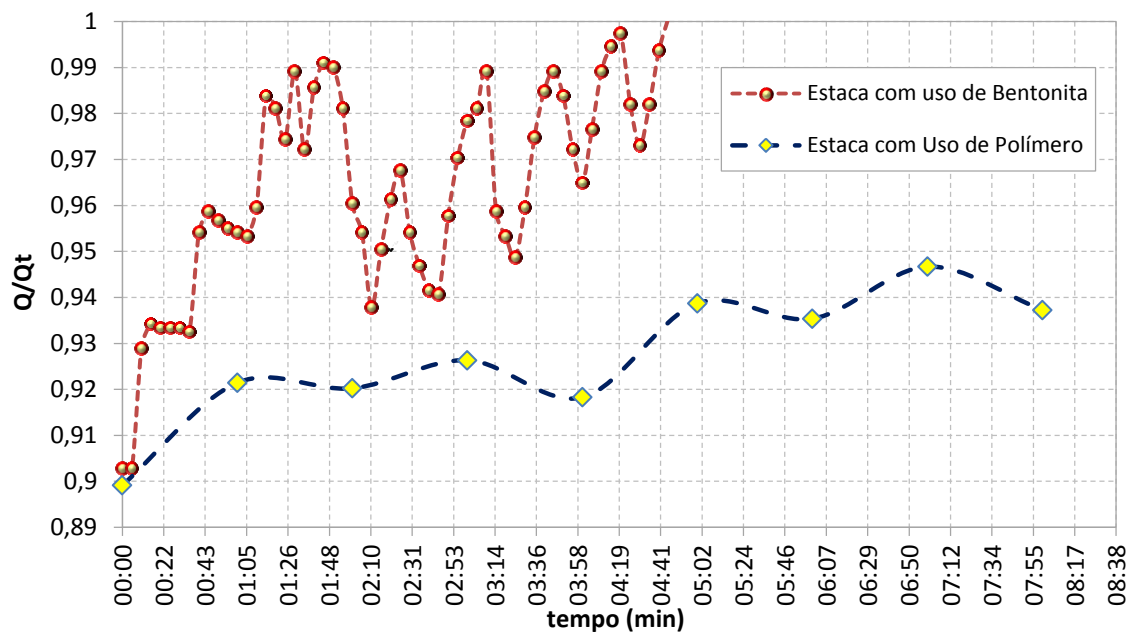


Figura 7. 12 – carga versus tempo estaca com uso de bentonita e polímero

Nas Figuras 7.13 a 7.26 apresentam-se os gráficos dos incrementos de carga para a estaca executada com polímero. Durante a aplicação de carga não se detectou o mesmo fenômeno observado na estaca com o uso de bentonita, o deslocamento ocorria imediatamente após a aplicação da carga.

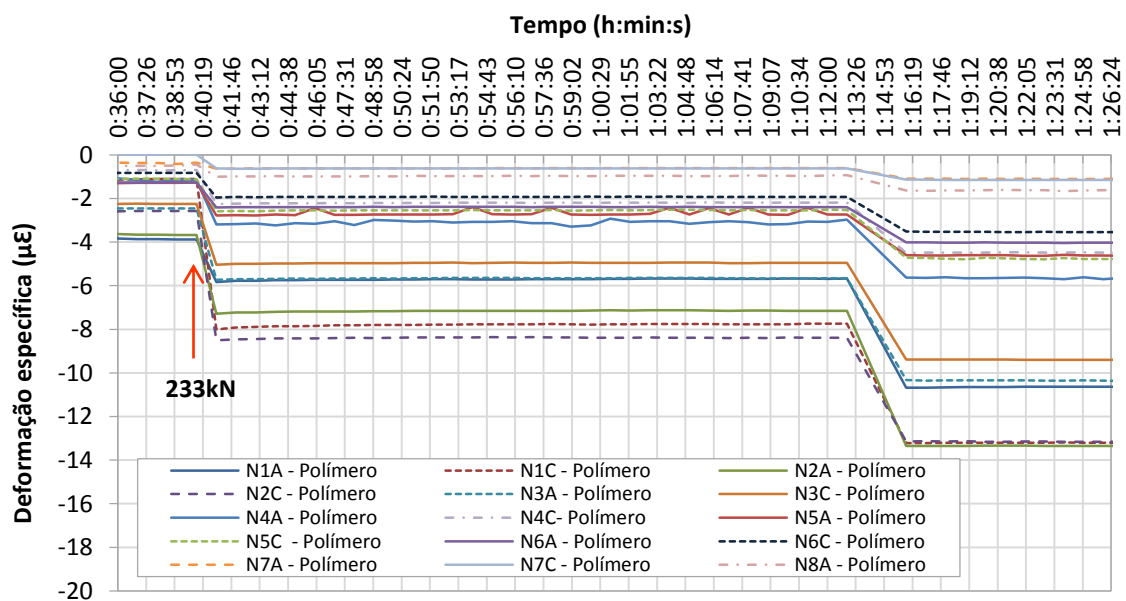


Figura 7. 13 – Primeiro incremento de carga da estaca com uso de polímero – 233 kN

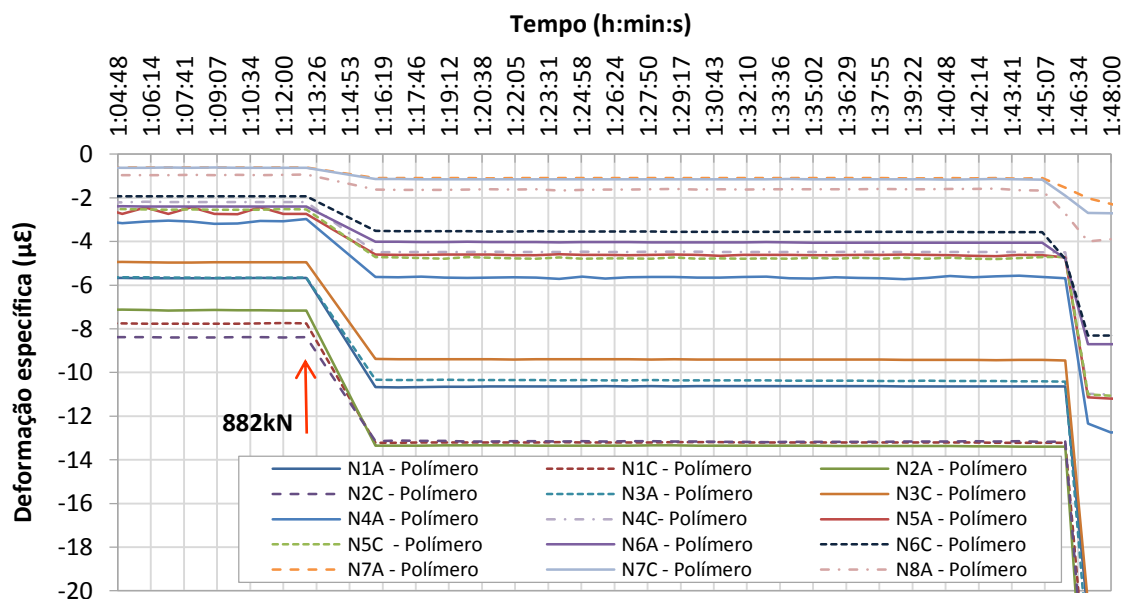


Figura 7. 14 - Segundo incremento de carga da estaca com uso de polímero – 482 kN

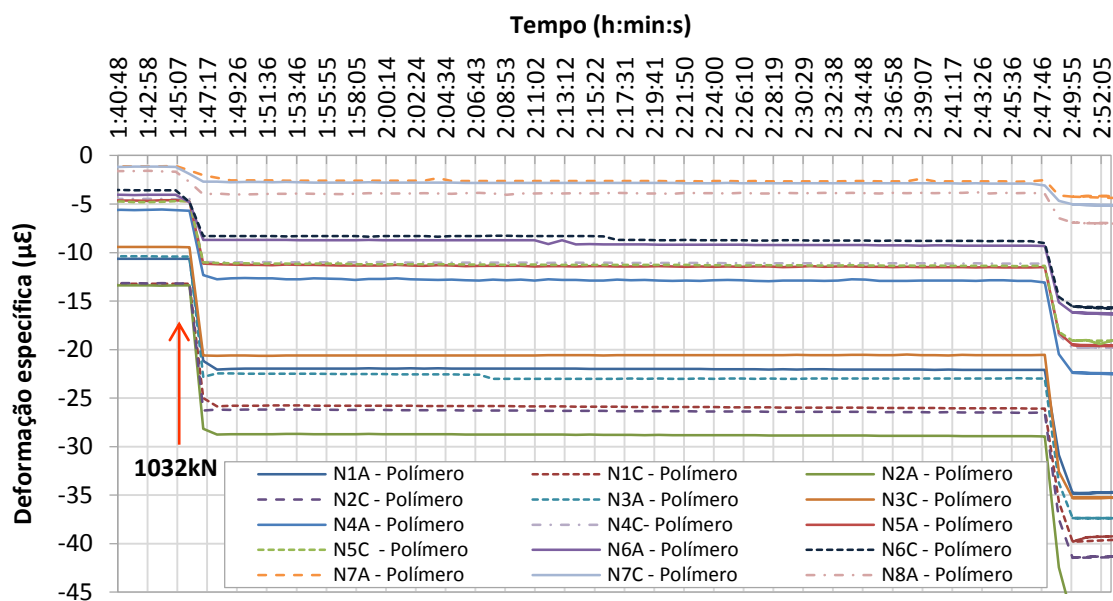


Figura 7. 15 - Terceiro incremento de carga da estaca com uso de polímero – 1032 kN

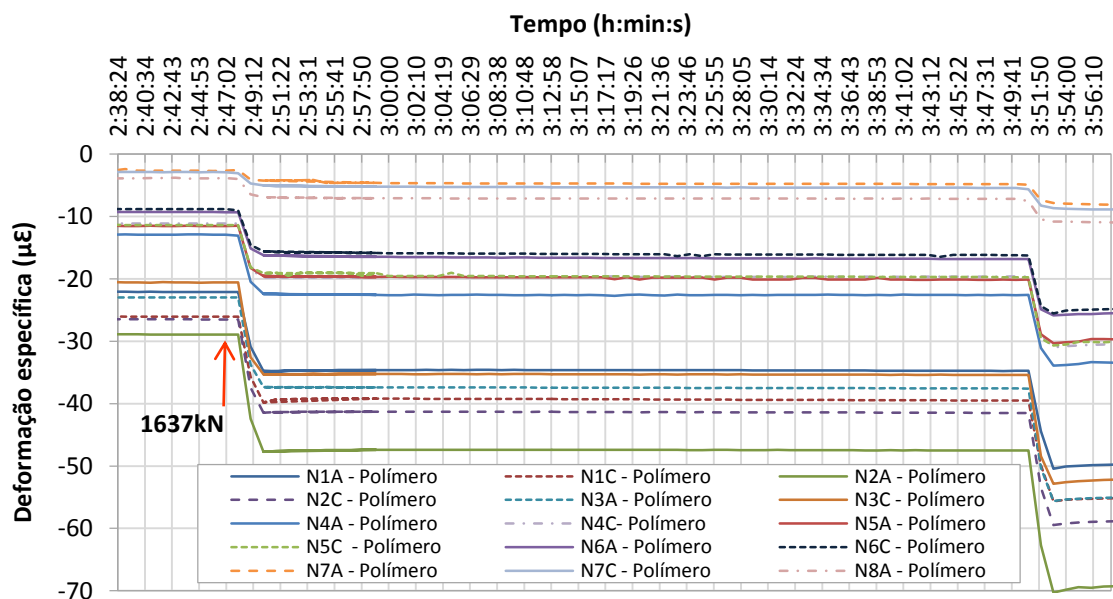


Figura 7. 16 - Quarto incremento de carga da estaca com uso de polímero – 1637 kN

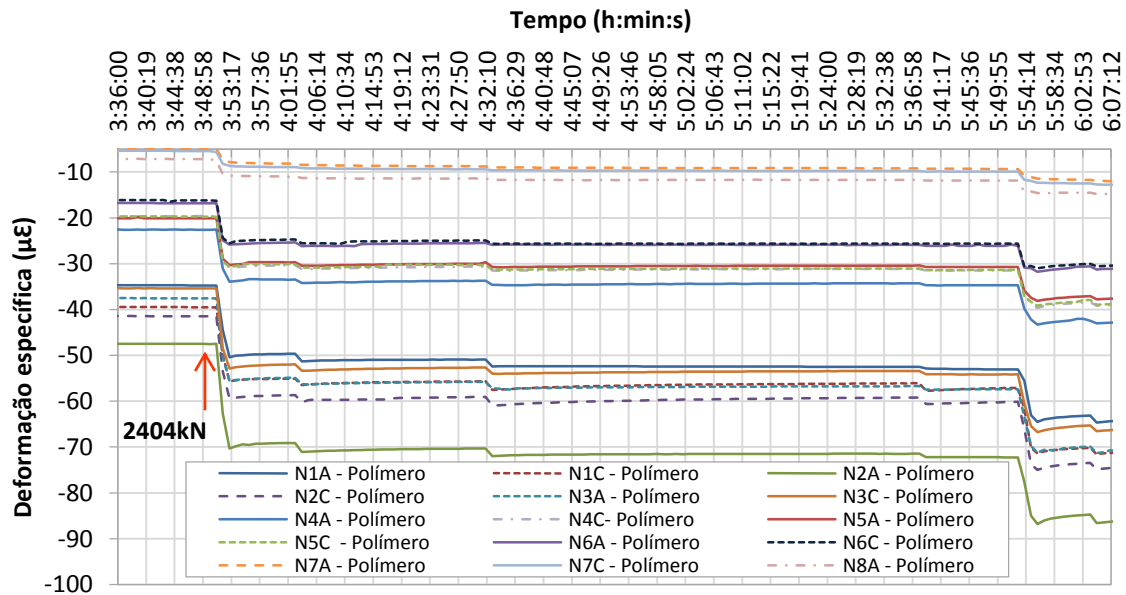


Figura 7. 17 - Quinto incremento de carga da estaca com uso de polímero – 1404 kN

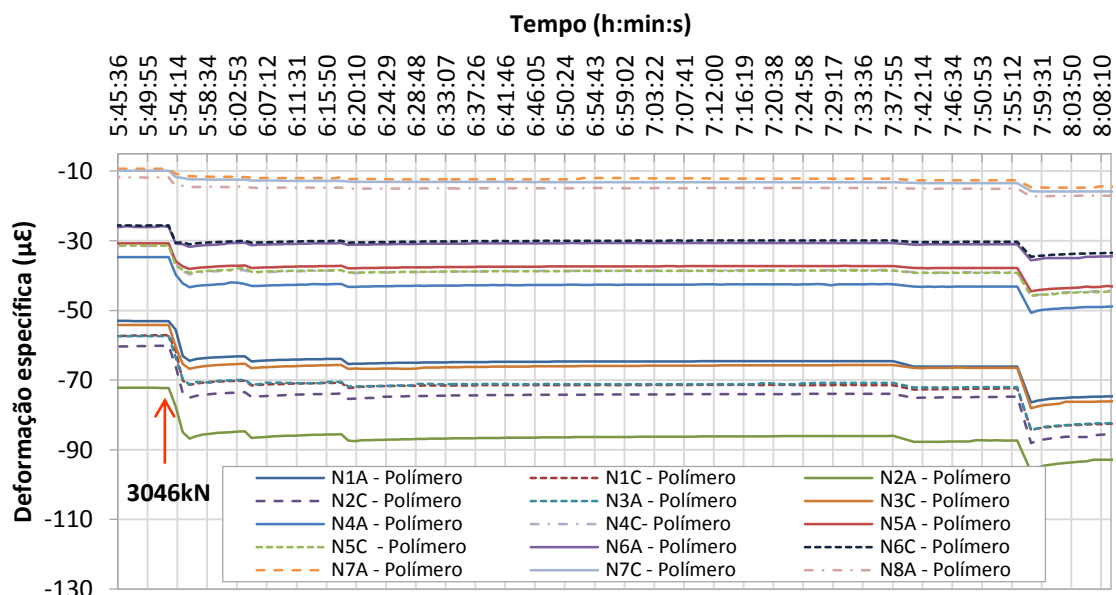


Figura 7. 18 - Sexto incremento de carga da estaca com uso de polímero – 3046 kN

Percebe-se que até o sexto incremento de carga (Figura 7.13 a 7.18) um comportamento linear após a aplicação da carga de cada incremento ao longo do tempo necessário para estabilização.

Nos carregamentos subsequentes apresentados nas Figuras 7.19 a 7.26, há uma oscilação da transferência de carga para o solo logo após aplicação do incremento de carga. Essa oscilação de carregamento durante a incremento de carga se deve ao deslocamento das estacas de reação. O conjunto de estacas de reação apresentou deformações diferenciais.

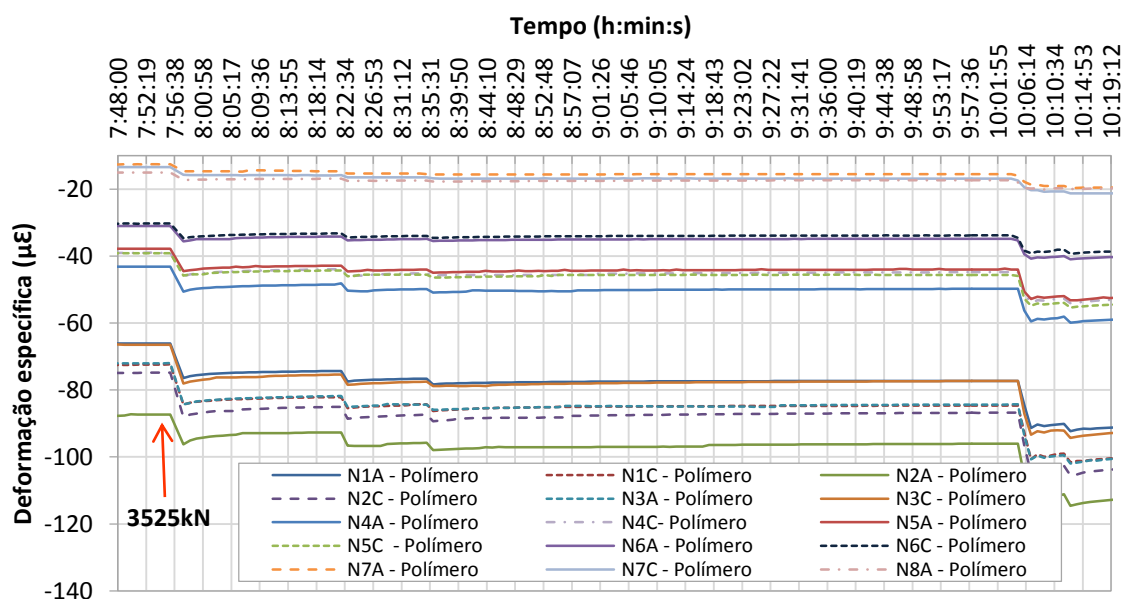


Figura 7. 19 - Sétimo incremento de carga da estaca com uso de polímero – 3525 kN

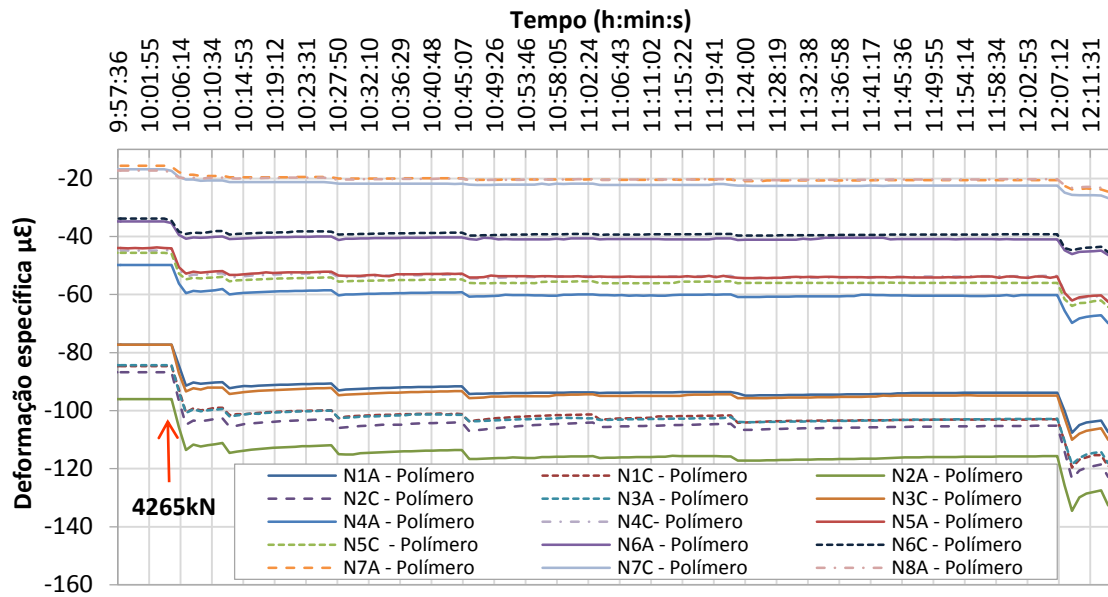


Figura 7. 20 – Oitavo incremento de carga da estaca com uso de polímero – 4265 kN

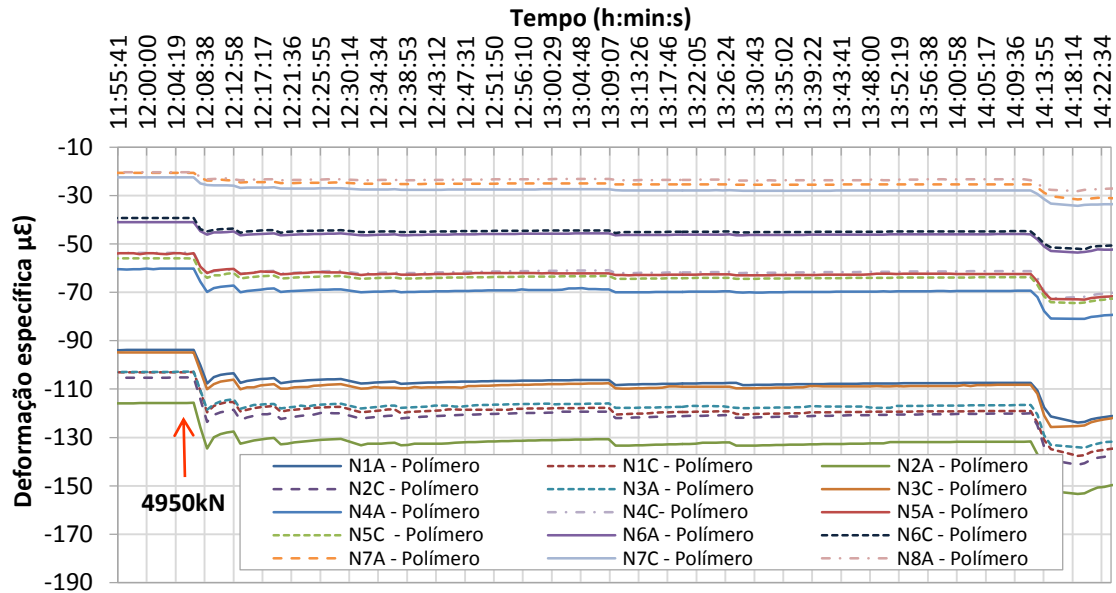


Figura 7. 21 - Nono incremento de carga da estaca com uso de polímero – 4950 kN

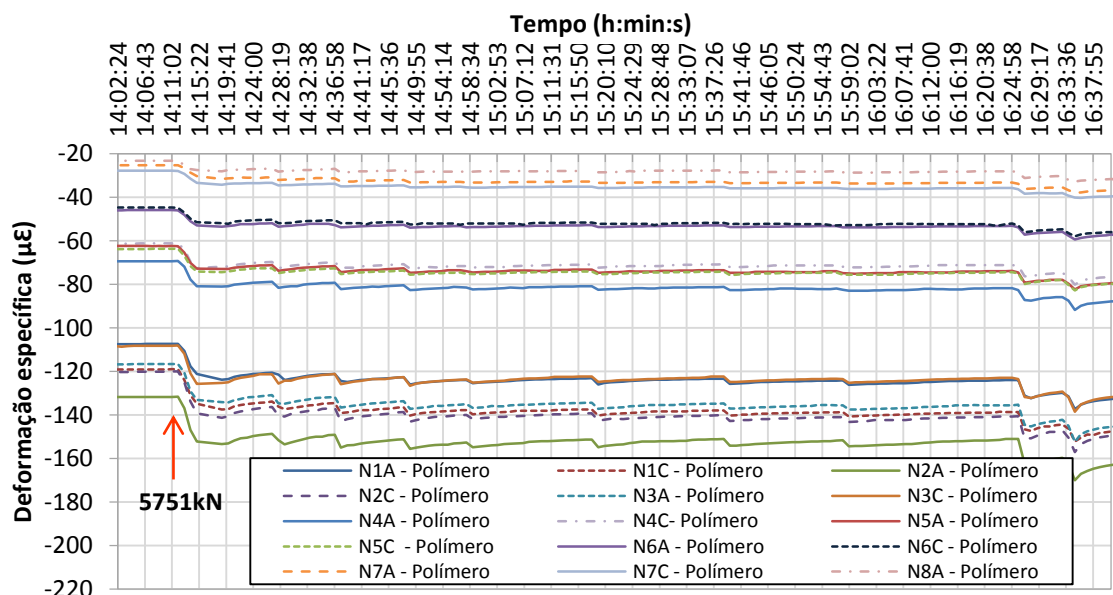


Figura 7. 22 - Décimo incremento de carga da estaca com uso de polímero – 5751 kN

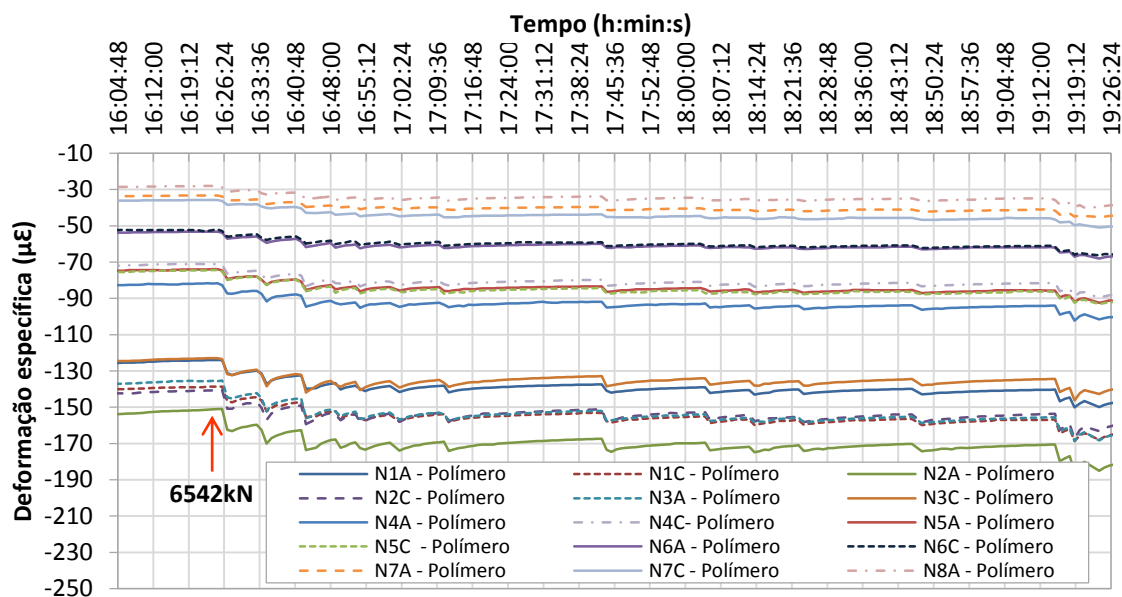


Figura 7. 23 – Décimo Primeiro incremento da estaca com uso de polímero – 6542 kN

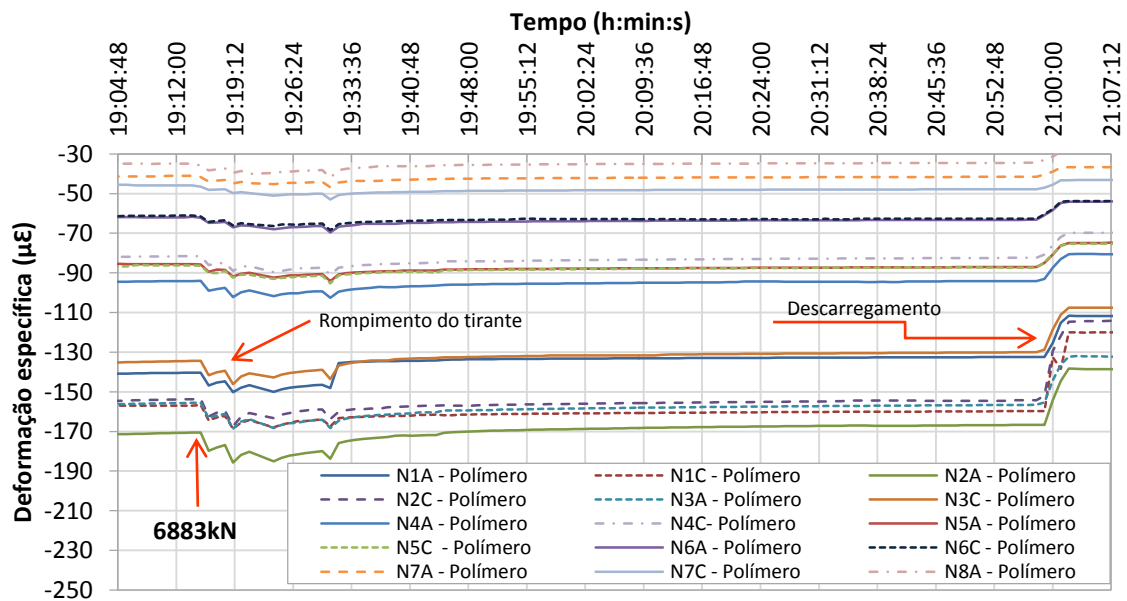


Figura 7. 24 – Décimo segundo incremento da estaca com uso de polímero – 6883 kN

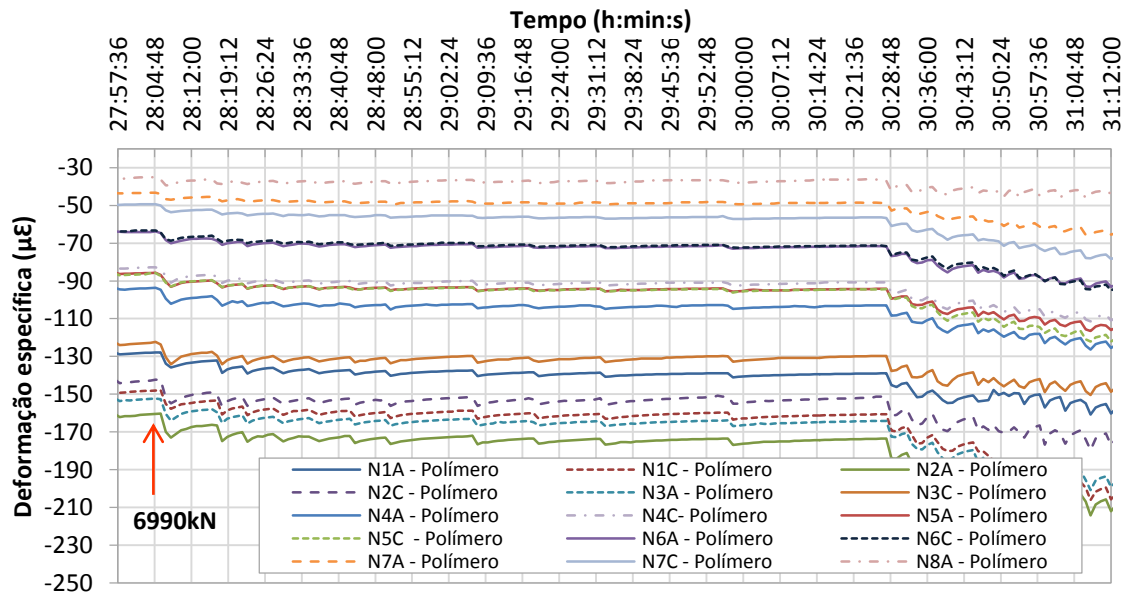


Figura 7. 25 – Décimo terceiro incremento da estaca com uso de polímero – 6990 kN

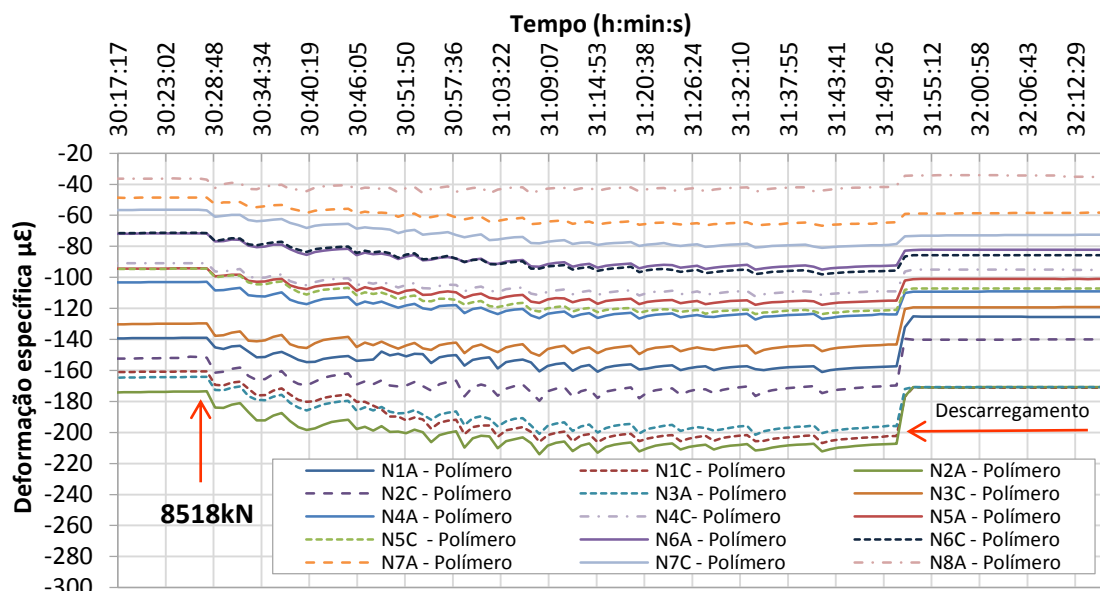


Figura 7. 26 - Décimo quarto incremento da estaca com uso de polímero – 8518 kN

No último incremento, apresentado na Figura 7.26, pode-se visualizar a oscilação da carga aplicada. Essa oscilação deve-se a dificuldade em manter a carga estável durante o incremento de carga.

Para compreender melhor o desempenho das estacas ensaiadas na presente pesquisa é necessário realizar a exumação de parte das estacas, principalmente na região que compreende a profundidade entre 0,0m e 11,0m. Nessa camada foi registrado a maior contribuição de atrito lateral na estaca com uso de polímero. O fenômeno pode ser justificado pela formação de *cake* na estaca com uso de bentonita o que fica evidente se comparar o desempenho das duas estacas. Pode-se justificar o melhor desempenho da estaca com uso de polímero também devido à rigidez (resistência) maior do solo que pode ter sido envolvido pela pasta de cimento durante a concretagem.

Na Figura 7.27 são representadas as duas suposições mencionadas e que podem ter contribuído para o desempenho superior da estaca com uso de polímero e o desempenho prejudicado na estaca com o uso de bentonita.

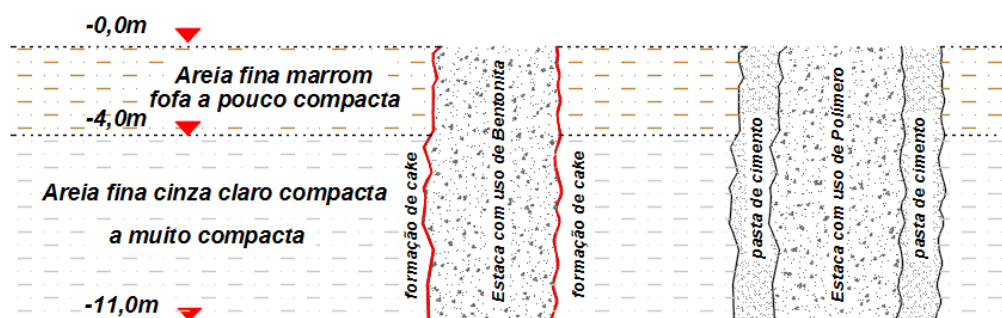


Figura 7. 27 – Possível explicação da interação estaca/solo nas estacas ensaiadas

Após a análise da transferência de carga ao solo pode ser observado que:

- a) O fenômeno registrado durante a execução da prova de carga na estaca com o uso de bentonita devido ao retardo de deslocamentos após a aplicação de carga, pode estar relacionado com o excesso de poropressão gerado devido a formação da película de bentonita entre a estaca e o solo (*cake*).
- b) O desempenho inferior apresentado na estaca com uso de bentonita se deve ao valor de atrito menor registrado na camada de areia pouco compacta a muito compacta, esse valor inferior pode estar associado à formação de *cake* nessa camada.
- c) O desempenho superior registrado na estaca com o uso de polímero, pode estar relacionado com uma maior rigidez do solo provocado pela percolação da nata de cimento durante a concretagem da estaca e dessa forma aumentado o atrito na interface estaca solo principalmente na camada de areia mais compacta.

7.2. ANÁLISE DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO NO TOPO DAS ESTACAS

Na Figura 7.28 apresenta-se os resultados carga *versus* deslocamento obtidos das provas de carga nas estacas teste ensaiadas. É possível observar na Figura 7.28 que o comportamento das duas estacas não foi similar, sendo que a estaca com uso de polímero apresentou melhor desempenho.

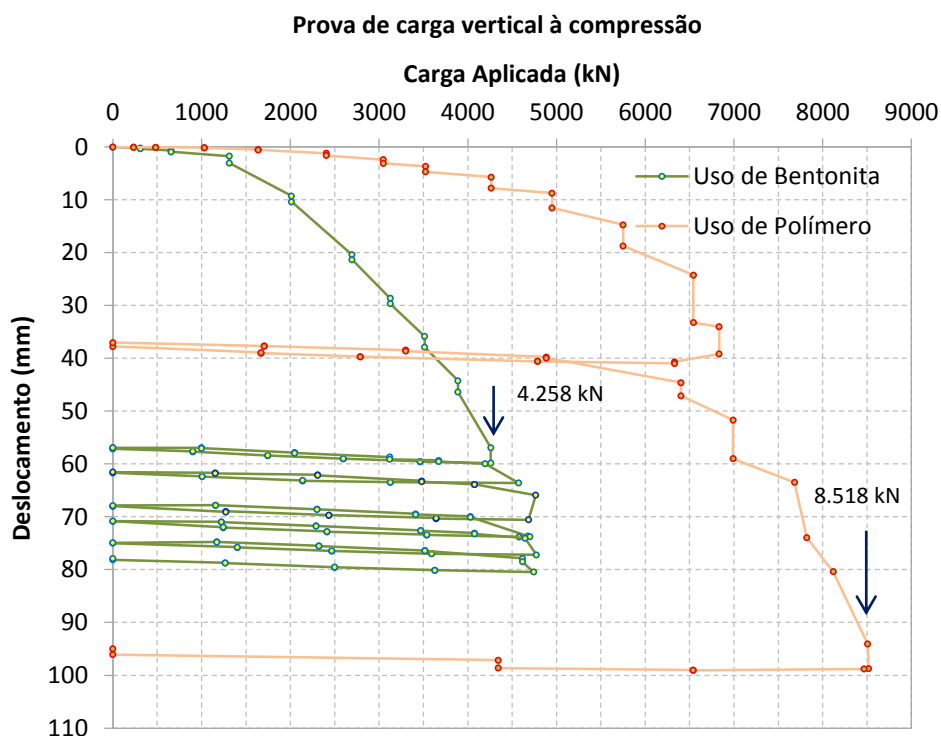


Figura 7. 28 – Carga x deslocamento estaca com bentonita e polímero

O desempenho da estaca com polímero atingiu valores de carga 2,0 vezes superiores aos valores medidos na estaca com o uso de bentonita, tomando como referência a carga máxima aplicada no carregamento lento.

Para estaca de bentonita, no carregamento lento a carga máxima foi de 4.258kN para um deslocamento correspondente de 59,97mm, enquanto para o carregamento cíclico, a carga máxima foi de 4.742 kN e um deslocamento acumulado de 80,43mm. Para um mesmo deslocamento de 59,97mm a estaca com uso de polímero registrou carga de 7000kN. Já para estaca executada com o uso de polímero a carga máxima foi de 8.518kN para um deslocamento acumulado de 98,71mm.

Observa-se que a inclinação da curva carga *versus* deslocamento das duas estacas é muito semelhante no segmento inicial (cargas até em torno de 1.300kN). Porém neste nível de carregamento a estaca de bentonita passa a apresentar maiores deformações, enquanto a estaca com uso de polímero mantém o comportamento do trecho inicial, sem mudança significativa de inclinação. As medições parecem indicar o esgotamento da parcela lateral da estaca de bentonita em cargas superiores a 1.300kN, já solicitando a parcela de ponta. Em contrapartida, a estaca de polímero parece sustentar maiores níveis de carregamento lateral, superiores a 5.000kN.

No carregamento cíclico da estaca com bentonita acontece um acréscimo de resistência entre o carregamento lento e rápido. Esse acréscimo é na ordem de 13%.

Na Figura 7.29 é apresentada a normalização da carga e dos deslocamentos no topo das estacas ensaiadas. Tem-se a relação de Q/Q_t , sendo Q_t a carga total final do ensaio para cada prova de carga e Q a carga de incremento.

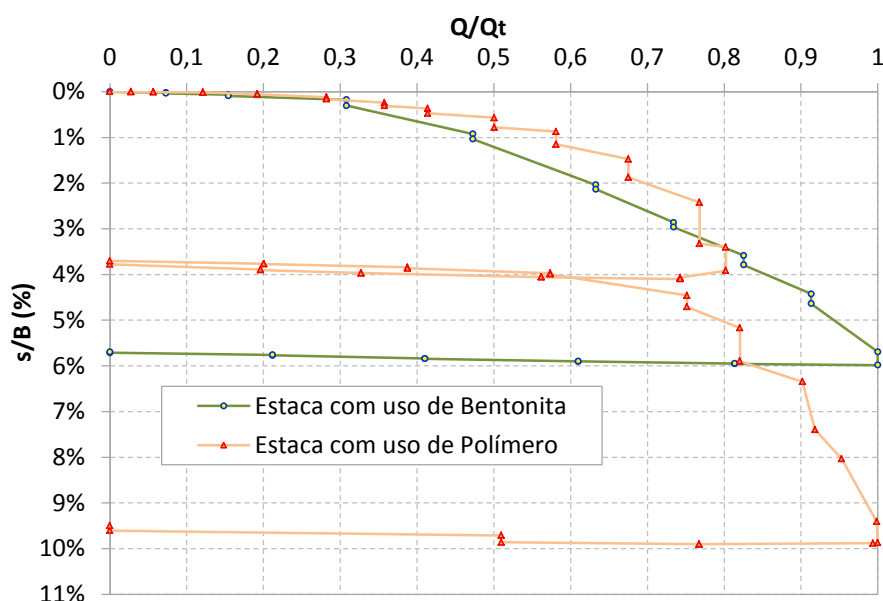


Figura 7. 29 – Normalização do desempenho carga x deslocamento

O Conceito de Rigidez apresentado por Décourt (1996) conduz a resultados da carga limite através do Gráfico de Rigidez, que permite a visualização da “distância” que se está da ruptura e identifica o domínio de transferência de carga pela ponta e o domínio de transferência pelo atrito lateral (Décourt, 2008).

O gráfico de rigidez deve ser plotado com os valores de rigidez (RIG) em ordenadas e os valores de carga (Q) em abscissas para que se determine a carga que leva à rigidez nula. Mas como a rigidez nula pressupõe deformação infinita, a ruptura física nunca será atingida. Portanto calcula-se a carga de ruptura convencional no Gráfico de Rigidez (Décourt, 2008). Apresenta-se na Figura 7.30 e 7.31 os gráficos de Rigidez das estacas com uso de bentonita e polímero respectivamente.

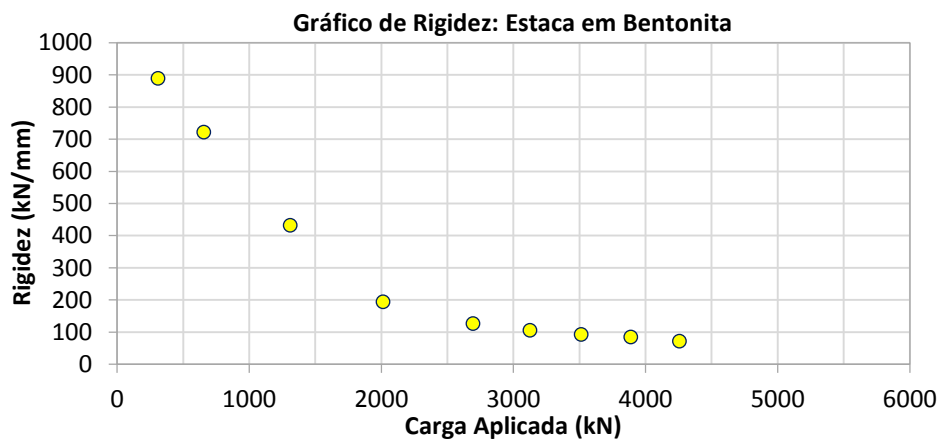


Figura 7. 30 – Gráfico de Rigidez para estaca executada em Polímero

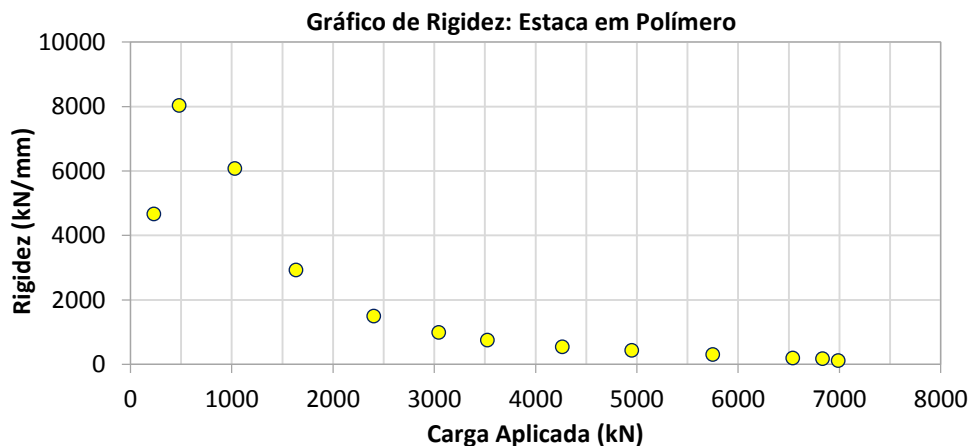


Figura 7. 31 – Gráfico de Rigidez para estaca executada em Polímero

Com base no método da Rigidez é possível extrapolar o gráfico da Figura 7.30 e fica evidência que a carga de ruptura convencional fica em torno de 5000kN. Observado a Figura 7.31 a Rigidez já se tornou nula e a carga de ruptura convencional é de 7000kN. Por meio de gráfico de Rigidez é possível fazer as previsões da parcela de contribuição de carga lateral e de ponta. A abordagem do conceito de Rigidez

abordado na presente pesquisa tem como objetivo demonstrar que as estacas foram levadas a deslocamentos em que não era mais possível a manutenção da carga aplicada no topo das estacas, característica de carga de ruptura.

7.3. ANÁLISE DOS DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE

Serão analisados o comportamento da distribuição da carga ao longo da profundidade, parcelas de atrito lateral e ponta das estacas ensaiadas.

7.3.1. Transferência de Carga ao Longo da Profundidade

A Figura 7.32 apresenta a evolução do comportamento da distribuição de carga ao longo da profundidade da estaca por incrementos de carga para a estaca executada com o uso de bentonita.

Para os primeiros dois incrementos de carga o comportamento de transferência de carga é linear ao longo da profundidade, já no terceiro incremento de carga percebe-se um comportamento diferenciado entre os níveis instrumentados. Destaque pode ser dado entre os níveis N2 e N3 (3,8 – 6,8m) e N4 e N5 (10,8 – 13,8m), regiões marcadas na Figura 7.32 como R1 e R2 respectivamente. Nesses níveis percebe-se uma verticalidade entre os níveis, significando que o aumento de profundidade neste trecho teve pouca contribuição na parcela de atrito lateral.

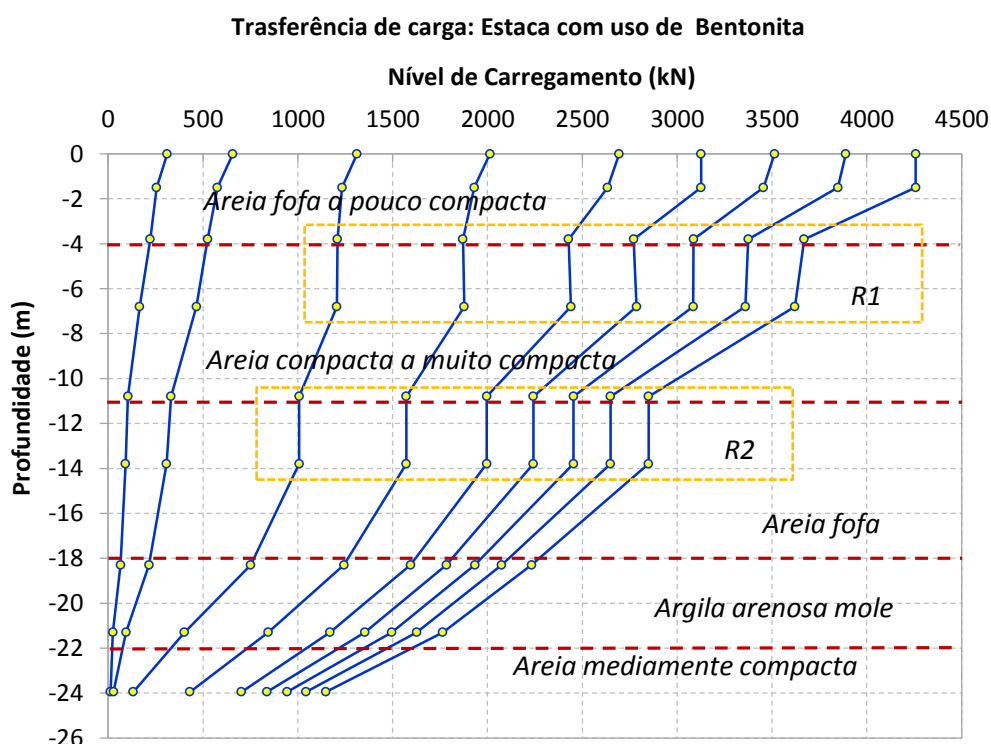


Figura 7. 32 – Transferência de carga da estaca com uso de Bentonita

Para melhor entendimento do processo de transferência de carga, apresenta-se na Figura 7.33 o acréscimo de carga transmitida em cada nível instrumentado. Foi adotado como Q_i a carga no nível instrumentado e como Q_n a carga no topo da estaca em cada estágio de carga. A transferência de carga em cada nível permaneceu constante após o quarto incremento de carga até o décimo e último incremento. Pode-se chegar à conclusão que após o quarto incremento as deformações registradas nos níveis instrumentados tornaram-se constantes.

No primeiro incremento de carga o nível N8 recebeu 4% da carga aplicada na cabeça da estaca e 31% no décimo incremento de carga.

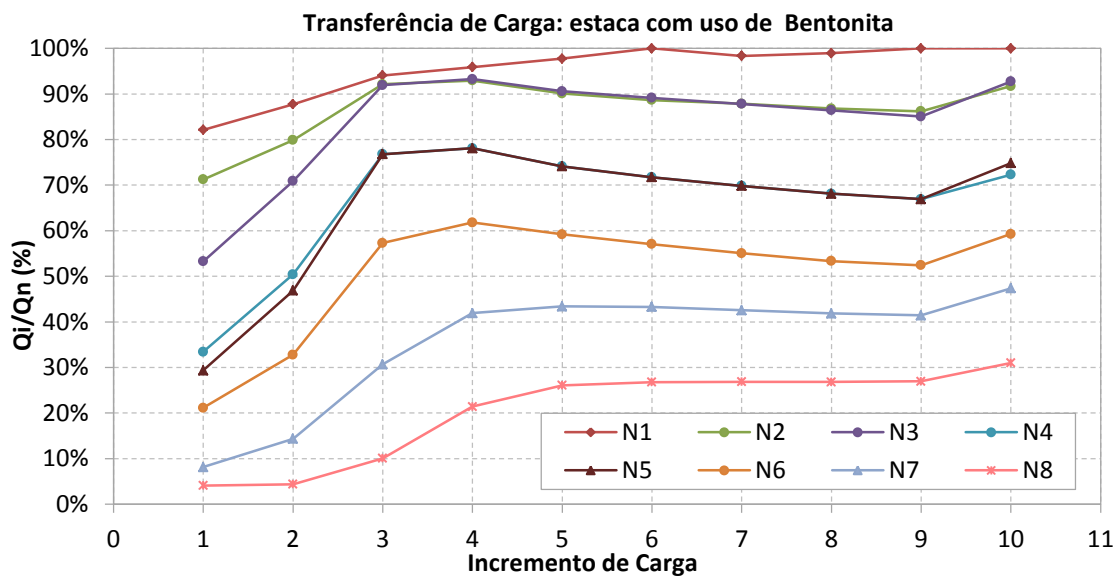


Figura 7. 33 – Desenvolvimento da transferência de carga para os níveis instrumentados

Outra observação realizada foi o registro de carga residual após o descarregamento do ciclo lento. Esse comportamento é apresentado na Figura 7.34. Em detalhe o último ciclo de descarregamento que representa o desenvolvimento da carga residual ao longo da profundidade da estaca. Chega-se em valor de carga residual de 531kN no último nível instrumentado. Não foram realizados medições nas estacas antes da prova de carga para determinar a carga residual em que a estaca estava submetida.

Como apresentado no Capítulo 2, Fellenius realizou vários estudos demonstrando a importância de levar em consideração a presença da carga residual para ter o real comportamento da distribuição da carga ao longo da profundidade da estaca. Segundo Fellenius, a não consideração do efeito da carga residual na avaliação do resultado de uma prova de carga estática, é que, a resistência lateral da estaca será maior que o valor real, enquanto que a resistência de ponta será menor que a real.

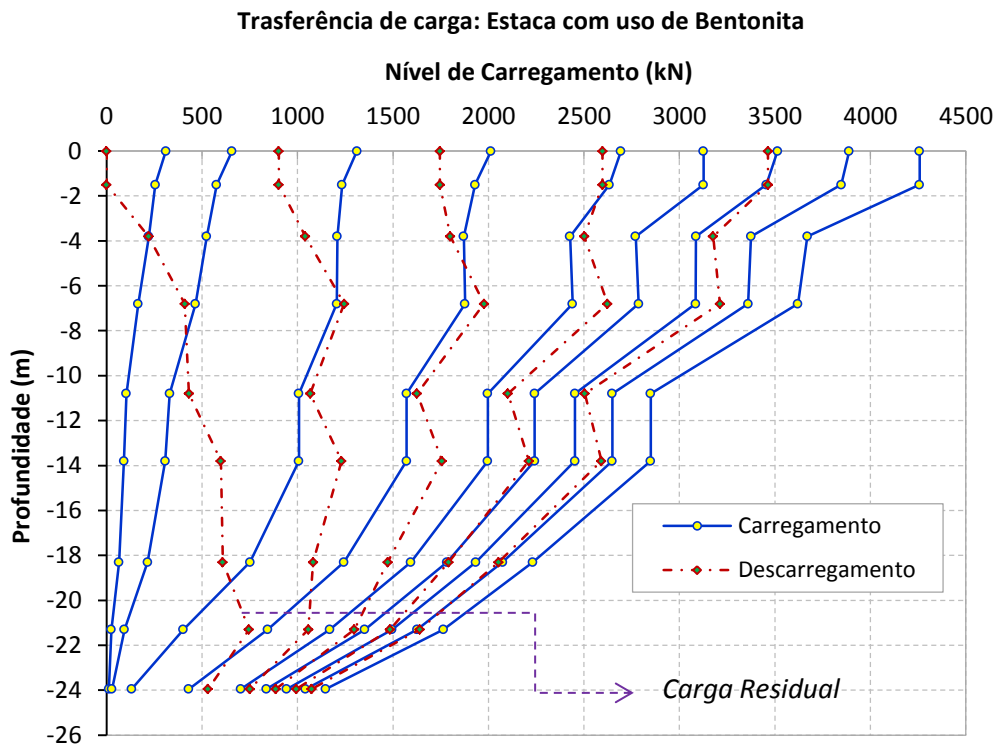


Figura 7. 34 – Distribuição da carga residual ao longo do fuste da estaca

Na Figura 7.35 apresentada-se a evolução da distribuição da carga ao longo dos incrementos de carga para estaca executada com o uso de polímero. Percebe-se no nível N1 nos dois últimos incrementos de carga uma horizontalidade na transferência de carga. Esse fenômeno pode estar associado a danos causados nos extensômetros no nível N1 ou fissuras do bloco devido ao estágio avançado de cargas no bloco.

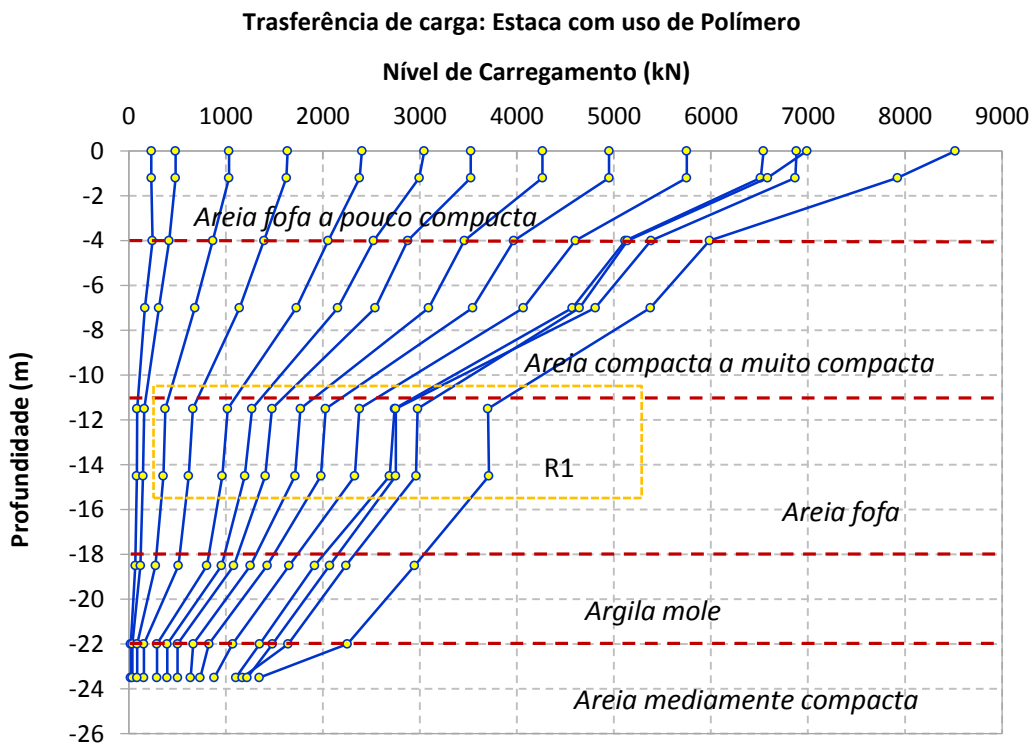


Figura 7. 35 - Transferência de carga estaca com uso de Polímero

Da mesma forma que o comportamento da estaca executada com o uso de bentonita, para estaca de polímero nos primeiros dois incrementos de carga a transferência de carga é linear ao longo da profundidade, já no terceiro incremento de carga percebe-se um comportamento diferenciado entre os níveis instrumentados.

Destaque pode ser dado entre os níveis N4 e N5 (11,5 – 14,5m), região R1 marcada na Figura 7.35. Nesses níveis percebe-se uma verticalidade entre as cargas, significando que o solo nesta profundidade teve pouca contribuição na parcela de atrito lateral.

Na Figura 7.36 apresenta-se o acréscimo de carga transmitida em cada nível instrumentado. No nível N1 a carga transmitida foi de 100% já no primeiro incremento. No nível N2 houve redução de transferência de carga ao longo dos incrementos. Nos níveis N3 a N6 e N8 houve evolução de transferência de carga até o quinto incremento e após o quinto incremento permaneceu constante. Nos níveis N7 houve evolução em todos os níveis de carregamento.

Para o nível N8 a carga transferida no primeiro incremento é de 9% da carga aplicada no topo da estaca. No décimo oitavo incremento de carga registrou-se 15% da carga aplicada na cabeça da estaca.

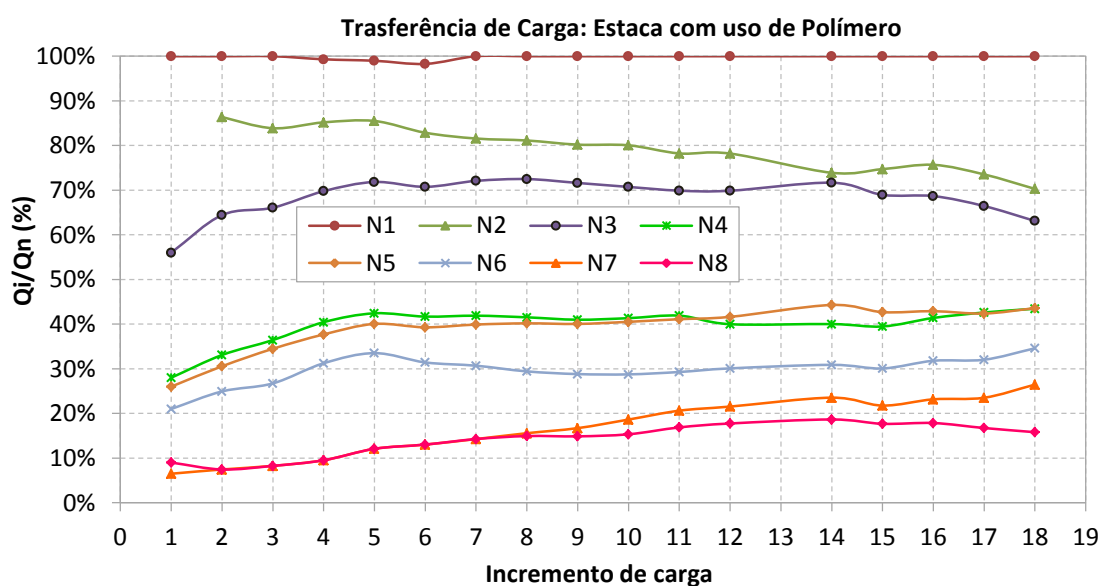


Figura 7. 36 - Desenvolvimento da transferência de carga para os níveis instrumentados

Na Figura 7.37 é apresentado o comportamento da transferência de carga após o descarregamento. Em detalhe o último ciclo de descarregamento em que é registrada a carga residual ao longo da profundidade da estaca. Da mesma forma que a estaca com uso de bentonita, a estaca com uso de polímero não avelhou-se a carga em que os níveis instrumentados estavam submetidos antes da prova de carga. A carga residual registrada no último nível (N8) instrumentado foi nula. O valor registrado no nível N7 é de 633kN. Percebe-se também no descarregamento que o nível N1 existe

horizontalidade na transferência de carga como comentado anteriormente sobre a Figura 7.35.

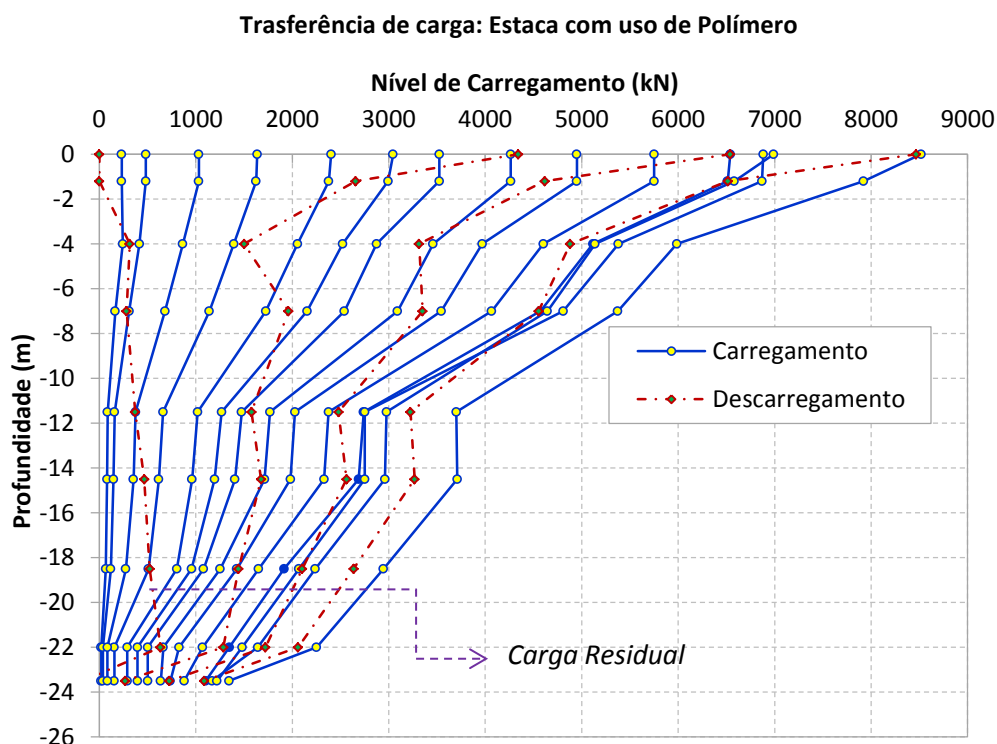


Figura 7. 37 – Distribuição da carga residual ao longo do fuste da estaca

7.3.2. Distribuição do Atrito Lateral

Neste item serão discutidos os valores de atrito lateral comparando as técnicas construtivas de cada estaca.

Em provas de carga, a definição da carga de ruptura é imprecisa, pois o carregamento em muitas vezes não define uma carga de ruptura, mesmo em grandes deformações. Com já comentado no Capítulo 2, um critério muitas vezes adotado é considerar a carga de ruptura para uma deformação pré-definida. O código britânico recomenda que a ruptura seja associada a um deslocamento correspondente a 10% do diâmetro da estaca (BSI, 1986). A Norma Brasileira associa a carga de ruptura a um deslocamento no topo da estaca de 3,33% do seu diâmetro mais a parcela de encurtamento elástico provocado pela carga. Outros autores apresentam proposições distintas. O'Neill e Reese (1999) sugerem como capacidade de carga final um deslocamento no topo de 5% do diâmetro da estaca, quando a ruptura física da estaca não ficar evidente. Ng et al. (2001) sugerem adotar a carga associada a um deslocamento do topo da estaca de 4,5% do diâmetro, mais um encurtamento elástico de 75% da carga aplicada.

Para avaliar o processo real de transferência de carga, são apresentados a seguir os valores de atrito lateral unitário por camada instrumentada (Figuras 7.38 a 7.44). Por não ter ficado evidente o esgotamento total do atrito lateral em alguns níveis, adotou-se como critério um deslocamento de 5% do diâmetro (5%D) da estaca, corresponde a um deslocamento de 50mm registrado no topo da estaca. Adotou-se o critério de 5%D, para ter um padrão em ambas as estacas, porém, em alguns níveis a mobilização lateral já acontece para um deslocamento na ordem de 1%D a 2%D.

Para estaca com uso de bentonita o atrito lateral da camada instrumentada entre os níveis N1 e N2 (Figura 7.38) em deslocamento no topo da estaca de 5%D é de 61kPa e para estaca com polímero de 135kPa. Em ambas as estacas não fica evidente a carga lateral totalmente mobilizada. Em aproximadamente 1%D tem-se a inclinação acentuada da curva de transferência de carga na estaca com uso de polímero e na estaca com uso de bentonita um registro de aumento de carga.

Entre os níveis N2 e N3 (Figura 7.39) os valores de atrito lateral mobilizado para estaca com uso de bentonita e uso de polímero é respectivamente 5kPa e 50kPa. Há uma diferença significativa de resistência lateral entre os dois métodos de execução para esse nível instrumentado. Fica evidenciado uma possível formação de *cake* nessa camada na estaca executada com o uso de bentonita.

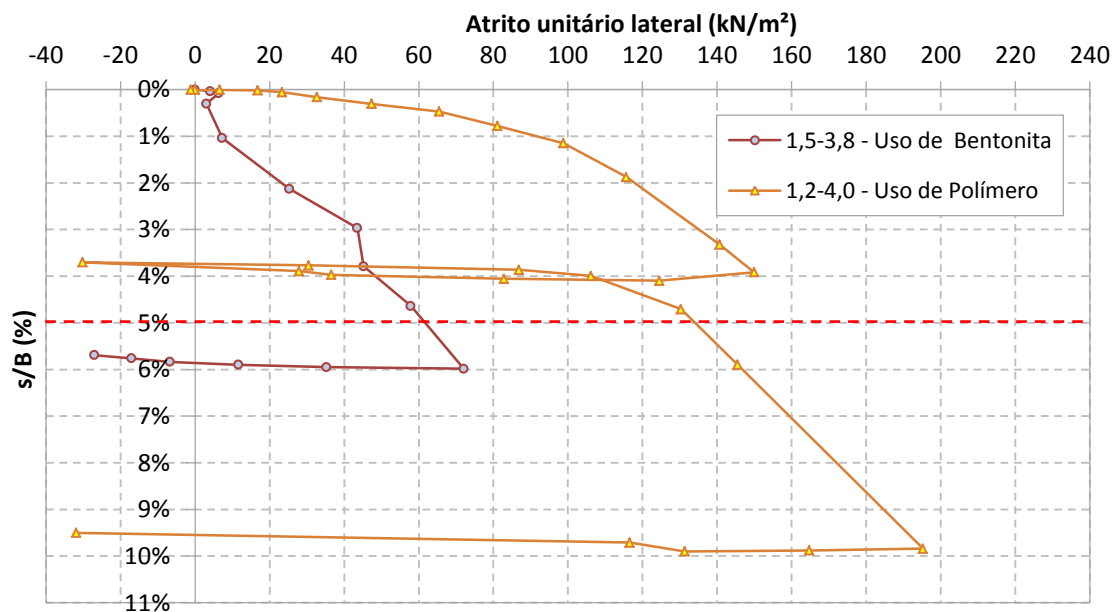


Figura 7. 38 – Atrito lateral entre os níveis N1 e N2 x deslocamento acumulado

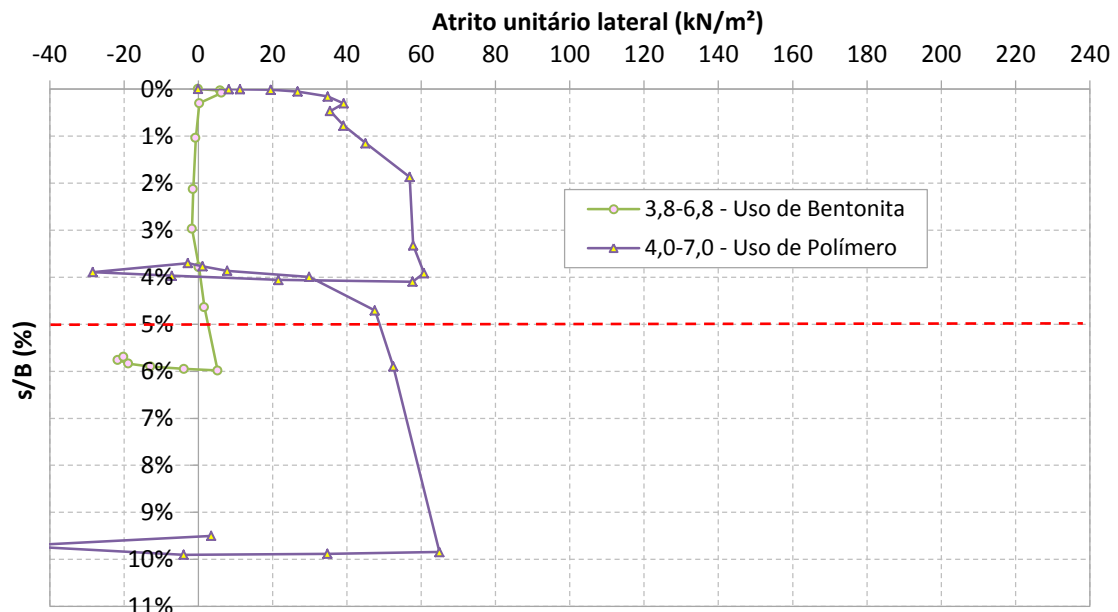


Figura 7.39 – Atrito lateral entre níveis os N2 e N3 x deslocamento acumulado

Nos níveis instrumentados N3 e N4 apresentados na Figura 7.40 o atrito lateral mobilizado para estaca com uso de bentonita é de 60kPa e para estaca com o uso de polímero é de 120 kPa. Percebe-se novamente o desempenho superior da estaca com o uso de polímero nesse trecho.

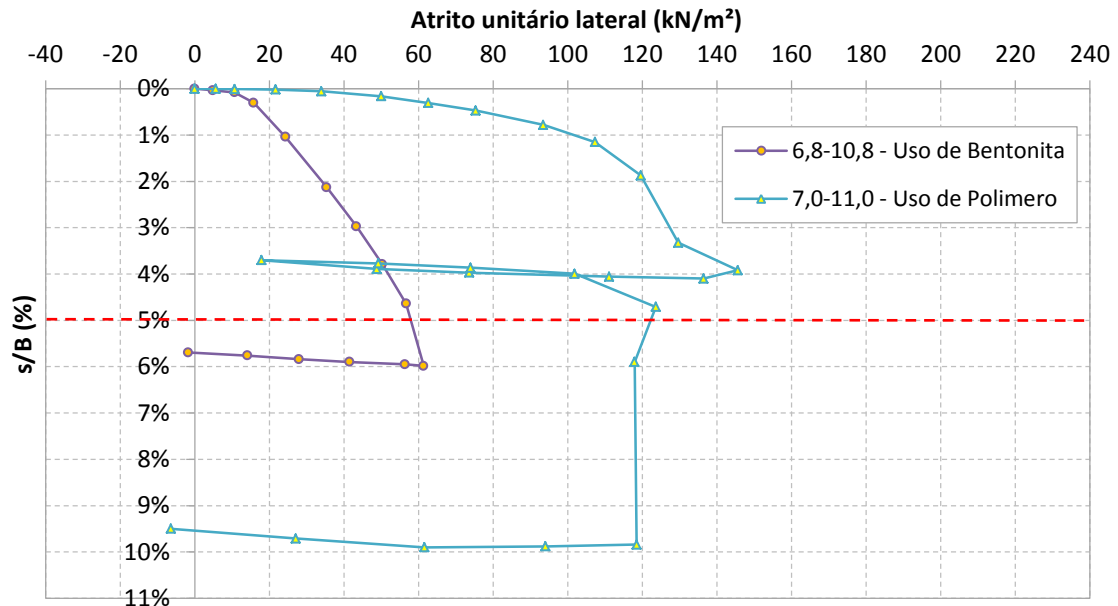


Figura 7.40 – Atrito lateral entre níveis os N3 e N4 x deslocamento acumulado

Para camada entre os níveis N4 e N5 (Figura 7.41) os valores mobilizados de atrito lateral foram próximos de zero em ambas as estacas, ou seja, não há transferência de carga nesta profundidade. Nessa profundidade há uma redução considerável de resistência. O trecho está localizado logo abaixo de uma areia muito compacta entrando em uma camada de areia fina siltosa pouco compacta. Pode ser o

que explica as duas estacas apresentarem pouca capacidade de transferência por atrito lateral nesse trecho devido a camada superior absorver uma maior transferência de carga. O fenômeno registrado necessita de maior estudo para melhor compreensão.

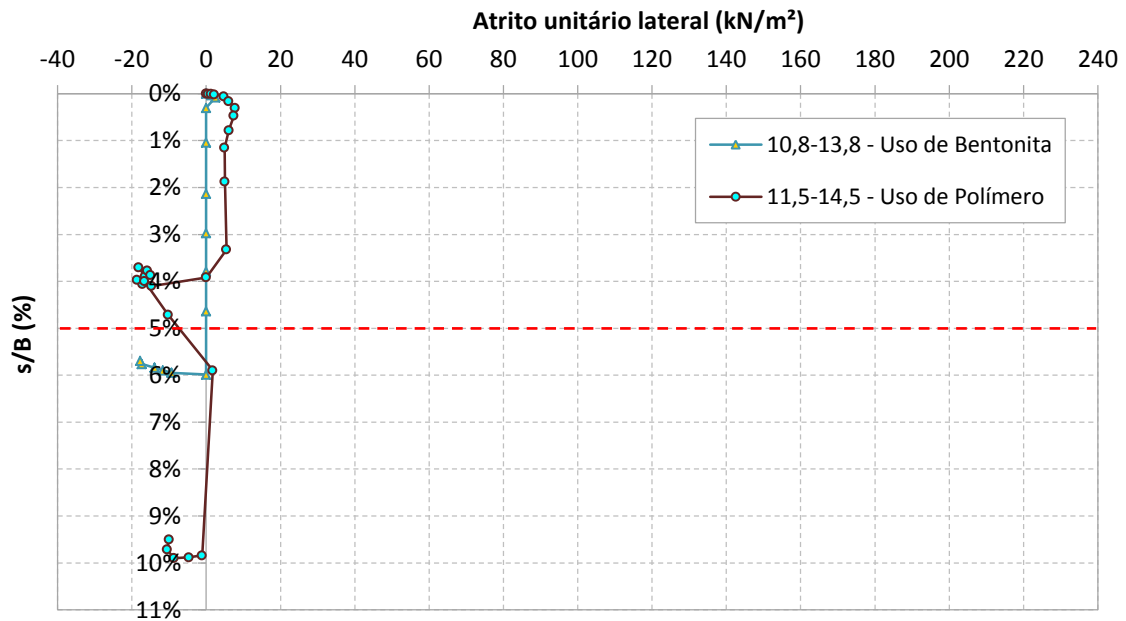


Figura 7.41 – Atrito lateral entre níveis os N4 e N5 x deslocamento acumulado

No trecho entre os níveis N5 e N6, apresentado na Figura 7.42, para deslocamento de 5%D a estaca com uso de bentonita o atrito mobilizado é de 42 kPa e para estaca com uso de polímero 60 kPa. Percebe-se que o esgotamento da carga lateral acontece entre 1%D a 2%D.

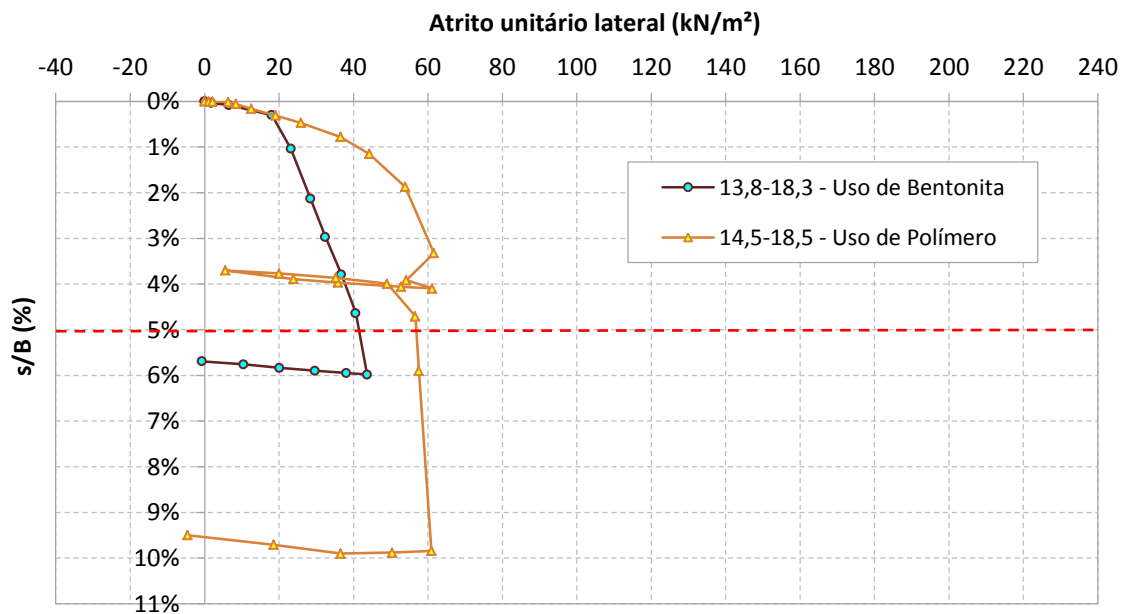


Figura 7.42 - Atrito lateral entre níveis os N5 e N6 x deslocamento acumulado

Entre o nível N6 e N7 (Figura 7.43), o comportamento para ambas as estacas foi similar, sendo possível visualizar o esgotamento total da parcela lateral já em 1%D e se manteve constante. Os valores do atrito lateral para um deslocamento de 5%D para estaca com uso de bentonita é de 48kPa e para estaca com uso de polímero 52kPa.

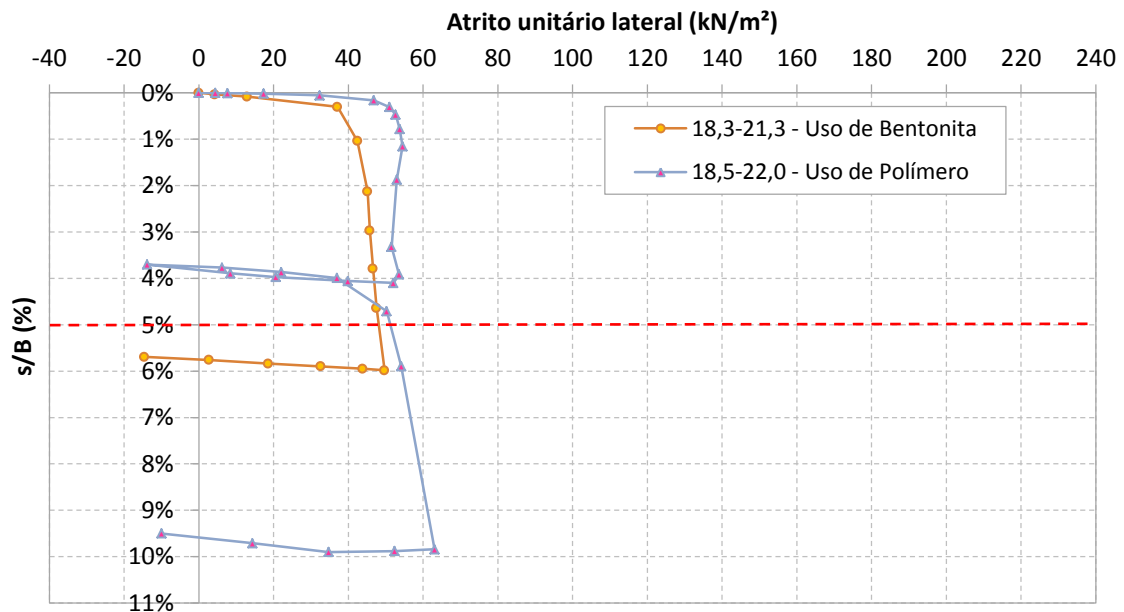


Figura 7. 43 - Atrito lateral entre níveis os N6 e N7 x deslocamento acumulado

Na Figura 7.44 visualiza-se o último trecho instrumentado que corresponde os níveis N7 e N8. Na estaca com uso de bentonita é possível visualizar a inclinação da curva em 1%D.

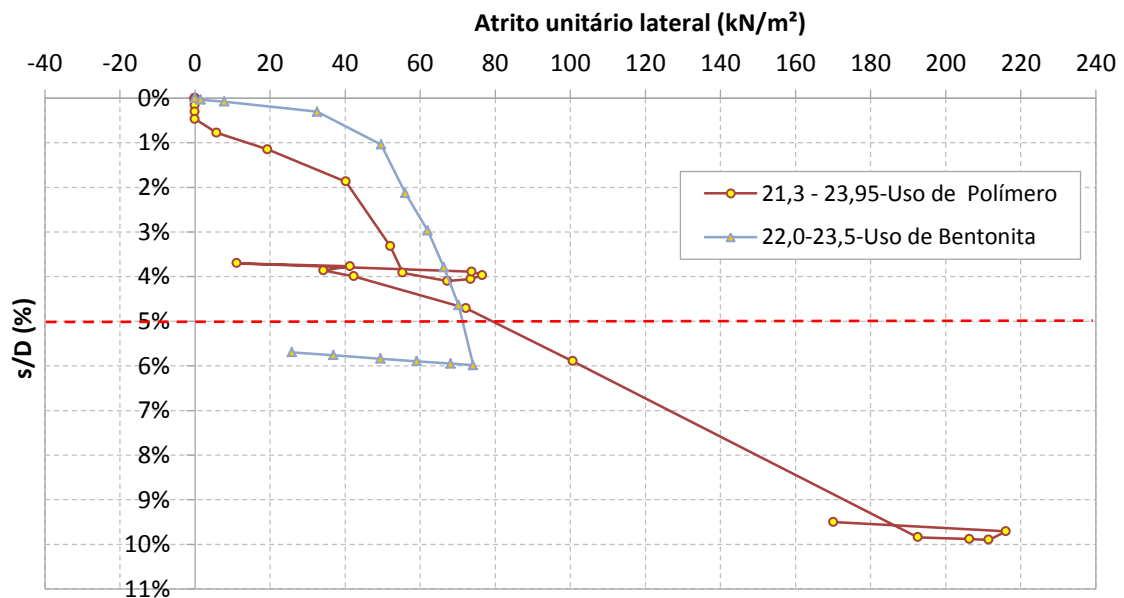


Figura 7. 44 - Atrito lateral entre níveis os N6 e N7 x deslocamento acumulado

Os valores de atrito lateral mobilizado para um deslocamento de 5%D é de 70kPa para estaca executada com bentonita e 80kPa para estaca executada com polímero.

Na Figura 7.45, apresenta-se o resumo dos valores de atrito lateral entre os níveis instrumentados para um deslocamento de 5%D do topo em ambas as estacas.

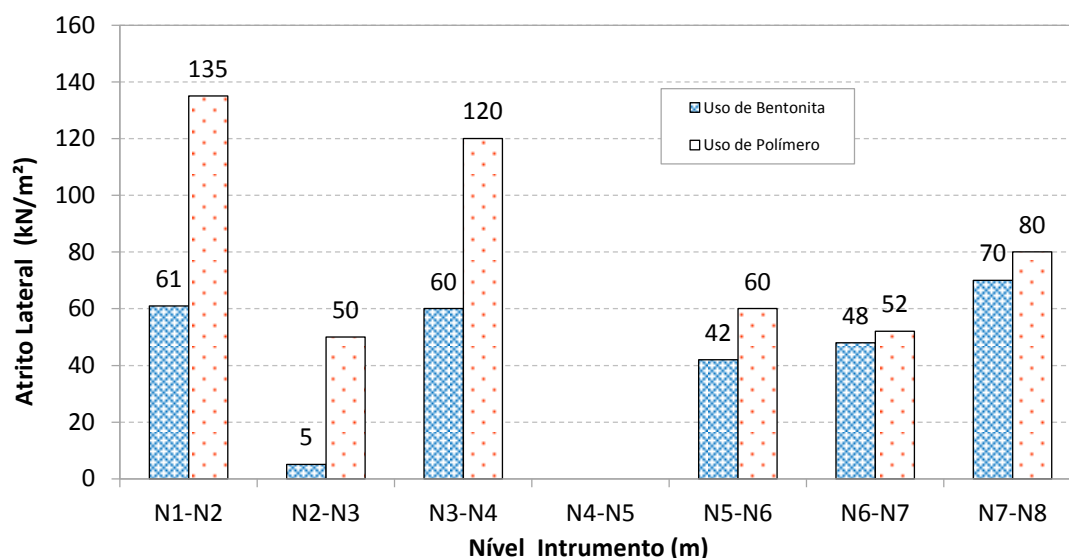


Figura 7. 45 – Atrito lateral entre os níveis instrumentados para deslocamento de 5%D

O desempenho em ambas as estacas ficou comprometido no trecho entre o nível N4-N5. É ainda desconhecido o fenômeno que causou o comportamento nas estacas ensaiadas para esse trecho. A estaca com uso de bentonita apresentou valor de atrito lateral mobilizado de 5 kPa no trecho entre o nível instrumentado N2-N3 ao contrário da estaca com uso de polímero que apresentou nesse trecho o valor de atrito lateral de 50kPa, esse trecho pode estar comprometido pela formação de *cake* como já comentado no item 7.1.

Nos trechos restantes o uso de polímero apresentou comportamento superior. Destaque pode ser dado entre o N1-N2 e N3-N4 para estaca com uso de polímero. Valores nesses trechos bem superiores aos obtidos na estaca com uso de bentonita mesmo o solo tendo compacidade diferente.

Na Figura 7.46 apresenta-se a distribuição do atrito lateral ao longo do perfil geotécnico para melhor visualizar os trechos instrumentados. Pode-se visualizar o trecho comprometido da estaca executada com o uso de bentonita na camada de areia compacta a muito compacta. Logo abaixo dessa camada de areia compacta encontra-se a camada de areia siltosa fofo.

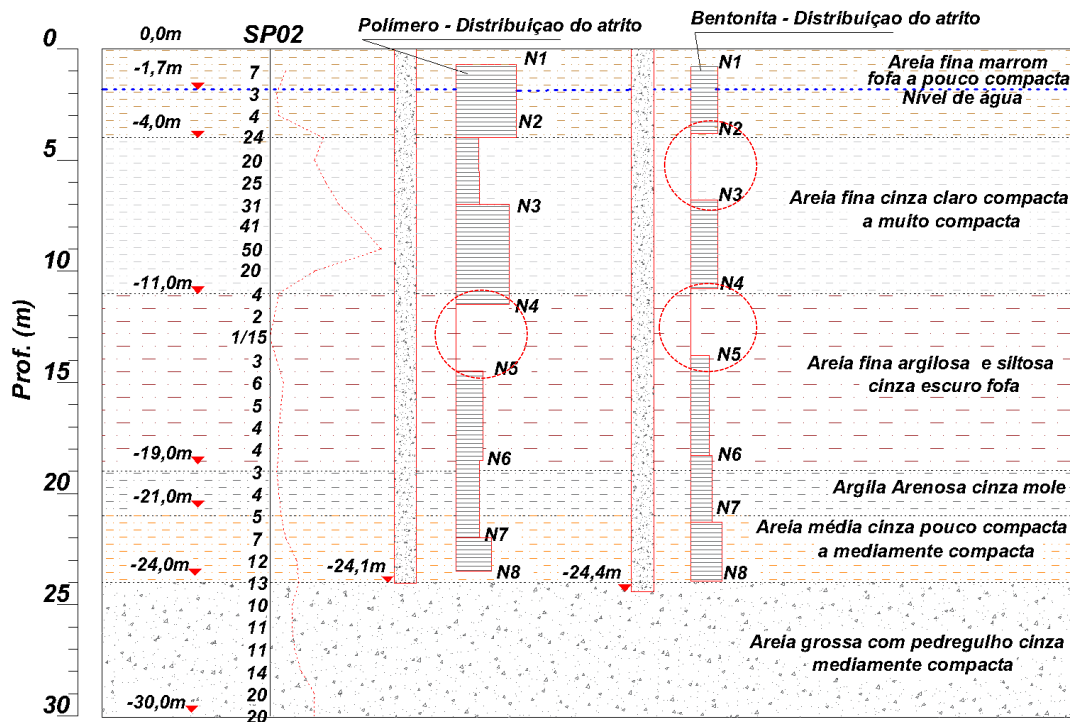


Figura 7. 46 – Distribuição do atrito lateral ao longo do perfil geotécnico do campo experimental

7.3.3. Reação de Ponta

Na Figura 7.47, é apresenta-se a parcela da reação de ponta das estacas ensaiadas. Tomou-se como valor de ponta o nível instrumentado N8 que fica a 0,6m da ponta da estaca com o uso de polímero e 0,45cm da extremidade da estaca executada com o uso de bentonita.

O comportamento foi similar entre as estacas ensaiadas não é definida de forma evidente a carga de ruptura física do solo na ponta da estaca. Para cada ciclo de carga e descarga na estaca executada com o uso de bentonita, percebe-se um ligeiro acréscimo do valor da reação na ponta. O fenômeno também aconteceu com a estaca executada com polímero que após o recarregamento a resistência de ponta teve acréscimo de capacidade de carga.

Tomado como deslocamento no topo da estaca de 5%D, o valor de reação de ponta para estaca como o uso de bentonia e polímero é respectivamente de 1.350kPa e 1.450kPa. Se considerar o deslocamento máximo registrado em ambas as estacas o valor de resistência de ponta para estaca com uso de bentonita é de 1.670kPa (8%D) e para estaca com uso de polímero de 1.714kPa (próximo de 10%D). Lembrando que o deslocamento acumulado da estaca com uso de bentonita tem a parcela de ciclos de carregamento rápido realizado.

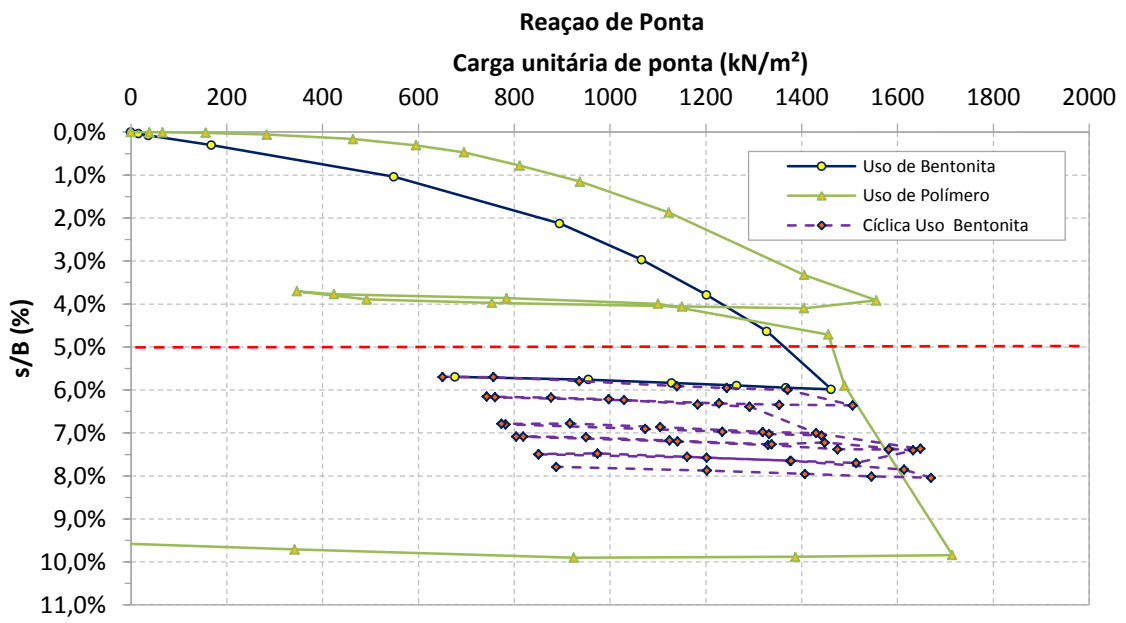


Figura 7. 47 – Parcela de reação de ponta x deslocamento acumulado

8. DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS PARA PROJETO POR MEIO DAS PROVAS DE CARGA

Neste capítulo apresentam-se os parâmetros obtidos relacionando os valores de atrito lateral por camada obtido na instrumentação em profundidade e os ensaios de campo. Parâmetros usando essas relações são usados no meio técnico para realizar previsões de capacidade de carga em estacas. Pretende-se apresentar os parâmetros obtidos na presente pesquisa como forma de comparação com o que existe na literatura. É de fundamental importância um banco de dados vasto para tomar como base os parâmetros obtidos por essas relações. Nessa pesquisa apenas duas estacas foram ensaiadas e com métodos diferentes de execução, portanto insuficientes para torna-los eficientes.

A Tabela 8.1 apresenta os valores obtidos para atrito lateral em cada camada instrumentada estabelecidos no item 7.3, os valores representam o valor de atrito lateral para um deslocamento de 5%D do topo das estacas ensaiadas. Os valores apresentados na Tabela 8.1 serão usados para obtenção de coeficientes para análise de capacidade de carga nas estacas ensaiadas.

Tabela 8. 1 – Valores de atrito lateral mobilizado pelo solo para 5%D

Uso de Bentonita		Uso de Polímero	
Camada (m)	ql (kPa)	Camada (m)	ql (kPa)
1,5-3,8	61	1,2-4,0	135
3,8-6,8	5	4,0-7,0	50
6,8-10,8	60	7,0-11,5	120
10,8-13,8	0	11,5-14,5	0
13,8-18,3	42	14,5-18,5	60
18,3-21,3	48	18,5-22,0	52
21,3-23,95	70	22,0-23,5	80

8.1.1. Valores de β e K

Com base em princípios estabelecidos por Burland (1973) em que a equação de capacidade de carga lateral é expressa pelas equações 2.14 a 2.16, foram determinados os valores de β para cada estaca ao longo da profundidade.

A determinação da tensão efetiva foi baseada nos valores de peso específico definidos no Capítulo 4 onde foi caracterizado o Campo Experimental. O peso específico do solo pode ser distribuído da seguinte forma, no trecho inicial, de 0,0 a 4,0m de profundidade, estimam-se valores de pesos específicos com valores médio de 16kN/m³. Entre 4,0 e 11,0 m de profundidade, tem-se uma camada com valores de peso específico médio de 20kN/m³. Entre 11,0 e 27,0m obteve-se um valor médio de

18,0kN/m³. Valores médios de 19kN/m³ são obtidos na camada entre 27,0 a 30,0m de profundidade.

Os valores de β estão plotados juto aos valores calculados usando as equações 2.20 e 2.21 das recomendações de O'Neil e Reese (1999). Apresentam-se na Figura 8.1 os valores de β obtidos pela instrumentação das estacas ensaias.

Os valores de β obtido nas duas provas de carga foram superiores aos determinados tomando como base as propostas de O'Neil e Reese (1999). Maior destaque pode ser dado para os metros iniciais composta de areia fofa a pouco compacta (0,0 a 4,0m) e a camada de areia compacta a muito compacta que se localiza entre 4,0 a 11,0m para estaca executada com polímero.

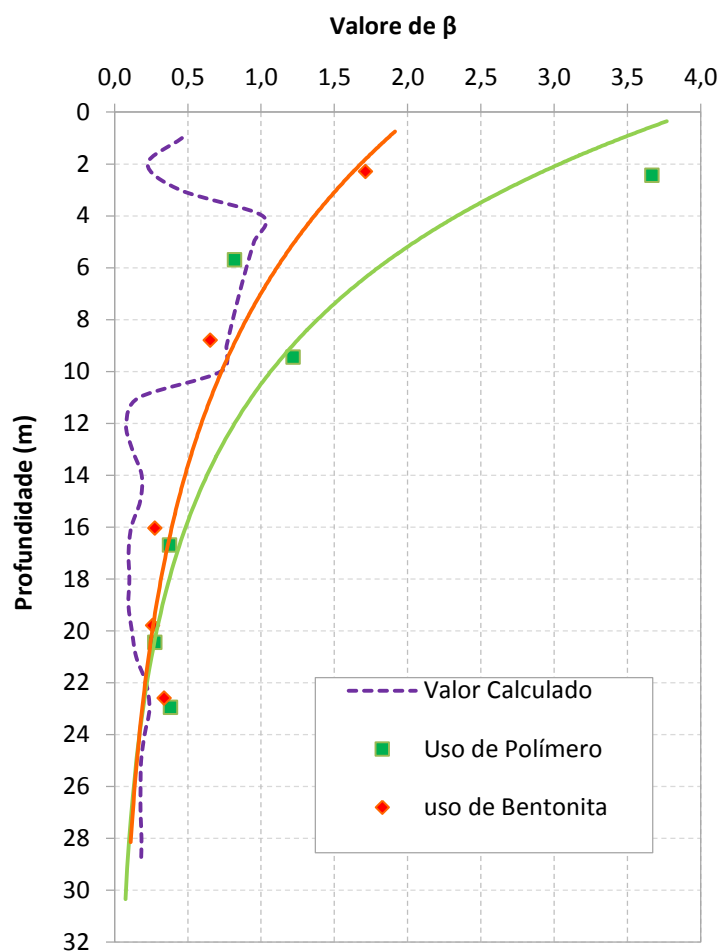


Figura 8. 1- Valores de β ao longo da profundidade das estacas ensaias

Na Figura 8.2 demonstra-se os valores da presente pesquisa com os valores obtidos por Rollins et al. (2005) e Reese e O'Neill (1988). Comparando os resultados obtidos nas duas provas de carga com os apresentados por Reese e O'Neill, a estaca com uso de polímero apresentou comportamento de areia grossa a cascalho até os 11m de profundidade e após essa profundidade o comportamento foi de solo arenoso. A estaca com uso de bentonita apresentou comportamento de solo arenoso

em todo o perfil. Independente do tipo de solo (areia, areia grossa e cascalho) o valor de β diminuiu com a profundidade. O mesmo efeito de redução do valor de β foi observado nas estacas ensaiadas na presente pesquisa.

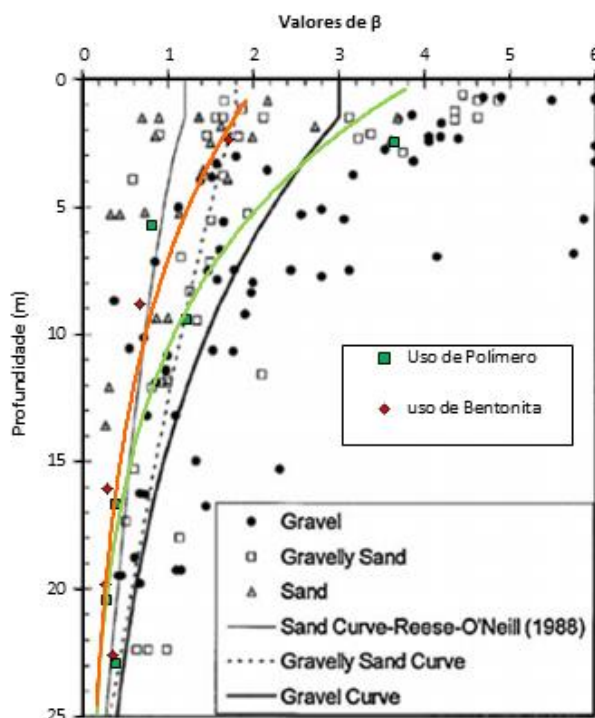


Figura 8. 2 – valores de β obtidos e comparados com Rollins et al. (2005) e Reese e O'Neill (1988)

O principal desafio para o uso da Equação 2.12 é determinar o valor do coeficiente K mobilizado durante a prova de carga. Embora os valores de K não tenham sido medidos durante a prova de carga, os mesmos podem ser determinados considerando $\delta = \emptyset_{cv}$. Devido à dificuldade em obter amostras indeformadas do campo experimental para determinar os valores de \emptyset_{cv} foi adotado como sendo de 36° e 28° respectivamente para camada que compreende dos 4 aos 10m e dos 10 aos 26m de profundidade. Para obtenção de \emptyset_{cv} adotou-se $0,8 \emptyset'$, sendo que, dos 4 aos 10m valor de \emptyset' de 45° e dos 10 aos 26m valor de 35° . Os parâmetros adotados foram obtidos por meio da campanha geotécnica apresentada no Capítulo 4 da presente pesquisa.

Na Figura 8.3 apresentam-se os valores de K ao longo da profundidade obtido por meio dos valores de \emptyset_{cv} referenciados acima. Junto à Figura 8.3 foram traçados os valores de coeficiente de empuxo ativo e passivo baseado nas equações abaixo:

$$K_a = \tan^2(45 - \emptyset'/2) \quad 8.1$$

$$K_p = \tan^2(45 + \emptyset'/2) \quad 8.2$$

Em ambas as estacas ensaiadas observa-se que o valor do coeficiente K reduz ao longo da profundidade. Os valores do coeficiente K variaram de 5,05 a 0,51 para a

estaca executada com o uso de bentonita e de 2,35 a 0,49 para a estaca com o uso de polímero. Destaque especial pode ser dado ao valor de 5,05 devido ao elevado atrito nessa camada.

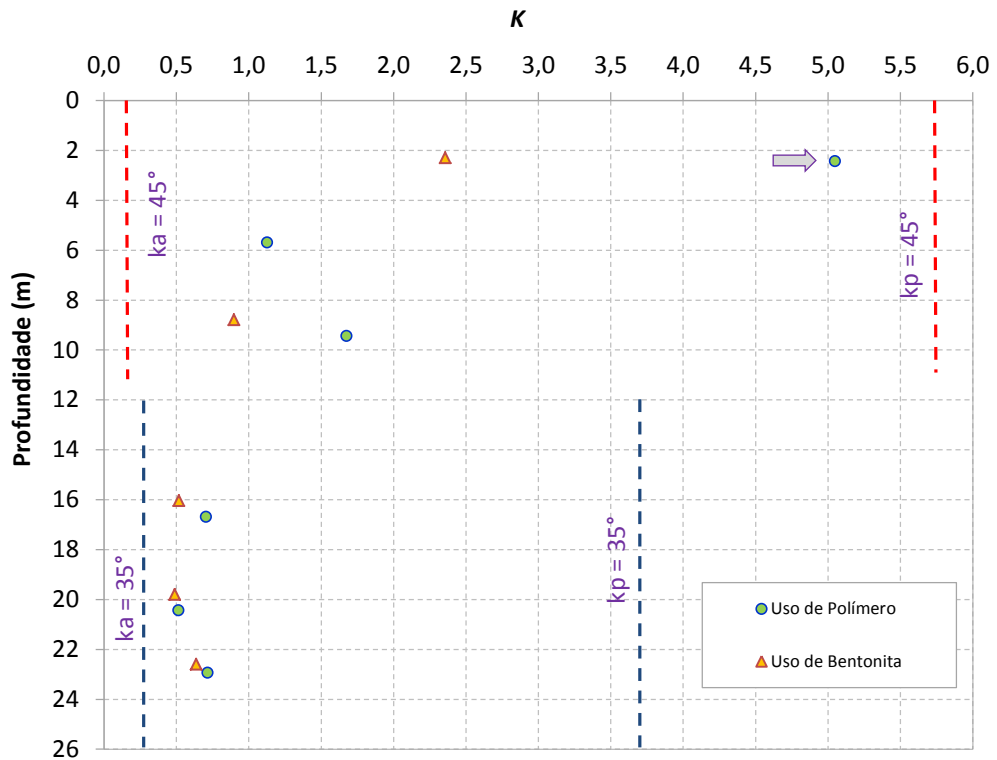


Figura 8. 3 – Valores de K ao longo da profundidade

A variação de K/K_0 é apresentada na Figura 8.4.

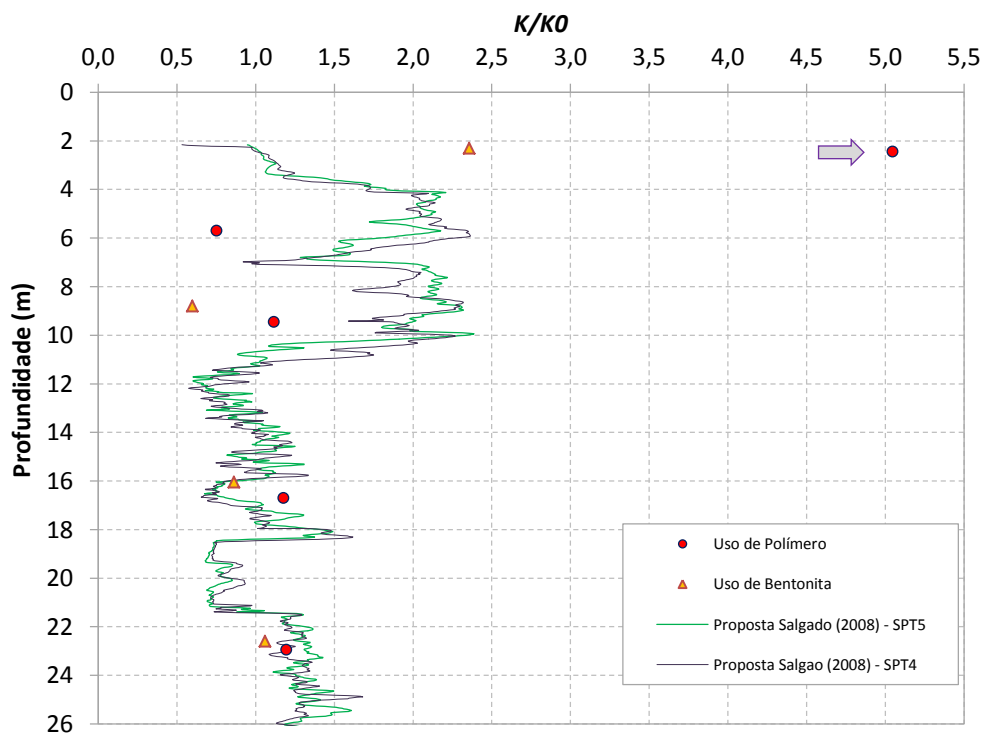


Figura 8. 4 – Variação de k/k_0 ao longo da profundidade

Para determinação do valor de K_0 , foram usados os valores obtidos do ensaio de SDMT apresentados no Capítulo 4. Observa-se a redução dos valores da relação de K/K_0 ao longo da profundidade. Na camada superior até os 4,0m com valores de 5,05 a 2,35 e variando de 1,19 a 0,59 após os 4,0m de profundidade. Destaque especial pode ser dado ao valor de 5,05 obtido da estaca com uso de polímero devido ao elevado atrito lateral registrado nesse trecho.

A variação de K/K_0 é traçado na Figura 8.4 baseado na equação 2.38 apresentada por Salgado (2008a). A proposta desenvolvida por Salgado apresentou boa aproximação com os valores obtidos para as estacas ensaiadas.

8.1.2. Valores de k e α

Devido à dificuldade associada em obter amostras de qualidade em areia para determinar os seus parâmetros geotécnicos, é costume adotar correlações com base nos ensaios do tipo SPT e CPT para determinar a parcela do atrito lateral.

Para determinação dos coeficientes k e α foi adotado a relação entre os valores de ensaio SPT e CPTu relacionados com o atrito lateral, sendo que:

$$q_l = k \cdot SPT \quad (8.3)$$

e

$$q_l = \alpha \cdot qt \quad (8.4)$$

É apresentado na Figura 8.5 e 8.6 os coeficientes k e α da estaca com o uso de bentonita e na Figura 8.7 e 8.8 os coeficientes da estaca com o uso de polímero.

Esses parâmetros não podem ser medidos diretamente durante uma investigação geotécnica. Eles podem, no entanto, ser estimados através correlações com os resultados dos testes in situ e análises laboratoriais realizadas em amostras granulares reconstituídas. Os parâmetros apresentados aqui servem apenas para comparação com outros autores, não devem ser tomados como parâmetros definitivos, pois foram obtidos apenas com duas provas de carga. Há necessidade de ampliar o banco de dados do Campo Experimental de Araquari.

Para a estaca com o uso de polímero os valores dos coeficientes se tornaram constante a partir de um deslocamento de 0,5%D. Os valores dos coeficientes da estaca executada com uso de bentonita tornaram-se constantes para deslocamentos na ordem de 1%D.

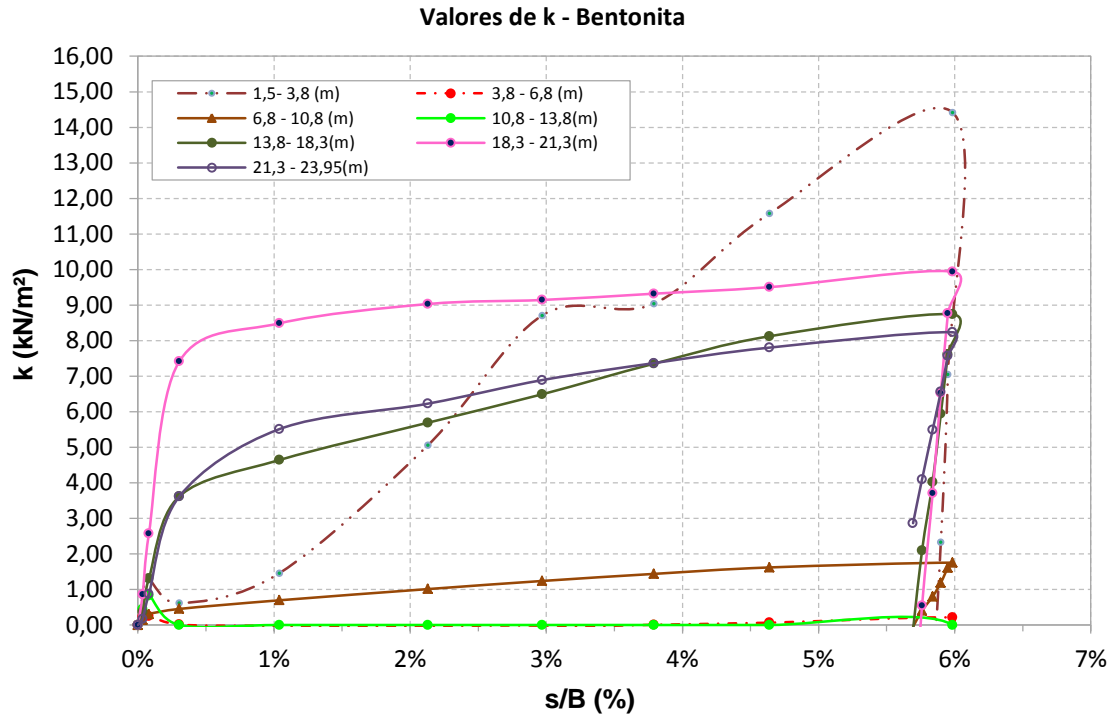


Figura 8. 5 – Coeficiente K estacas com o uso de bentonita

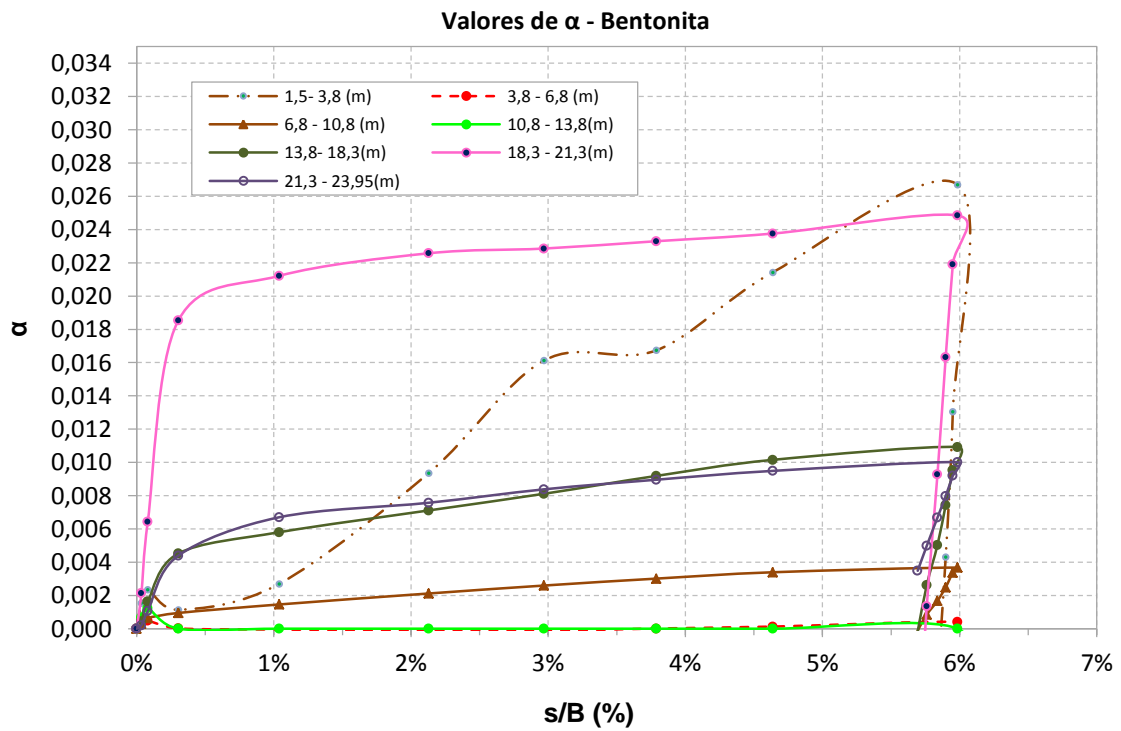


Figura 8. 6 - Coeficiente α estacas com o uso de bentonita

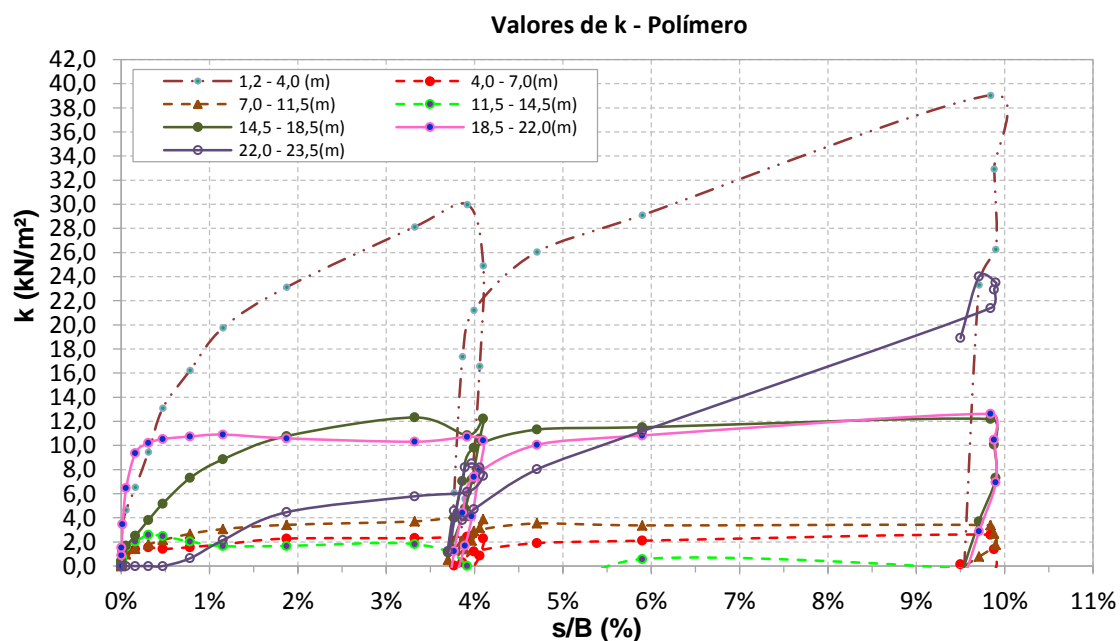


Figura 8. 7 - Coeficiente K estacas com o uso de polímero

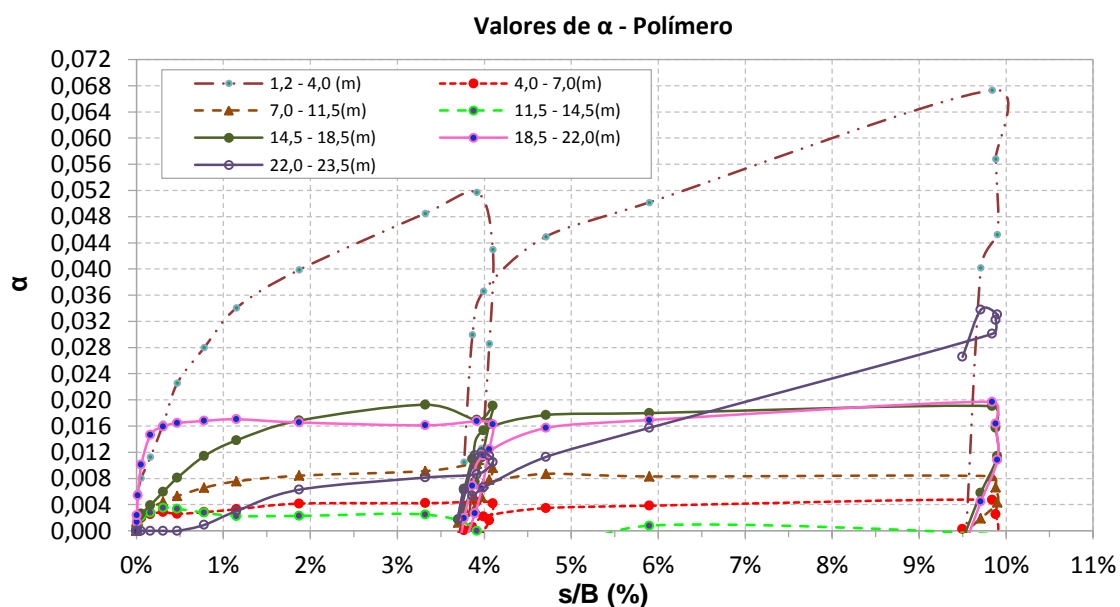


Figura 8. 8 - Coeficiente α estacas com o uso de polímero

Na Tabela 8.2 encontram-se os valores dos parâmetros de projeto calculados baseados nos ensaios de SPT e CPTu. Foi adotado como valor de atrito lateral que corresponde um deslocamento de 5%D medido no topo da estaca apresentado na Tabela 8.1.

Tabela 8. 2 – Comparação dos coeficientes k e α por camada e tipo de estaca

	Profundidade (m)	k (kN/m ²)	α
Uso de Bentonita	1,5-3,8	12,5	0,0235
	3,8-6,8	-	-
	6,8-10,8	1,5	0,0037
	10,8-13,8	-	-
	13,8-18,3	8,3	0,0105
	18,3-21,3	9,6	0,024
	21,3-23,95	8,3	0,0096
Uso de Polímero	1,2-4,0	27	0,046
	4,0-7,0	2,0	0,0037
	7,0-11,5	3,5	0,0085
	11,5-14,5	-	-
	14,5-18,5	11,5	0,018
	18,5-22,0	10,5	0,016
	22,0-23,5	9,0	0,013

Os valores apresentados na Tabela 8.2, foram expressos em gráficos, para visualizar o comportamento dos coeficientes ao longo dos trechos instrumentados. Os mesmos são ilustrados na Figura 8.9.

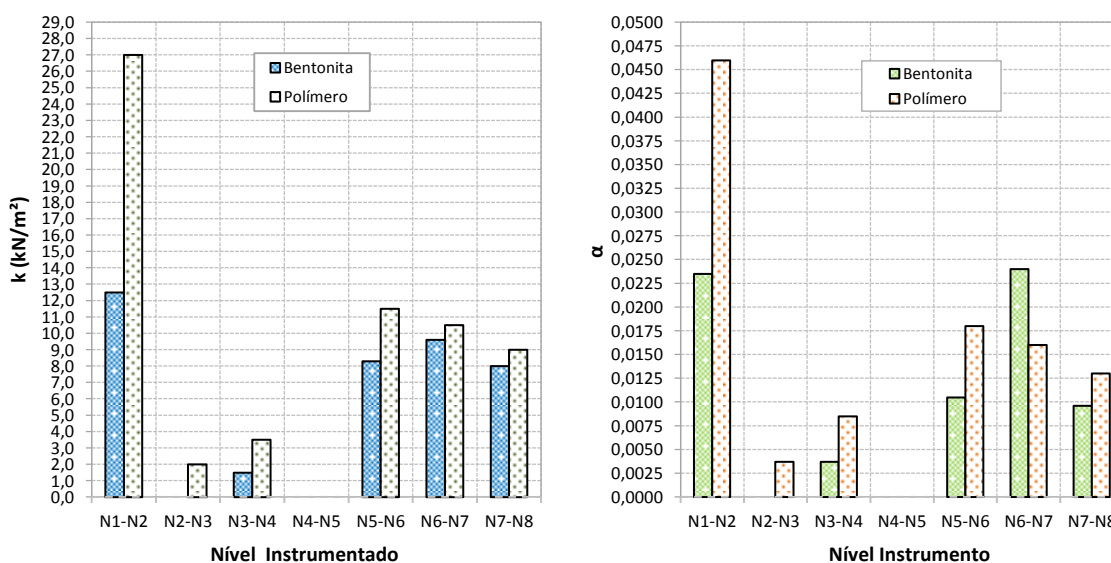


Figura 8. 9 – Valores dos coeficientes k e α para deslocamento de 5% de B no topo da estaca

Meyerhof (1976) faz relação dos valores de atrito lateral com o ensaio de SPT em que:

$$q_l = 2Nspt - \text{para estaca cravada (kPa)} \quad (8.5)$$

$$q_l = Nspt - \text{para estaca escavada (kPa)} \quad (8.6)$$

Gavin et al (2009) encontrou valores de coeficiente k que variam de 1,5 a 2,5 e para valores do coeficiente α de 0,006 a 0,0092 para estacas tipo hélice contínua executadas em solo arenoso.

Para estacas escavadas em solo arenoso, Bustamante e Giannessli (1982), apresenta valores de α que variam de 0,006 a 0,016.

Baseado na Figura 8.9 percebe-se uma grande dispersão nos valores de K e α , principalmente na camada do nível N1-N2 para a estaca executada com polímero. Para os níveis N2-N3 e N3-N4, valores de K entre 1,5 a 3,5. Entre os níveis N5-N6, N6-N7 e N7-N8 os valores tiveram pouca variação e ficaram entre 8,0 e 11,5.

Para α nos níveis N2-N3 e N3-N4 tem-se valores entre 0,0037 a 0,0085. Entre os níveis N5-N6, N6-N7 e N7-N8 o valores variaram entre 0,0096 a 0,024.

8.1.3. Parâmetro N_q

Tomando como referência a clássica equação de capacidade de carga de ponta (eq. 2.3), o valor de N_q para as estacas ensaiadas corresponde a 7,33 e 7,53 respectivamente para estacas executada com o uso de bentonita e polímero.

Na Figura 7.30 são comparados os valores obtidos na prova de carga juntamente com os estudos de Salgado e Lee 1999.

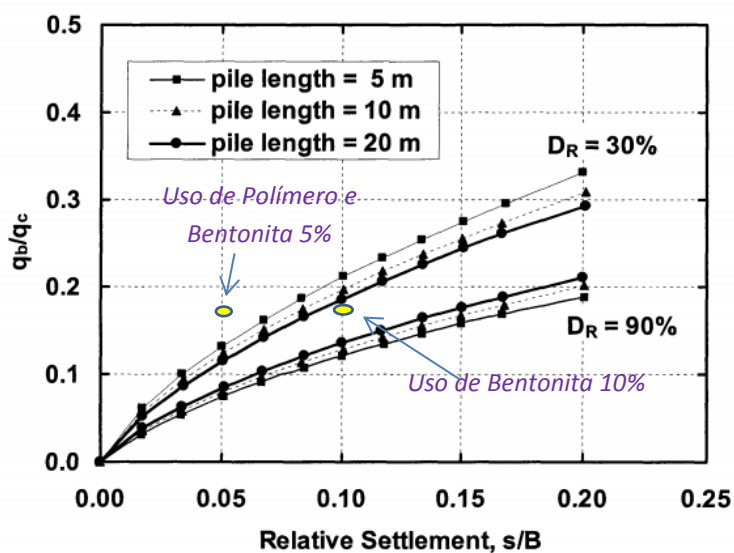


Figura 8. 10 - Relação de curvas q_p/q_c e s/B para estacas sem deslocamento, Lee e Salgado (1999) com os valores obtidos na prova de carga

Com base em pesquisas realizada por Salgado (2008), em que propôs a equação 2.7 e 2.9 para determinação da carga última para um deslocamento de 10% do diâmetro chega-se a um valor de carga unitária de 1.951,18 kPa, tomando para ϕ_{cv} 28°, D_R de 40% e K_0 de 0,42.

Os valores obtidos para estaca executada com o uso de polímero para s/B de 5% foi de 1.450 kPa e para 10% de 1.714 kPa e para estaca com uso de bentonita para s/B de 5% valor de 1.350 kPa e 1.670 kPa para s/B em 8% (deslocamento acumulado).

8.1.4. Comentários sobre os Resultados Parâmetros de Projetos Obtidos

Após a análise dos resultados obtidos sobre os parâmetros obtidos, observou-se que:

- a) O valor do coeficiente de atrito lateral β observado nas estacas ensaiadas diminuiu com a profundidade. Nos primeiros 11m em que se tem a camada de areia fofa pouco compacta a muito compacta os valores de β para estaca executada com o uso de polímero são de 3,67 a 0,82 e para estaca com uso de bentonita de 1,71 a 0,65. Após os 11m, na camada de areia fofa a mediamente compacta os valores de β para estaca com uso de polímero são de 0,38 a 0,27 e para estaca com uso de bentonita de 0,34 a 0,26. Os valores elevados de β da estaca executada com o uso de polímero estão associados aos valores elevado de atrito lateral na camada até os 11,0m.
- b) Em ambas as estacas o valor do coeficiente K reduz ao longo da profundidade. Os valores do coeficiente K variaram de 2,35 a 0,49 para a estaca executada com o uso de bentonita e de 1,67 a 0,51 para a estaca com o uso de polímero.
- c) Os valores registrados da relação de K/K_0 na camada de areia até os 4,0m são de 5,05 a 2,35. Para camada de areia compacta a muito compacta que compreende a profundidade de 4,0 a 11,0 é de 1,11 a 0,59 e na camada após os 11,0m os valores encontrados foram de 1,19 a 0,86.

9. CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

9.1. CONCLUSÕES

A pesquisa permitiu chegar a várias conclusões de interesse do meio técnico. As principais conclusões do estudo realizado são:

a) Em relação à investigação geotécnica do Campo Experimental de Araquari;

- Foram realizados no Campo Experimental campanha de investigação do tipo SPT, CPTu e SDMT. Baseado no ensaio de SPT, o perfil do Campo Experimental apresenta uma camada de areia fofa a pouco compacta até os 4,0m. Dos 4,0m até aos 11,0m uma camada de areia compacta, passando para uma camada de areia fofa até os 18m. A cama de argila mole foi detectada entre os 18 a 22 m. Após a camada de argila tem-se novamente uma camada de areia média a grossa passando de compacidade média a compacta até os 30m;
- Com base no ensaio de CPTu o perfil geotécnico é composto por uma camada de solo de baixa resistência até os 4,0m, característica de areia fofa. Entre os 4,0m e os 11,0m encontra-se um solo de maior resistência com valores de resistência de ponta entre 10 e 25MPa, representado por uma areia compacta. Entre os 11,0 e 22,0m tem-se uma redução dos valores de resistência de ponta, chegando a 3MPa e após os 22m até os 30m o valor médio de resistência de ponta é de 8 a 10Mpa. O perfil apresenta registro de poropressão ente os 18 e 22m, caracterizando presença de material fino;
- Ainda tomando como base a classificação de solo o ensaio do ensaio de CPTu tem-se: 0 a 4,0m uma mistura de areia; entre 4 e 11m solo arenoso; 11 aos 18m mistura de areia e silte; 18 aos 22m solo argiloso com mistura de silte e por fim entre 22 e 30m solo arenoso.

b) Em Relação à instrumentação e procedimentos de ensaio

- Pode-se dizer que houve coerência nos resultados obtidos nas instrumentações de topo e em profundidade. A técnica de instrumentação em profundidade usada na presente pesquisa apresentou resultados coerentes de transferência de carga ao longo do fuste das estacas ensaiadas;

- De forma geral a instrumentação ao longo da profundidade apresentou ótimo resultado. Durante a prova de carga foi possível acompanhar em tempo real a transferência de carga ao longo da estaca e pode-se dizer que houve coerência nos resultados obtidos;
- Para o critério de estabilização nas provas de carga buscou-se a melhor aproximação de um carregamento para uma estaca em condições reais de uso. Apesar de buscar o método mais conservador, se levar em consideração o critério de estabilização abordado pela Norma Brasileira 12.131:2006, o último incremento de carga não é atendido nas duas estacas ensaiadas para essa norma.

c) Em relação à interpretação dos dados de instrumentação

- A carga máxima para estaca com uso de fluído à base e bentonita no ciclo lento foi de 4574kN e gerou um deslocamento de 63,50mm no topo da estaca, isso representa 6,35% do diâmetro da estaca. Na estaca com uso de polímero como fluído de estabilização, a carga máxima aplicada na prova de carga de 8518kN o que gerou deslocamento de 98,71mm no topo da estaca, esse deslocamento corresponde a 9,81% do diâmetro da estaca;
- O módulo de elasticidade obtido por meio da instrumentação foi próximo ao obtido pela proposição da NBR 6118:2014. Baseado no controle tecnológico do concreto para estaca com uso de bentonita o módulo é de 38GPa e com a estaca com uso de polímero de 40,33GPa. O valor a ser considerado de módulo deverá ser o valor obtido nas leituras durante a prova de carga, os módulos determinados pelo rompimento das amostras são apenas comparativos, pois a taxa de armadura irá alterar o módulo de elasticidade. O módulo de elasticidade obtido pela instrumentação das estacas com uso de bentonita e polímero foi de 40GPa;
- A estaca com o uso de polímero (Polymud) apresentou desempenho superior ao da estaca com o uso de bentonita. Esse desempenho se deve principalmente ao atrito lateral na camada que corresponde de 0,0 aos 11,0m o qual é composto de areia fofa a pouco compacta até os 4,0m e compacta a muito compacta de 4,0m a 11,0m;

- O valor de atrito lateral na camada entre 0,0 e 4,0m para estaca com uso de bentonita é de 61kPa já para estaca com uso de polímero é de 135kPa. Entre 4,0m e 11,0m os valores de atrito lateral para estaca com bentonita variaram de 5 a 60kPa e para estaca com uso de polímero de 50 a 120kPa.
- Para camada que corresponde 11,0 aos 18,0m composto de areia fina argilosa e siltosa o valor de atrito lateral para estaca com uso de bentonita é de 42kPa e para estaca com uso de polímero de 60kPa. Para camada de argila arenosa para profundidade entre 18,0 a 22,0m o valor de atrito lateral é de 48kPa para estaca com uso de bentonita e para estaca com uso de polímero de 52kPa.
- Na camada de areia média pouco compacta de 22,0 a 24,0m a valor de atrito lateral para estaca com uso de bentonita é de 70kPa e para estaca com uso de polímero de 80kPa.
- No desempenho da resistência de ponta as duas estacas apresentaram comportamento similar. Tomado como deslocamento no topo da estaca de 5%D, o valor de reação de ponta para estaca como o uso de bentonita e polímero é respectivamente de 1.350kPa e 1.450kPa;
- O desempenho inferior da estaca à base de bentonita pode estar relacionado devido à formação espessa de *cake* na camada de areia compacta localizada entre os 4,0m a 11,0m;
- Na interpretação das leituras da estaca com uso de bentonita é possível visualizar uma transferência de carga desigual entre os sensores instalados no mesmo nível. Essa transferência desigual de carga pode estar associada à excentricidade da carga aplicada na estaca. Na estaca com o uso de polímero as leituras foram uniformes entre o nível instrumentado e não foi detectado essa diferença de leituras nos níveis;
- O processo de retardo de transferência de carga registrado durante a prova de carga na estaca com o uso de fluído estabilizando à base de bentonita pode estar relacionado ao excesso de poropressão gerado devido a camada de *cake* gerado pela bentonita. Não se tem registro na literatura sobre esse fenômeno durante a prova de carga com essa técnica de execução em solos arenosos;

- O melhor desempenho registrado na estaca com o uso de polímero na camada até 11,0m de profundidade pode estar relacionado com a percolação da nata de cimento durante a concretagem da estaca e dessa forma gerado maior rigidez do solo em seu entorno;
- Entre os níveis N4 e N5, ambas as estacas registraram valores nulos de transferência de carga. Ainda é desconhecido o fenômeno que pode ter causado o comportamento nulo de transferência de carga lateral em ambas as estacas.

d) Em relação ao desempenho do uso de fluído à base de bentonita e polímero para conter as paredes durante a escavação

- O uso de polímero em substituição à bentonita tem apresentado bons resultados, e em muitos casos relatos com desempenho superior da capacidade de carga em comparação ao uso de lama bentonítica. Nesta pesquisa obteve-se melhor desempenho com o uso de Polímero (Polymud);
- Os procedimentos usados para o controle das propriedades do fluído à base de polímero durante a escavação são os mesmos que para o uso de bentonita, porém os fluidos de polímeros não podem ser gerenciados como se fossem simplesmente pastas de bentonita;
- Devido aos valores de desempenho superior registrado na camada de areia compacta na estaca com o uso de fluído estabilizante à base de polímero (Polymud), deve-se começar a reavaliar os parâmetros usados para determinar o desempenho da capacidade de carga nessas condições de execução.

7.2. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Algumas sugestões são apresentadas para ampliar o conhecimento sobre o desempenho de estacas escavadas em solo arenoso, principalmente para dar sequência em trabalhos no Campo Experimental Araquari.

- Exumação parcial das estacas, principalmente na camada de 0,0m a -11,0m para determinar de forma visual as condições do solo no entorno das estacas e confirmar se houve fuga da nata de cimento para os bordos. Essa exumação parcial também tem por objetivo verificar a existência da formação de *cake*;

- Retiradas de amostras indeformadas do concreto no fuste das estacas para verificar a integridade e rugosidade do concreto na profundidade exumada;
- Simulações de percolação em laboratório usando fluido à base de bentonita e polímero no solo presente no campo experimental;
- Aprofundar os estudos no fenômeno de retardo de deslocamentos observado durante a prova de carga na estaca com uso de bentonita o qual foi associado à geração de poropressão;
- Intensificar os estudos na camada inferior de areia compacta para compreender o fenômeno observado de resistência lateral nula nesse nível.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) (2008), AASHTO Update to Specifications for Section 5 - Drilled Shafts, Draft by Technical Committee T-15, Personal Communication, June, 2008.

ALBUQUERQUE P.J.R. (2001) Estacas escavadas, hélice-contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, USP. São Paulo. 272f.

ALTAEE, A., EVGIN, E., and FELLENIUS, B.H. (1992). "Axial load transfer for piles in sand". I: Tests on aninstrumented precast pile. Canadian Geotechnical Journal, 29(1) 11-20.

ALTAEE, A., EVGIN, E., and FELLENIUS, B.H.(1993). Load transfer for piles in sand and the critical depth". Canadian Geotechnical Journal, 30(2) 465-463.

AMIN JR., A.H. 2000. Geologia do Quaternário costeiro da praia Brava, Santa Catarina, Brasil. 120p. Monografia de conclusão de curso de Oceanografia. Universidade do Vale do Itajaí.

ASTM D 1143-81 (1994). Piles Under Static Axial Compressive Load. Standard Test Method. ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS.FILADÉLFIA. VOL. 04.08, PP. 96-106.

ATA, A., and O'NEILL, M. (1997). Characterization of the effect of POLYBORE polymer on the construction and performance of drilled shaft foundations. Phase I: Field tests, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Houston, Houston.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Projeto de Estruturas de Concreto — Procedimento". NBR 6118:2014

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Projeto e Execução de Fundações – NBR 6122". Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Análise granulométrica de solos – NBR 7181" Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "Resíduos Sólidos: classificação - NBR 10.004". Rio de Janeiro, 2004.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Concreto de Cimento Portlan – Preparo, controle e Recebimento – Procedimento – NBR 12.655" Rio de Janeiro, 1996.

BALDI, G., BELLOTI, R., GHIONNA, V., JAJOLKOWSKI, M., MARCHETTI, S. & PASQUALINI, E. (1986). Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers. Proc. In Situ '86 ASCE Spec. Conf. on "Use of In Situ Tests in Geotechn. Engineering". Virginia Tech, Blacksburg, VA, June 23-25, 1986. ASCE Geotechn. Special Publ. No. 6: 431

BEREZANTZEV, V. G., KHRISTOFOROV, V. S., GOLUBKOV, V. N. (1961). "Load bearing capacity and deformation of piled foundations". Proc. of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 2, pp. 11-15. Paris.

BEREZANTZEV, V. G. (1965). "Design of deep foundations". Proc. of the 6th international conference on soil mechanics and foundations engineering, vol. 2, pp. 234-237. Montreal.

BOWLES, J. (1968). "Foundation Analyses and Design". 1st Edition, McGraw-Hill Inst. Ed., Civil Engineering Series, New-York.

BOWLES, J. (1997). "Foundation Analyses and Design". 5th Edition, McGraw-Hill Inst. Ed., Civil Engineering Series, New-York.

BOZOZUK, M., FELLENIUS, B.H. and SAMSON, L. (1978). "Soil disturbance from pile driving in sensitive clay". Canadian Geotechnical Journal 15(3) 346-361

BHUSHAN, K. (1982). "Discussion: New Design Correlations for Piles in Sands". JGED, ASCE, GT 11, Nov., pp 1508-1510.

BROWN, D. (2002). Effect of Construction on Axial Capacity of Drilled Foundations in Piedmont Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No. 12, December 2002, pp. 967-973.

BROWN, D.A. (2005). "Practical Considerations in the Selection and Use of Continuous Flight Auger and Drilled Displacement Piles." Advances in Designing and Testing Deep Foundations: pp. 251-261. ASCE.

BROWN, D.A., TURNER, J.P. and CASTELLI, R.J. Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Federal Highway Administration (FHWA) (2010). Report No - FHWA NHI-10-016.

BSI (1954). British Standard Code of Practice for Foundations (CP4 : 1954). British Standards Institution, London, 173 p.

BSI (1986). British Standard Code of Practice for Foundations (BS 8004 : 1986). British Standards Institution, London, 149 p.

BSI (1990). Evaluation and Measurement for Vibration in Buildings – Part 1: Guide for Measurement of Vibrations and Evaluation of Their Effects on Buildings (BS 7385-1 : 1990). British Standards Institution, London, 18 p.

BSI (1992). Noise Control on Construction and Open Sites – Code of Practice for Noise and Vibration Control Applicable to Piling Operations (BS5288-4 : 1992). British Standards Institution, London, 70 p.

BSI (1997). Structural Use of Concrete. Part1 - Code of Practice for Design and Construction (BS8110-1 : 1997). British Standards Institution, London, 163 p.

BSI (2000a). Maritime Structures, Part 1 – Code of Practice for General Criteria (BS 6349-1 : 2000). British Standards Institution, London, 239 p.

BSI (2000b). Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 3: Design Assisted by Field Testing (DD ENV 1997-3:2000). British Standards Institution, London, 146 p.

BSI (2000c). Execution of Special Geotechnical Work– Bored Piles (BS EN 1536 : 2000.) British Standards Institution, London, 87 p.

BSI (2001). Execution of Special Geotechnical Work– Displacement Piles (BS EN 12699 : 2001).British Standards Institution, London, 46 p.

BSI (2002). Concrete – Complimentary British Standard to BS EN 206-1: Part 1 – Method of Specifying and Guidance for Specifier (BS 8500-1 : 2002).British Standards Institution, London, 44 p.

BSI (2004). Eurocode 7: Geotechnical Design – Part1: General Rules (BS EN 1997-1 : 2004).British Standards Institution, London, 167 p.

BSI (2005). Execution of Special Geotechnical Works – Micropiles (BS 14199 : 2005). British Standards Institution, London, 48 p.

BUISMAN, A. S. K. (1935). “De Weerstand van Paalpunten in Zand”.De Indenieur 50, pp. 25-28, 31-35.

BUSTAMANTE, M., and GIANNESLI, L.1982. “Pile bearing capacity predictions by means of the static penetrometer CPT.” Proc., 2nd European Symp. on Penetration Testing ESOPT-II, Vol. 2, Balkema, Amsterdam,493–500.

BURLAND, J. B. (1973). “Shaft Friction Piles in Clay – A Simple Fundamental Approach”. Ground Engineering, Vol. 6, nº 3, pp. 30-42.

CAPUTO, A.N., TAROSSO, H., ALONSO, U.R., ANTUNES, W.R. Estacas hélice continua: projeto, execução e controle. São Paulo/SP: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Núcleo Regional de São Paulo, 1997.

CAQUOT, A. (1934).“Equilibre des Massifs à Frottement Interne”. pp. 1-91, Gauthier-Villars, Paris.

CLAUSEN, C.J.F., AAS, P.M., and KARLSRUD, K., (2005). Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach. Proceedings of Proceedings of International Symposium. on Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, September 2005, A.A. Balkema Publishers, pp. 574 - 580.

CAMPANELLA, R. G., GILLESPIE, D. G., & ROBERTSON, P. K. (1981). Pore pressures during cone penetration testing. In: EUROPEAN SYMP. ON PENETRATION TESTING, ESOPT, 2., Amsterdam. Proceedings...Rotterdam: Balkema Publ., 1982. V. 1, p. 507-512.

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., GILLESPIE, D. e GRIEG, J., Recent Developments on In Situ Testing of Soils. Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 849-854., 1985.

CAMP, W. M., BROWN, D. A., & MYNE, P. W. (2002). Construction method effects on axial drilled shaft performance. In Deep Foundations 2002@ sAn International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance (pp. 193-208). ASCE.

CARUSO JR. F. & ARAÚJO, S.A. 2000. Ambientes de sedimentação costeira da região centro-norte de Santa Catarina e seu relacionamento com a geologia regional. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE PRAIAS ARENOSAS, Anais... Itajaí, p.202-203.

CERNAK, B., DVORAK, A., HLAVACEK, J., KLEIN, K., and PETRASEK, J. (1973). "New approaches to problems of bearing capacity and settlement of piles." Proc., Eighth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., USSR Society for Soil Mechanics, Moscow, USSR, 2.1, 67.

COOKE, R. W. (1979). "Load transfer from bored, cast-in-situ piles in London clay." ASTM STP 670, behavior of deep foundations, Raymond Lundgren, ed., ASTM, Philadelphia, Pa., 250-263.

COSTA FORTUNA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (20013). Descrição de Serviços, acessado em 20013: http://www.costafortuna.com.br/svc_polimeros.html.

COSTA, L. A. (1994). "Previsão do comportamento de estacas considerando as tensões residuais de cravação". Dissertação apresentada à COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro para obtenção do grau de Mestre.

COSTA, L. A.; LOPES, F. R.; DANZIGER, B. R. (1994). "Consideração das tensões residuais de cravação na previsão da curva carga-recalque de estacas". Anais, 10º CBMSEF, Foz do Iguaçu, Vol. 1, pp. 143-150.

DAS, B. M. (1999). "Principles of Foundation Engineering", PWS

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: COBRAMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-54.

DÉCOURT, L.(1993). Predicted and measured behavior. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR ON DEEP FOUNDATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2nd, 1993, Ghent-Belgium. Proceedings...Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. P.369-376.

DÉCOURT, L.(1996).A ruptura de fundações avaliadas com base no conceito de Rigidez. In. SEFE III, 1996, São Paulo. Anais...São Paulo: Vol II, p 215-224.

DÉCOURT, L,(1998). Ruptura de Fundações e coeficientes de segurança a luz do Conceito de Rigidez. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XI COBRAMSEG, 1998, Brasília. Anais... Brasília: ABMS, 1998, v.3, p. 1599-1606.

DÉCOURT, L,(1998). Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, VI SEFE, 2008, São Paulo. Anais...São Paulo: ABMS, 2008, v.1, p. 221-245.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; E CINTRA, J.C.A. (1998). "Análise e projecto de fundações profundas". Capítulo 8, Fundações – Teoria e Prática. 2ª edição, editora PINI, São Paulo, pp. 265-327.

ESLAAMIZAAD, S. & ROBERTSON, P. K. (1997). A framework for in-situ determination of sand compressibility. Proc. 49th Canadian Geotech. Conf., St John's, Newfoundland

ESRIG, M. I., LEZNICKI, J. K., and GAIBROIS (1994). "Managing the Installation of Augered-Cast-in-Place Piles," Transportation Research Record 1447, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 27 - 29.

FEDERATION OF PILING SPECIALISTS - Bentonite support fluids in civil engineering. 2nd edition, 2006. Acessado em 18/08/2015 <http://www.fps.org.uk/fps/guidance/technical/otherguidance/Bentonite%20Jan%202006.pdf>

FELLENIOUS, B. H.(1975). "Test loading of piles and new proof testing procedure. " Journal of the Geotechnical Engineering Division, New York, ASCE, v. 101, n. 9, p. 855-869, 1975.

FELLENIOUS, B.H., 1972. Downdrag on piles in clay due to negative skin friction. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 4, pp. 323 - 337.

FELLENIOUS, B.H. (1986). FHWA static testing of a single pile & a pile group⁵Report on analysis of soil & installation data plus Addendum Report. FHWA, Washington, Prediction Symposium, 13p.

FELLENIOUS, B. H.(1989). "Tangent modulus of piles determined from strain data." The American Society of Civil Engineers, ASCE, Geotechnical Engineering Division, 1989 Foundation Congress, Edited by F. H. Kulhawy, Vol. 1, pp. 500 - 510.

FELLENIOUS, B.H. and ALTAEE, A., (1994). "The critical depth—How it came into being and why it does not exist". Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering Journal, London, 113(2) 107-111.

FELLENIOUS, B. H.; ALTAEE, A.(1995). " The critical depth: how it came into being and why it does not exist." Proceedings of the Institute of Civil Engineering - Geotechnical Engineering, London, v. 113, n. 2, p. 107-111.

FELLENIOUS, B.H. and ALTAEE, A., (1996). "The critical depth – How it came into being and why it does not exist". Reply to Discussion. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering Journal, London, 119(4) 244-245

FELLENIOUS, B. H., BRUSY, W. G., and PEPE, F. (2000). "Soil set-up, variable concrete modulus, and residual load for tapered instrumented piles in sand." American Society of Civil Engineers, ASCE, Specialty Conference on Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities, University of Massachusetts, Amherst.

FELLENIOUS, B.H. (2000). The O-Cell — A brief introduction to an innovative engineering tool. Väg- och Vattenbyggaren 47(4) 11-14

FELLENIOUS, B.H. (2001). "From strain measurements to load in an instrumented pile." Geot. News, 19(1), 35-38.

FELLENIOUS, B.H. (2001). Determining the true distribution of load in piles. American Society of Civil Engineers, ASCE, International Deep Foundation Congress, An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance, Geotechnical Special Publication No. 116, Edited by M.W. O'Neill, and F.C. Townsend, Orlando, Florida, February 14 - 16, 2002, Vol. 2, pp. 1455 - -1470.

FELLENIOUS, B.H., (2002). Determining the true distribution of load in piles. Proceedings of International Deep Foundation Congress, An international Perspective on Theory, Design Construction, and Performance, American Society of Civil Engineers, ASCE, GSP 116, O'Neill, M.W and Townsend, F.C., Editors, Orlando, Florida February 14 - 16, 2002, Vol. 2, pp. 1455 - 1470.

FELLENIOUS, B. H. (2002a). "Determining the resistance distribution in piles, I: notes on shift of no-load reading and residual load." Geotechnical News Magazine, 20(2), 35-38.

FELLENIOUS, B. H. (2002b). "Determining the resistance distribution in piles, II: method for determining the residual load." *Geotechnical News Magazine*, 20(3), 25-29.

FELLENIOUS, B.H., HARRIS, D., and ANDERSON, D.G.(2004). Static loading test on a 45 m long pipe pile in Sandpoint, Idaho. *Canadian Geotechnical Journal* 41(4) 613-628.

FELLENIOUS, B.H., HUSSEIN, M., MAYNE, P. & MCGILLIVRAY, R.T. (2004). Murphy's Law and the pile prediction event at the 2002 ASCE Geo-Institute's Deep Foundations Conference. *Deep Found. Inst. Current Practice & Future Trends in Deep Foundations*, Vancouver, 29-43.

FELLENIOUS, B.H. and MASSRSCH, K.M., (2008). Comments on the current and future use of pile dynamic testing. Keynote Lecture, The 8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles. Edited by L.A. Santos, Lisbon September 8-10, 2008, pp. 7-17.

FELLENIOUS, B.H. and SIEGEL, T.C, 2008. Pile design consideration in a liquefaction event. *ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 132(9) 1312-1416.

FELLENIOUS, B.H., 2008. Effective stress analysis and set-up for shaft capacity of piles in clay. "Honoring John Schmertmann — "From Research to practice in Geotechnical Engineering", *ASCE Geotechnical Special Publication*, Edited by J.E. Laier, D.K. Crapps, and M.H. Hussein, GSP180, pp. 384-406.

FELLENIOUS, B.H., KIM, S.R. & CHUNG, S.G. (2009). "Long-term monitoring of strain in instrumented piles." *J. Geotech. & Geoenviron. Eng.*, 135(11), 1583-1595.

FELLENIOUS, B.H. and Tan, S.A., 2010. Combination of O-cell test and conventional head-down test. "Honoring Clyde Baker—the Art of Foundation Engineering Practice", eds., *ASCE Geotechnical Special Publication*, GSP198, pp. 240-259.

FELLENIOUS, B.H. (2012a). "Critical assessment of pile modulus determination methods". Discussion. *Can. Geotech. J.*, 49(5), 614-621.

Fellenius, B.H. (2012b). *Basics of foundation design*. Revised Electronic Ed., [www.Fellenius.net], 384p.

FELLENIOUS, B.H. (2012c). Critical assessment of pile modulus determination methods—Discussion. *Canadian Geotechnical Journal* 49(1) Preprint.

FELLENIOUS, B.H (2012d). *Basic of Foundation Design*. Electronic Edition .

FELLENIOUS, B. H. (2013). " Capacity and Load Movement of a CFA Pile: A Prediction Event." *Foundation Engineering in the Face of Uncertainty - ASCE. Geo-Congress 2013 San Diego, California, United States* March 3-7, 2013. pp. 707-719.

FERNANDES, M.M. (2006). "Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais. Volume 1", FEUP edições.

FLEMING, W.G.K., and SLIWINSKI, Z. J. (1977). "The use and influence of bentonite in bored pile construction." CIRIA Rep. PG3, Construction Industry Research and Information Association, London, U.K

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. (1992). "Piling Engineering". 2nd edition, Surrey University Press.

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. (2008). "Piling Engineering". 3rd edition, Surrey University Press.

FRIZZI, R., MEYER, M., and ZHOU, L. (2004) Full Scale Field Performance of Drilled Shafts Constructed Utilizing Bentonite and Polymer Slurries. GeoSupport 2004: pp. 573-586.

GAVIN, K., CADOGAN, D., and CASEY, P. (2009). "Shaft Capacity of Continuous Flight Auger Piles in Sand." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 135(6), 790–798.

GEO, Informação para Segurança e Higiene no Trabalho, Madrid, Espanha, 2008 e 2009.

GEO (2006). "Pile design and construction". GEO Publication 1/2006, Geotechnical Engineering Office, Civil Department, Hong Kong Government.

GRANDES CONTRUÇÕES: A IMPORTÂNCIA DO USO DE POLÍMEROS EM OBRAS DE FUNDAÇÕES (2012). Acessado em 20013: <http://www.grandesconstrucoes.com.br>

HABEL, Wolfgang R.; KREBBER, Katerina. Fiber-optic sensor applications in civil and geotechnical engineering. Photonic Sensors, v. 1, n. 3, p. 268-280, 2011.

HIRANY, A. & KULHAWY, F.H. (1989a). Interpretation of load tests on drilled shafts. Part 1 Axial compression. Proceedings of the Conference on Foundation Engineering Current Principles and Practices, New York, vol. 2, pp 1132-1149.

HIRANY, A. & KULHAWY, F.H. (1989b). Interpretation of load tests on drilled shafts. Part 3 Lateral and moment. Proceedings of the Conference on Foundation Engineering Current Principles and Practices, New York, vol. 2, pp 1160-1172.

HODGESON, P. T. (1979). "Design and Control of Bentonite Clay Suspensions and Concrete Diaphragm Wall Construction," Review of Diaphragm Walls.

HOLDEN, J. C. (1984). Construction of bored piles in weathered rock, Part 4: Bentonite construction procedures. Tech. Rep. No. 6, Road Construction Authority of Victoria, Australia.

HORN FILHO, N. O.; DIEHL, F.L.; ABREU DE CASTILHOS, J.; GRÉ, J.C.R. (1993). Evolução paleogeográfica preliminar do Quaternário costeiro da ilha de São Francisco do Sul, Santa Catarina, Brasil. In: SEMANA NACIONAL DE OCEANOGRAFIA, 6., Rio de Janeiro, 1993. Programa e Resumos... Rio de Janeiro: AOCEANO, p.34.

HORN FILHO, N. O. & DIEHL, F.L. (1994). Geologia da planície costeira de Santa Catarina. Alcance, v.1, 1, 95-102.

HORN FILHO, N. O. & DIEHL, F.L. (1995). Aspectos geológicos do embasamento da planície costeira do Estado de Santa Catarina, Brasil. In: SIMPÓSIO SUL-BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 6, Porto Alegre, 1995. Boletim de Resumos Expandidos...Porto Alegre: SBG, pp.108-109.

HORN FILHO, N. O.; DIEHL, F.L. & AMIN JR., A.H. 1996. Quaternary geology of the central-northern coastal plain of the Santa Catarina State, southern Brazil. In: INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS, 30, Beijing, 1996. Abstracts... Beijing: IUGS, p. 202.

HORN FILHO, N. O. (1997). O Quaternário costeiro da ilha de São Francisco do Sul e arredores, nordeste do Estado de Santa Catarina - Aspectos geológicos, evolutivos e ambientais. Porto Alegre. 312p. Tese de Doutorado em Geociências, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

HORN FILHO, N. O.; DIEHL, F.L.; AMIN JR., A.H. (1997). Geologia e paleogeografia do Quaternário costeiro do litoral centro-norte do Estado de Santa Catarina, sul do Brasil. In: CONGRESSO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ESTUDOS DO QUATERNÁRIO, 6., Curitiba, 1997. Resumos Expandidos...Curitiba: ABEQUA, p.71-75.

HORN FILHO, N. O. ; AMIN JR., A.H.: DIEHL, F.L. 1999. Geologia do Quaternário costeiro da praia Brava, litoral centro-norte do Estado de Santa Catarina, sul do Brasil. In: CONGRESSO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ESTUDOS DO QUATERNÁRIO, 7., Porto Seguro, 1999. Resumos Expandidos... Porto Seguro: ABEQUA, CD-ROM VII ABEQUA_ZCP027.PDF.

HORN FILHO, N. O. & DIEHL, F.L. (2001). Geologia da planície costeira de Santa Catarina, Brasil. In: CONGRESSO DO QUATERNÁRIO DE PAÍSES DE LÍNGUAS IBÉRICAS, 1., Lisboa, 2001. Actas... Lisboa: GTPEQ, AEQUA, SGP, p.203-206.

HORN FILHO, N. O. & TOMAZELLI, L.J. 2.000a. Coastal geology of the São Francisco do Sul island, SC, Brazil. In: INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS, 31., Rio de Janeiro, 2000. Abstracts...Rio de Janeiro: IUGS, CD ROM.

HORN FILHO, N. O. & TOMAZELLI, L.J. 2.000b. Paleogeography of the coastal plain of the São Francisco do Sul island, Santa Catarina, Brazil. In: INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS, 31., Rio de Janeiro, 2000. Abstracts...Rio de Janeiro: IUGS, CD ROM.

HORN FILHO, N.O. (2003). Setorização da Província Costeira de Santa Catarina em base aos aspectos geológicos, geomorfológicos e geográficos. Geosul, Florianópolis, v.18, n.35, p. 71-98.

HORN FILHO, N. O.; (2013). Setorização da Província Costeira de Santa Catarina em base aos aspectos geológicos, geomorfológicos e geográficos. Geosul: revista do Departamento de Geociências / Universidade Federal de Santa Catarina. Centro de Filosofia e Ciências Humanas. Geosul, Florianópolis, v.18, n.35, p. 71-98, jan./jun. 2003.

HUTCHINSON, M. T., DAW, G. P., SHOTTON, P. G., and JAMES, A. N. (1975). "The Properties of Bentonite Slurries Used in Diaphragm Walling and Their Control," Diaphragm Walls and Construction, ICE, London, pp. 33-39.

HUNTER, A.J., and DAVISSON, M.T.(1969). Measurements of pile load transfer. Performance of Deep Foundations, ASTM STP 444, 106-117.

ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing, "Axial Pile Loading Test--Part 1: Static Loading," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 8, No. 2, June 1985, pp. 79-90

ISSMFE – TC 16 (1989). "Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16 with Reference Test Procedures, CPT – SPT – DP - WST". Swedish Geotechnical Society. S. Geot. Inst., Information 7, Stockholm.

JAMIOLKOWSKI, M., et al. New developments in field and laboratory testing of soils. Proceedings of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, 12-16 August 1985. Publication of: Balkema (AA) (1985).

JANES, M., BIRMINGHAM P. & HORVATH, B. (1991). Pile load test results using the Statnamic method. Proceedings of the Fourth International Conference on Piling and Deep Foundations, Stresa, Italy, vol. 1, pp 481-490.

JARDINE, R. J. & CHOW, F. C. (1996). New design methods for offshore piles, MTD96/103. London: Marine Technology Directorate.

JARDINE, R. J., CHOW, F. C., OVERY, R. & Standing, J. (2005). ICP design methods for driven piles in sands and clays. London, UK: Thomas Telford.

JEFFERIS, S. A. & LAM, C. (2013). Polymer support fluids: use and misuse of innovative fluids in geotechnical works. Proceedings of the 18th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Paris, vol. 4, pp. 3219–3222

KB Technologies, 2002, A Slurry and Earth Stabilization System for the New Millennium: A Technical Discussion and Historical Overview, Trade Literature, KB Technologies (now KB International), Chattanooga, Tenn.

KULHAWY, F. H. (1984). "Limiting tip and side resistance, fact or fallacy". Proc. Symp. On Analysis and Design of Pile Foundation, ASCE, San Francisco, pp. 80-98.

KULHAWY, F.H. & HIRANY, A. (1989). Interpretation of load tests on drilled shafts - Part 2: Axial uplift. Proceedings of the Conference on Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Evanston, USA, vol. 2, pp 1150-1159.

KUMAR, V. Kishor, and K. ILAMPARUTHI. "Effect of Filtercake on Interfacial friction—An Experimental Study." Proceedings of Indian Geotechnical Conference December 15-17, 2011, Kochi (Paper No. D-117)

KORMANN, A.C.A., CHAMECKI, P.R (2000). Estacas hélice contínua em argila sobreadensada: comportamento em provas de carga estáticas e dinâmicas. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS – SEFE IV, 4º, 2000, SÃO PAULO. ANAIS...SÃO PAULO, ABMS, 2000. V.1, p.58-70.

LAM, C., JEFFERIS, S. A., and GOODHUE, K. G., Jr. (2010). "Observations on viscosity reduction of PHPA polymer support fluids." Proc., Sessions of the GeoShanghai 2010 Int. Conf., GSP 205, ASCE, Reston, VA, 184–191.

LAM, C., TROUGHTON, V., JEFFERIS, S. & SUCKLING, T. (2010a). Effect of support fluids on pile performance – a field trial in east London. Ground Engng 43, No. 10, 28–31.

LAM, C. 2011. Properties and applications of polymer support fluids in geotechnical engineering. DPhil thesis, University of Oxford, UK.

LAM, C, JEFFERIS, S.A. and MARTIN, C.M. (2013). Effects of polymer and bentonite support fluids on concrete–sand interface shear strength. Géotechnique 64.1 (2013): 28-39.

LAM, C., and S. A. JEFFERIS, S.A. The use of polymer solutions for deep excavations: lessons from Far Eastern experience. HKIE Transactions 21.4 (2014): 262-271.

LAM, C, and A. Jefferis, S.A. (2015a). Performance of Bored Piles Constructed Using Polymer Fluids: Lessons from European Experience. *Journal of Performance of Constructed Facilities* (2015): 04015024.

LAM., MARTIN, P., and JEFFERIS, S. (2015b). "Rheological Properties of PHPA Polymer Support Fluids." *J. Mater. Civ. Eng.* , [10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001252](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001252) , 04015021.

LEHANE, B. M. (1992). Experimental investigations of pile behavior using instrumented field piles. PhD thesis, Imperial College, University of London.

LEHANE, B. M., JARDINE, R. J, BOND, A. J. & FRANK, R. (1993). Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests. *ASCE J. Geotech. Engng* 119, No. GT1, 19–35.

LEHANE, B.M. & RANDOLPH, M.F. (2002). "Evaluation of a minimum base resistance for driven pipe piles in siliceous sand". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128, No. 3, 198-205. ASCE

LOBO, B.O., ODEBRECHT, E., ROCHA, M.M., SCHNAID, F.(2006). "Previsão de Capacidade de Carga de estacas através dos conceitos de energia no SPT." In: V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 2006, Porto Alegre. v. único, p. 211 – 216.

LOUKIDIS D, SALGADO, R. (2008) "Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand". *Géotechnique* 2008; 58(4):283–296.

LUKIANCHUKI, J. A. Interpretação de Resultados do Ensaio SPT com Base em Instrumentação Dinâmica. 2012. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 358 p.

MAJANO, R.E. & O'Neill, M.W. (1993). Effect of Mineral and Polymer Slurries on Perimeter Load Transfer in Drilled Shafts. Report submitted to ADSC: The International Association of Foundation Drilling, University of Houston, 325 p.

MAJANO, R. E., O'Neill, M. W., and HASSAN, K. M. (1994). Perimeter Load Transfer in Model Drilled Shafts Formed Under Slurry. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 12, pp. 2136-2154.

MEYERS, B.(1996). "A comparison of two shafts: Between polymer and bentonite slurry construction and between conventional and osterberg cell load testing." *Proc., Southwest Regional FHWA Geotechnical Conf.*, Little Rock, Ark., April.

MANUAL DE EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA: PRÁTICAS RECOMENDADAS/ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia – São Paulo: Pini, 2012.

MANDOLINI, A., RUSSO, G., VIGGIANI, C. 2005. "Piled foundations: Experimental investigations, analysis and design." State-of-the-Art Rep. Proc., 16th ICSMGE, Osaka, Japan, Vol. 1, 177–213

MANDOLINI, A. 2003. "Design of piled raft foundations: Practice and development." Proc., Geotech. Int. Seminar Deep Foundation on Bored and Auger Piles, BAP IV, Van Impe and Haegeman, eds., 59–80.

MANDOLINI, A. & VIGGINI, C. (1997). Settlement of piled foundations. *Géotechnique*, vol. 47, pp 791-816.

MANDOLINI, A. (2003) Design of piled raft foundations: practice and development. Proc. 4th Int.Sem. On Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAP IV, Ghent, pp. 59–80.

MARCHETTI, S. "In situ tests by flat dilatometer." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 106.3 (1980): 299-321.

MARCHETTI S., MOMACO P., TOTANI G. & CALABRESE M. "The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations" A Report by the ISSMGE Committee TC16. Proc. IN SITU 2001, Intl. Conf. On In situ Measurement of Soil Properties, Bali, Indonesia, May 2001, 41 pp.

MASSAD, F. (1986). "Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests." *Solos e Rochas*, v. 9, n. 1, p. 33-36.

MASSAD, F. (1991). Estacas escavadas em compressão axial: Comportamento e parâmetros visando a estimativa dos recalques." In. SEFE II, 1991, São Paulo. Anais...São Paulo, v 1, p 255 – 264.

MASSAD, F. (1992). "Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral." Parte I: solos relativamente homogêneos, *Solos e Rochas*, Vol. 15, nº 2, pp. 103-115.

MASSAD, F. (1993). "Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral." Parte II: estaca embutida em camada mais resistente, *Solos e Rochas*, Vol. 16, nº 2, pp. 93-112.

McKEMIE, L. M. 1969. "Foundation Load Tests on Sydney Sandstone." *Roch Mechs. Symp., Inst. Engrs. Aust., Sydney*.

McVay, M., Armaghani, B., and Casper A. (1994). "Design and Construction of Augercast Piles in Florida." Transportation Research Record 1447, Transportation Research Board, Washington D.C., 10-18.

MECKSRAITIS, P. R. C. Comportamento de micro-estacas. 1988. 282p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRGS, Porto Alegre, 1988.

MEIRELES. R.P. (2003). Sedimentologia da província costeira do litoral centro-norte de Santa Catarina. 102p. Monografia de conclusão de curso de Oceanografia. Universidade do Vale do Itajaí.

MEYERHOF, G. G. (1951). "The ultimate bearing capacity of foundations". Géotechnique, Vol. 2, pp. 301-332.

MEYERHOF, G. G.; MURDOCK, L. J. (1953). "Na investigation of the bearing capacity of some bored and driven peles in London clay". Géotechnique, Vol. III, nº 7, pp. 267-282.

MEYERHOF, G. G. (1953). "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads". Proc., 3rd ICSMFE, Zurich, Vol. 1.

MEYERHOF, G. G. (1956). "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils". Proc. American Society of Civil Engineers, Vol. 82, nº SM1, Paper nº 866, pp.19.

MEYERHOF, G. G. (1976). "Bearing capacity and settlements of pile foundations". Journal Geotechnical Engineering Div., Vol. 102, nº GT3, pp. 195-228.

MIDDENDORP, P., BIRMINGHAM, P. & KUIPER, B. (1992). Statnamic load testing of foundation piles. Proceedings of the Fourth International Conference of Stress Wave, The Hague, pp 581-588.

MILITITSKY, J. "Provas de cargas estáticas – relatos de conhecimento." In: SEFE, 2., 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF/ABMS, 1991. v. 2, p. 203-228.

MORAIS, T. S. O, ESQUÍVEL, E.R., LUKIANTCHUKI, J. A. Avaliação da eficiência do ensaio SPT com base em instrumentação dinâmica. COBRAMSEG – 9 a 13 de Setembro de 2014. Goiania/Brasil.

MULLINS, G and D. WINTERS, D. Defining the Upper Viscosity Limit for Mineral Slurries Used in Drilled Shaft Construction. FHWA Report. Contract or Grant No. BDK-84-977-24. Performing Organization Name and Address University of South Florida Department of Civil and Environmental Engineering 4202 E. Fowler Avenue, ENB 118s Tampa, FL 33620. December 2013.

NEELY, W. J. 1991. "Bearing Capacity of Auger-Cast Piles in Sand." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 2, February, 331-345.

NG, C.W.W., Yau, T.L.Y., Li, J.H.M. & Tang, W.H. (2001). Side resistance of large diameter bored piles socketed into decomposed rocks. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 127, pp 642-657.

NG, H.Y.F. (1989). Study of the Skin Friction of a Large Displacement Pile. M.Sc. Dissertation, University of Hong Kong, 200 p. (Unpublished).

NOGUEIRA, R.C.R. (2004). "Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio." Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

NORDLUND, R.L.(1963). "Bearing capacity of piles in cohesionless soils". *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering* 89(SM3) 1-35.

ODEBRECHT, E. Medidas de Energia no Ensaio SPT. 2003. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 250 p

ODEBRECHT, E. Medidas de Energia no Ensaio SPT. III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul – GeoSul 2002.

O'NEILL, M. W., and REESE, L. C. (1970). "Behavior of axially loaded drilled shafts in Beaumont clay." Rep. No. 89-8, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, Tex

O'NEILL, D.B. (1971). Vibration and dynamic settlement from pile driving. *Proceedings of the Conference on Behaviour of Piles*, London, pp 135-140.

O'NEILL, M.W. (1983). Group action in offshore piles. *Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice in Offshore Engineering*, Austin, USA, pp 25-64.

O'NEILL, M.W. & HA, H.B. (1982). Comparative modelling of vertical pile groups. *Proceedings of the Second International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Austin, pp 399-418.

O'NEILL, M. W., and HASSAN, K. H.(1994). Drilled shafts: Effects of construction on performance and design criteria. *Proc., Int. Conf. on Design and Construction of Deep Foundations*, U.S. Federal Highway Administration, Washington, D.C., Vol. 1, 137–187.

O'NEILL, M.W. & REESE, L.C. (1999). *Drilled Shaft : Construction Procedures and Design Methods*. Federal Highway Administration, United States, 790 p.

O'NEILL, M.W. (2001). Side resistance in piles and drilled shafts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 127, pp 3-16.

PENHA, S.D.A; CAPUTO, A.N.; MAIA, C.M.; PALERMO, G.; GOTLIBEB, M.; PARAÍSO, S.C.; ALONSO, U.R. A estaca hélice-contínua – A experiência stual. 1 ed. São Paulo: Falconi, F.F. & Marzionna, J. D., ABMS/ABEF/IE, 1999.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1974). "Elastic solutions for soils and rock mechanics". John Willey, New York.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1980). "Pile Foundation Analysis and Design". John Willey, New York.

PRANDTL, L. (1921). "Über Die Eindringungsfestigkeit Plastisher Baustoffe und Die Festigkeit Von Schneiden". Zeitschrift fur Angewandte Mathematik 1, nº 1, pp. 15-20.

PEREIRA, T. A. B. "Análise e Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Compressão Axial. Aplicações na Região Dministrativa Especial de Macau". Tese de Mestrado apresentado na Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia, 2012. 439p.

RANDOLPH, M.F., LEONG, E.C., HOULSBY, G.T. (1990). "One dimensional analysis of soil plugs in pipe piles". Research Report No. G1005. Geomechanics Group. Department of Civil Engineering of the University of Western Australia.

RANDOLPH, M.F. (1993). "Pile capacity in sand – thecritical depth myth". Research Report No. G1081. Geomechanics Group. Department of Civil Engineering of the University of Western Australia.

RANDOLPH, M.F., DOLWIN, J., Beck, R.D. (1993). "Design of driven piles in sand". Research Report No. G1016. Geomechanics Group. Department of Civil Engineering of the University of Western Australia.

REESE, L.C. & TUCKER, K.L. (1985). Bentoniteslurry in constructing drilled piers. Drilled Piers and Caissons II, edited by C.N. Baker. American Society of Civil Engineers, New York, pp 1-15.

REESE, L. C., and O'NEILLI, M. W. 1988. "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods." Publication No. FHWA HI-88-042, FHWA, Office of Implementation, McLean, Virginia, USA. Texas Department of Transportation Design Manual, 2000.

REESE, L.C. & VAN IMPE, W.F. (2001). Single Piles and Pile Group under Lateral Loading. Rotterdam, Balkema, 463 p.

REISSNER, H. (1924). "Zum Erddruckproblem". Proc. First Int. Conf. Applied Mechanics, Delft, pp. 295-311.

ROBERTSON, P.K., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, 2012.

ROLLINS, K.M., CLAYTON, R.J., MIKESELLI, R.C., and BLAISE, B.C., (2005). Drilled shaft side friction in gravelly soils. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(8) 987-1003.

ROGERS, W.F., Composition and Properties of Oil Well Drilling Fluids, 5th Edition, Gulf Publishing, 1988.

RUBAN, T. (2011). "Pile load testing of concrete belled pile and rock socket pile using the Osterberg load cell." fvrv Pan-Am CGS – 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference - October 2-6, 2011, Toronto, Ontario, Canada.

SANTOS, J. A.; GOUVEIA PEREIRA, J. J. (2002). "Dimensionamento de estacas sob ações verticais estáticas". Curso de Projecto e Ensaios de Estacas sob Ações Estáticas e Dinâmicas, FUNDEC; DECivil, Instituto Superior Técnico.

SAHADE, W. S. Estudo e utilização de suspensões argilosas tixotrópicas no processo de estabilização de taludes verticais de trincheiras profundas para a execução de paredes diafragmas. Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro: Ed. PUC, 1973.

SALGADO, R. (2006a). "The Role of Analysis in Pile Design." In Modern Trends in Geomechanics, Wei Wu and H.-S. Yu (eds), Springer Proc Physics, Vol. 106, 521-540. Springer, Berlin.

SALGADO, R. (2006b). "Analysis of the Response of Non-Displacement Piles in Sand". Geomechanics II: Testing, Modeling and Simulation. Proc. 2nd Japan – U.S. Workshop, Geotechnical Special Publication, ASCE (in press).

SALGADO, R. (2008). "The engineering of foundations" . McGraw-Hill. 2008. 882P.

SCHALLERT, M. 2010. Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen (Fibre optic microstrain sensors for evaluation of the structure of concrete piles), Dissertation, Scientific series published by Institute for Foundation Engineering and Soil Mechanics, Technical University Braunschweig, 93.

SCHALLERT, M, STAHLMANN, J, HABEL, WR. 2010. Strukturintegrierter faseroptischer Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung von Betonpfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden (Structure-integrated fibre optic microstrain sensor for evaluation of concrete piles by means of dynamic pile testing methods), in Messen in der Geotechnik 2010, J. Stahlmann, J. Gattermann, B. Bruns, eds. (Scientific series published by Institute for Foundation Engineering and Soil Mechanics, Technical University of Braunschweig, 92, 2010), 265-286.

SCHALLERT, M, HABEL, WR, GÖBEL, IR, STAHLMANN, J, WARDINGHUS, P. 2008. Dynamic and static testing of concrete foundation piles with structure-integrated fiber optic sensors, Proceedings of the 8th International Conference on Application of stress wave theory to piles, Lisbon, Portugal, 8-10 September 2008, Jaime Alberto dos Santos, ed. (IOS Press, 2008), 625-635.

SCHALLERT, M, HABEL, WR, HOFMANN, D. 2008. Strukturanalyse von Betonpfählen durch eingebettete faseroptische Sensoren (Analysis of Concrete Foundation Piles Using Structure-Integrated Fibre-Optic Sensors), *tm - Technisches Messen* 75 (2008) 9, 485-500.

SCHALLERT, M et al., 2007. Structure-integrated fiber-optic sensors for reliable static and dynamic analysis of concrete foundation piles. *Proc. SPIE* 6530-12, 65300D-165300D-14 (2007).

SCHEIBE, L.F. 1986. Geologia de Santa Catarina - Sinopse Provisória. Geosul, v.1. p/7-38.

SCHNAID, F.(200). Ensaios de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E., LOBO, B.O. (2006). "Novos métodos de interpretação do ensaio SPT baseados em conceitos de energia." In: V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 2006, Porto Alegre. v único, p. 27 – 32.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012). "Ensaios de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações." São Paulo: Oficina de Textos. Segunda Edição.

SCHNAID, F., and H. S. YU. "Interpretation of the seismic cone test in granular soils." *Geotechnique* 57.3 (2007): 265-272. Schnaid, F.; Lehane, B.M. & Fahey, M. 2004. In situ test characterisation of unusual geomaterials. 2nd Int. Conf. on Site Charact. , Milpress, Porto, 1: 49-74

SCHÜNEMANN, D. 2004. Fisherman's friend, *Ground Engineering* 37 (12), 17.

STUEDLEIN, A. and GURTOWSKI, T. (2012). "Reliability of Shaft Resistance for Augered Cast-in-Place Piles in Granular Soils". Full-Scale Testing and Foundation Design - American Society of Civil Engineers: GeoCongress 2012 - Oakland, California, United States March 25-29, 2012. pp. 722-736.

SUBBA RAO, K.S., ALLAM, M. M. and ROBINSON, R.G.(1998). "Interfacial Friction Between Sands and Solid Surfaces." *Proc. ICE, Geotechnical Engineering*, Vol. 131, 75-82.

SUGUIO, K. (1992). Dicionário de geologia marinha: com termos correspondentes em inglês, francês e espanhol. São Paulo: T.A. Queiroz. P.171

Suguió, K., Martín, L., Bittencourt A.C., Domingues J.M., Flexor J.M., Azevedo A.E.G. (1985). Flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira. *Revista Brasileira de Geociências*.

THASNANIPAN, N., Aye, Z., SUBMANEEWONG, C., and TEPARAKSA, W. (2002). Performance of Wet-Process Bored Piles Constructed with Polymer-Based Slurry in Bangkok Subsoil. *Deep Foundations 2002*: pp. 143-157. doi: 10.1061/40601(256)11

TERZAGHI, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". New York. J. Wiley & Sons.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). "Soil Mechanics in Engineering Practice". 1st Edition, John Wiley & Sons, New York.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice". 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York.

TOUMA, F. T., and REESE, L. C. (1972). "Load tests of instrumented drilled shafts constructed by the slurry displacement method." Interagency Contract Rep. No. 108, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, Tex.

TOMLINSON, M.J.; WOODWARD, J. (2008). *Pile design and construction practice – 5. Ed.* Londres: Taylor & Francis, 2008, 551p.

TUCKER, K. L., and REESE, L. C. (1984). The effect of bentonitic slurry on drilled shafts. Res. Rep. 351-1F, Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, Tex.

UESUGI, M., KISHIDA, and Y. UCHIKAWA(1990). "Friction between Dry Sand and Concrete under Monotonic and Repeated Loading." *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 1, 115-128.

VAN IMPE, W.(1988). "Considerations on the Auger Pile Design," in *Proceedings, First International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Balkema, Rotterdam, pp. 193 - 218.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2002). "Fundações". 'Fundações Profundas'. Volume 2. COPE/UFRJ, Brasil.

VÉŠIC, A. S. (1965). "Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand, Bearing capacity and settlement of foundations". Symposium held at Duke University. Durham, North Carolina.

VÉŠIC, A. S. (1970). "Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site". JSMFD, ASCE, Vol. 96, SM 2, March, pp. 561-584.

VÉŠIC, A. S. (1973). "Ultimate loads and settlements of deep foundations". Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, pp. 63-68, Duke University.

VÉŠIC, A. S. (1975). "Bearing capacity of shallow foundations". 'Foundation Engineering Handbook', pp. 121-147. Ed. Winterkorn e Fang, Van Nostrand Reinhold Comp. New York.

VÉŠIC, A. S. (1977). "Design of pile foundations". Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington.

VESIC ,A.S. (1977)."On the significance of residual load for load response of piles." Proc. 9th Int. Conf. Soil Mechs. Found. Eng., Vol .3, Tokyo, Japan, 374 -379 .

VIGGIANI, C. (1993) Further experiences with auger piles in Naples area. In: INTERNATIONAL GEOTECHICAL SEMINAR ON DEEP FOUADATIONS ON BORED AND AUGER PILES, 2nd, 1993, Ghent-Belgium. Proceedings...Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. P.445-458.

VIPULANDAN, C. (2005). "Designing, Constructing and Testing ACIP Piles in Texas GulfCoast Soils." Presented at Foundation Performance Association, Hoston, Texas, June 12, 2005.

WATES, J. A., and KNIGHT, K. (1975). "The effect of bentonite on the skin friction in cast-in-place piles and diaphragm walls. Proc., Sixth Reg. Conf. for Africa on Soil Mech. and Found. Engrg., African Regional Society on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cape Town, South Africa, 1, 183-188.

ZEITLEN, J. G.; PAIKOWSKY, S. (1982). "Discussion: New Design Correlations for Piles in Sands". JGED, ASCE, Vol. 108, GT 11, Nov., pp. 1515-1518.

ZELADA, G. A. and STEPHENSON, R. W. (2000). "An Evaluation of Auger Cast-in-Place Pile Design Methodologies for Compressio Loading." New Technological and Developments in Deep Foundations, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000, ASCE, August 5-8, Denver, Colorado, USA.

ANEXO I

RESULTADO DO MONITORAMENTO DA EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Cliente: Campo Experimental Araquari -UFRGS								Obra N.º 1603			
Canteiro: Araquari								Cota da camisa guia / terreno: 0,00			
Estaca n.º ET4				Nº Progressivo: 1				Cota de fundo: -24,10			
Prof.(m) 24,10		Diâmetro(m) 1,00		Área (m²) 0,79		Cota de arrasamento: 0,00		Escavado: 24,10		Concretado: 24,10	
ANTES CONCRETAGEM				POLÍMERO				Não concretado: 0,00			
% de areia				1				Escavado: 24,10			
Densidade (g/cm³)				1,05				Concretado: 24,10			
Viscosidade (seg.)				39				Não concretado: 0,00			
PH				10							
Fornecedor de concreto:				Geotesc				ESCAVADO:			
Escavação:		Data: 15/12/14		Qt.de Horas: 02:15		Executado (m)		24,10			
Concretagem:		Data: 15/12/14		Qt.de Horas: 01:01		Acumulado (m) mês		24,10			
Colocação de Armação:		Data: 15/12/14		Qt.de Horas: 00:25		Acumulado (m) obra		24,10			
Colocação da Camisa:		Data: 15/12/14		Qt.de Horas: 00:15		CONCRETADO:					
Colocação da Tremonha:		Data: 15/12/14		Qt.de Horas: 00:30		Executado (m³)		22,50			
Verticalidade		Conforme X		Não Conforme		Acumulado (m³) mês		22,50			
Inspeção Visual da Armadura		Conforme X		Não Conforme		Acumulado (m³) obra		22,50			
Inspeção de Profundidade		Conforme X		Não Conforme							
NR	SLUMP	M³ CONC.	HR. INÍCIO	HR. FIM	NIV. INF.	NIV. SUP.	SUBIDA DO CONCRETO TEÓRICO (m)	SUBIDA DO CONCRETO REAL (m)	COMPR. TUBO (m)	FCH TUBO (m)	
1410	24	8,00	15:17	15:31	24,10	14,50	10,19	9,60	23,90	-	
0144	25	8,00	15:40	15:46	14,50	5,70	10,19	8,80	17,90	3,40	
9456	25	6,50	15:55	16:18	5,70	-	8,28	5,70	11,90	6,20	
Volume Real			Volume Teórico			Diferença					
22,50 (m³)			18,93 (m³)			18,87 (%)					

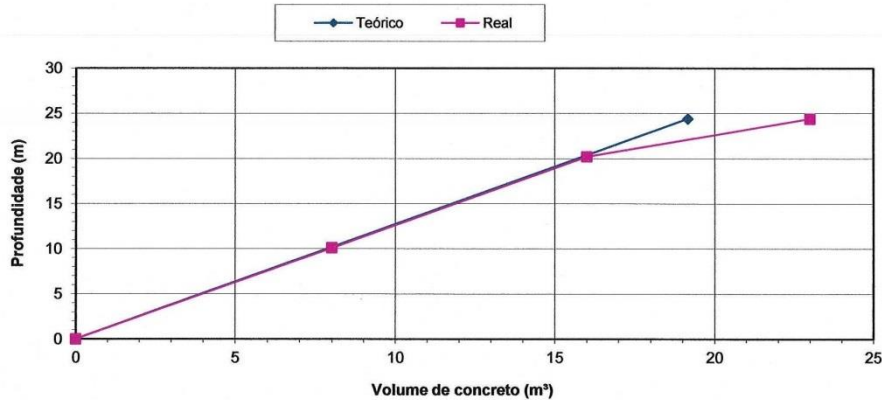
—◆— Teórico —◆— Real

ENG. CLIENTE	FISCALIZAÇÃO	ASS: BRASFOND
 <small>BRASFOND F178 R1</small>		

Figura ANI 1 – Estaca Escavada com uso de Polímero

Cliente: Campo Experimental Araquari -UFRGS Canteiro: Araquari											Obra N.º 1603	
Estaca N.º ET5				N.º Progressivo: 4				Cota da camisa guia: 0,00		Cota de fundo: -24,40		
Prof.(m) 24,40		Diâmetro(m)		1,00		Área (m²) 0,79		Cota de arrasamento: 0,00		Escavado: 24,40		
ANTES DESARENAÇÃO						APÓS DESARENAÇÃO						
% de areia 3,5		% de areia 3,0		Escavado: 24,40		Escavado: 24,40		Concretado: 24,40		Não concretado: 0,00		
Densidade (g/cm³) 1,1		Densidade (g/cm³) 1,09		Concretado: 24,40		Concretado: 24,40		Não concretado: 0,00		Não concretado: 0,00		
Viscosidade (seg.) 48		Viscosidade (seg.) 43		Não concretado: 0,00		Não concretado: 0,00		Não concretado: 0,00		Não concretado: 0,00		
PH 8		PH 8		Não concretado: 0,00		Não concretado: 0,00		Não concretado: 0,00		Não concretado: 0,00		
Fornecedor de concreto: Geotesc				Tempo Desarenação (min.) 40min.				ESCAVADO:		ESCAVADO:		
Escavação:			Data: 18/12/14		Qt.de Horas: 1:45		Executado (m) 24,40		Executado (m) 24,40		Executado (m) 24,40	
Concretagem:			Data: 18/12/14		Qt.de Horas: 0:59		Acumulado (m) mês 88,50		Acumulado (m) mês 88,50		Acumulado (m) mês 88,50	
Colocação de Armação:			Data: 18/12/14		Qt.de Horas: 1:10		Acumulado (m) obra 88,50		Acumulado (m) obra 88,50		Acumulado (m) obra 88,50	
Colocação da Camisa:			Data: 18/12/14		Qt.de Horas: 0:30		CONCRETADO:		CONCRETADO:		CONCRETADO:	
Colocação da Tremonha:			Data: 18/12/14		Qt.de Horas: 0:20		Executado (m²) 23,00		Executado (m²) 23,00		Executado (m²) 23,00	
Verticalidade			Conforme x		Não Conforme		Acumulado (m²) mês 75,50		Acumulado (m²) mês 75,50		Acumulado (m²) mês 75,50	
Inspeção Visual da Armadura			Conforme x		Não Conforme		Acumulado (m²) obra 75,50		Acumulado (m²) obra 75,50		Acumulado (m²) obra 75,50	
Inspeção de Profundidade			Conforme x		Não Conforme		Acumulado (m²) obra 75,50		Acumulado (m²) obra 75,50		Acumulado (m²) obra 75,50	

NR	SLUMP	M³ CONC.	HR. INÍCIO	HR. FIM	NIV. INF.	NIV. SUP.	SUBIDA DO CONCRETO TEÓRICO (m)	SUBIDA DO CONCRETO REAL (m)	COMPR. TUBO (m)	FCH TUBO (m)	
5943	23,5	8,00	17:23	17:34	24,40	14,30	10,19	10,10	24,20	-	
1975	25	8,00	17:48	18:01	14,30	4,20	10,19	10,10	16,20	1,90	
9206	25	7,00	18:11	18:22	4,20	-	8,91	4,20	8,20	4,00	
Volume Real			Volume Teórico			Diferença					
23,00 (m³)			19,16 (m³)			20,02 (%)					



OBS.:

ENG. CLIENTE	FISCALIZAÇÃO	ENG. BRASFOND
<i>[Assinatura]</i>		<i>[Assinatura]</i>

Figura ANI 2 – Estaca Escavada com uso de Polímero

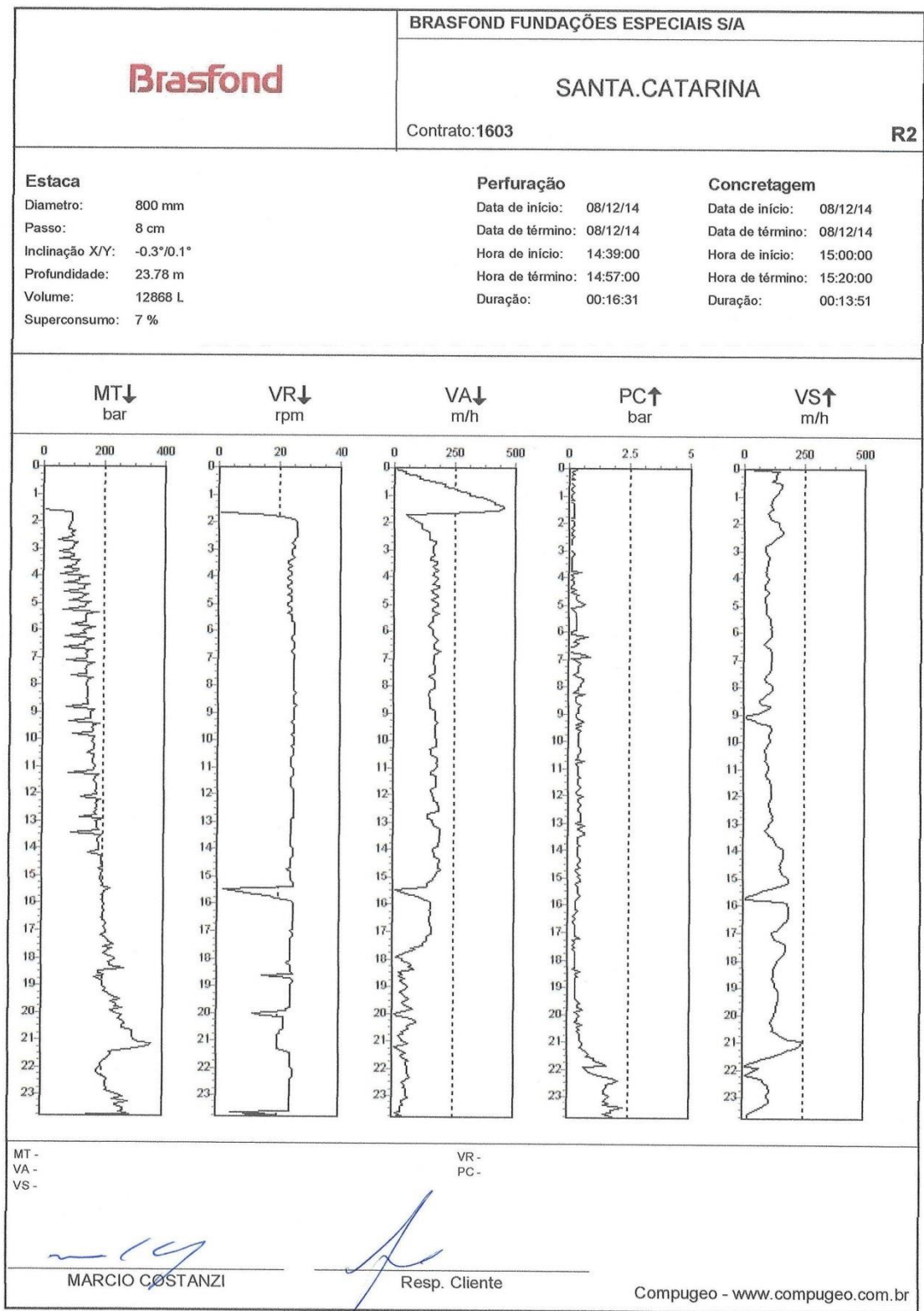


Figura ANI 3 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 2

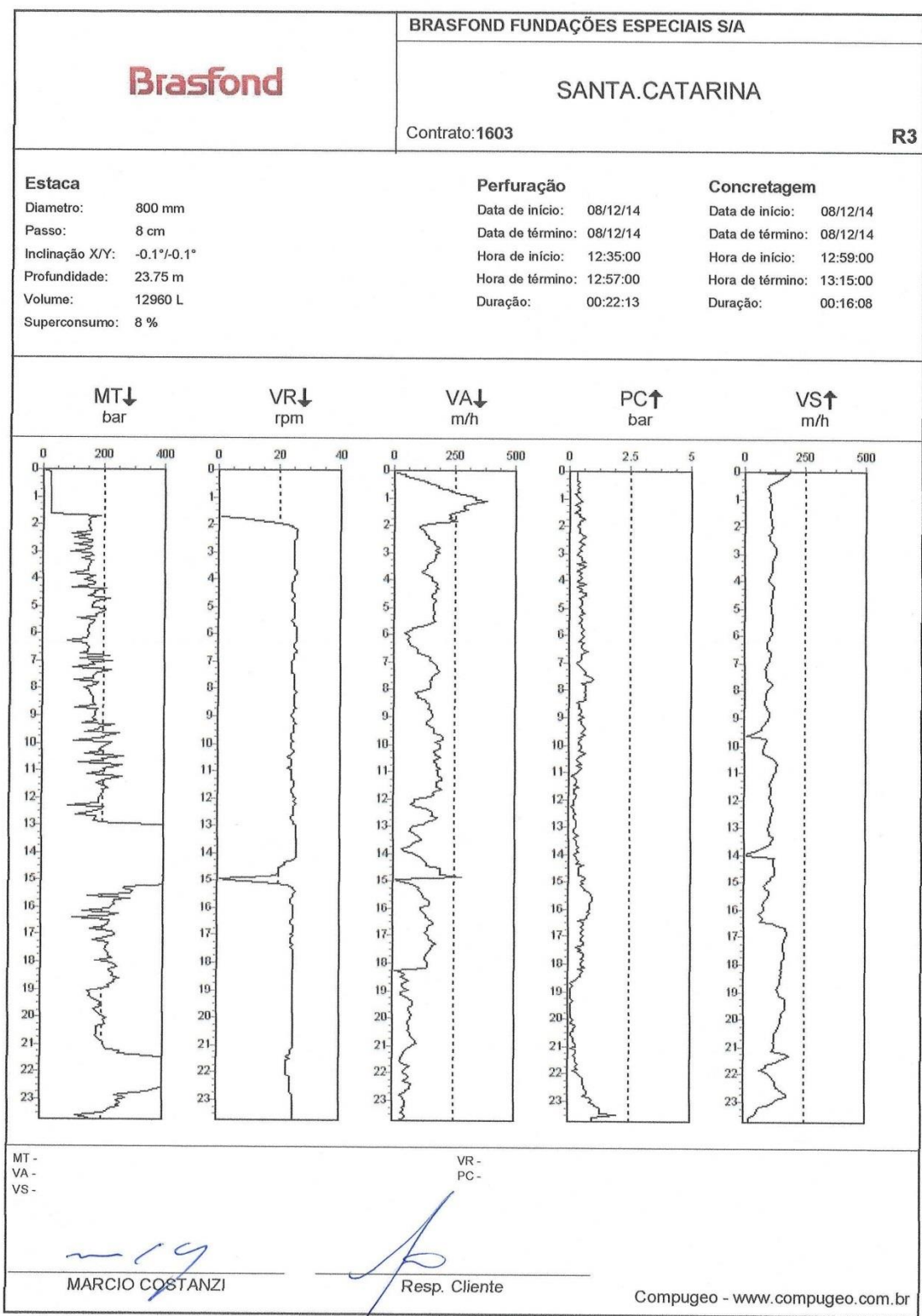


Figura ANI 4 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 3

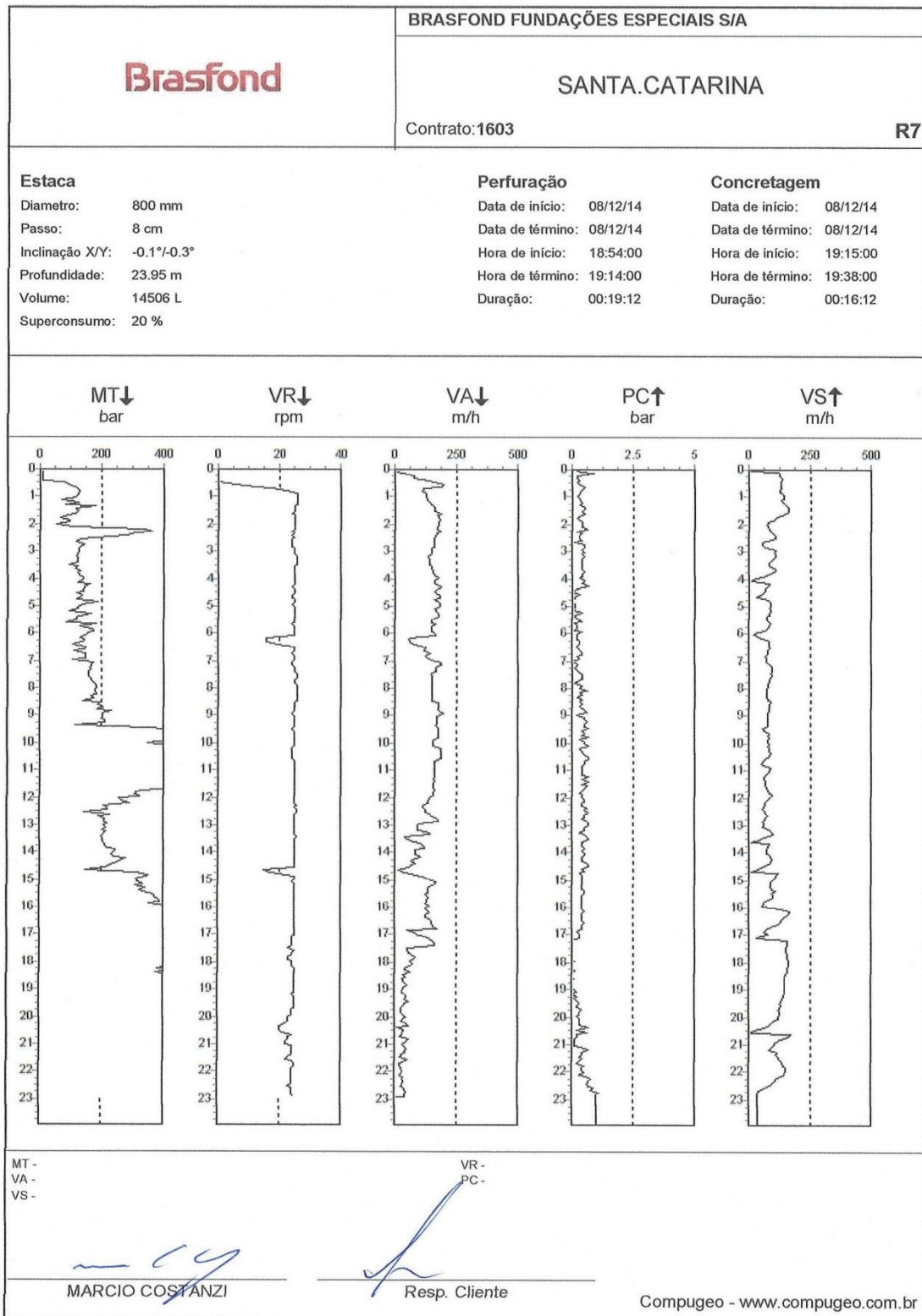


Figura ANI 5 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 7

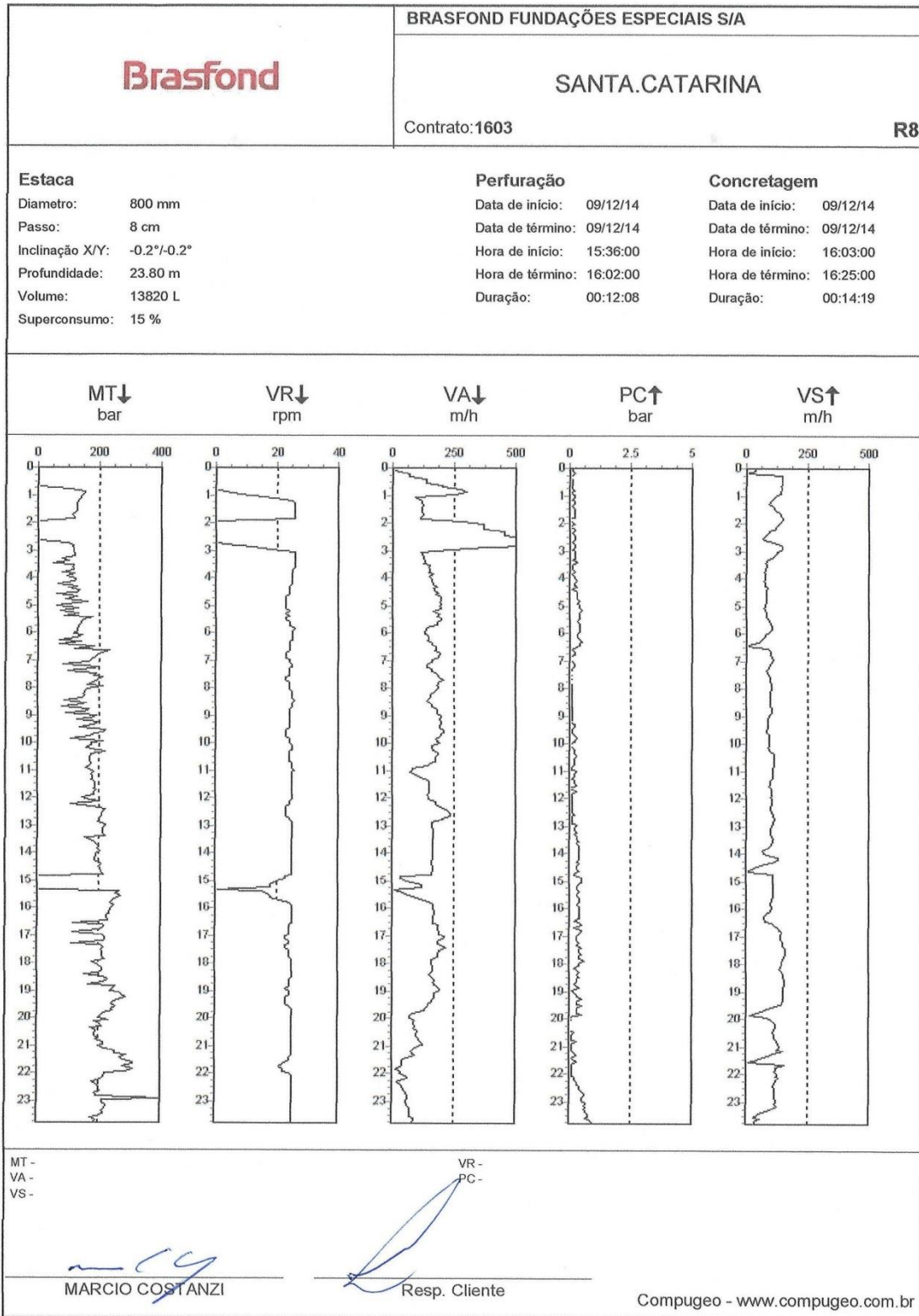


Figura ANI 6 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 8

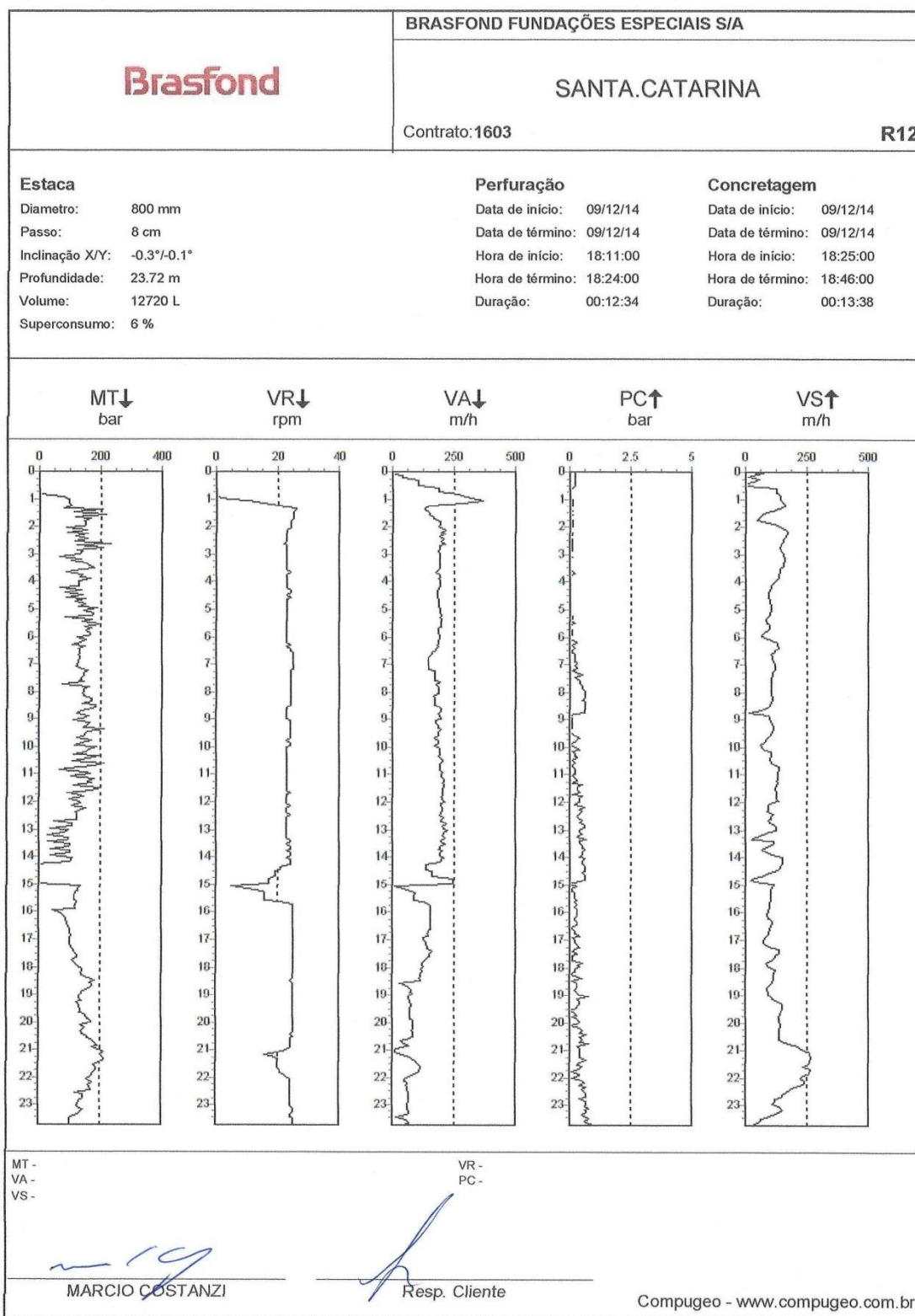


Figura ANI 7 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 12

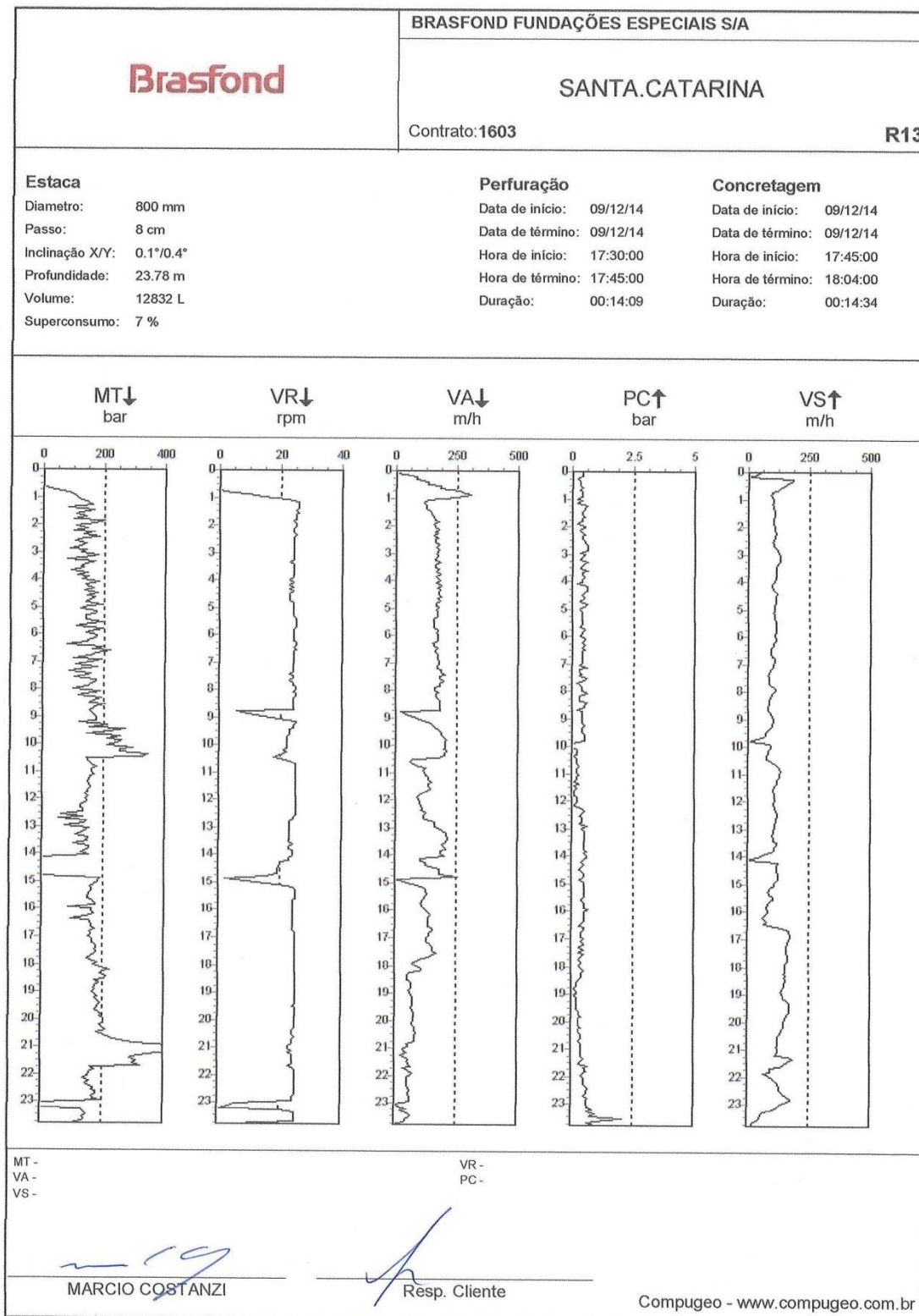


Figura ANI 8 – Estaca de Reação tipo Hélice Contínua – Reação 13

ANEXO II

RESULTADO DO ENSAIO DE INTEGRIDADE TIPO CROSS-HOLE

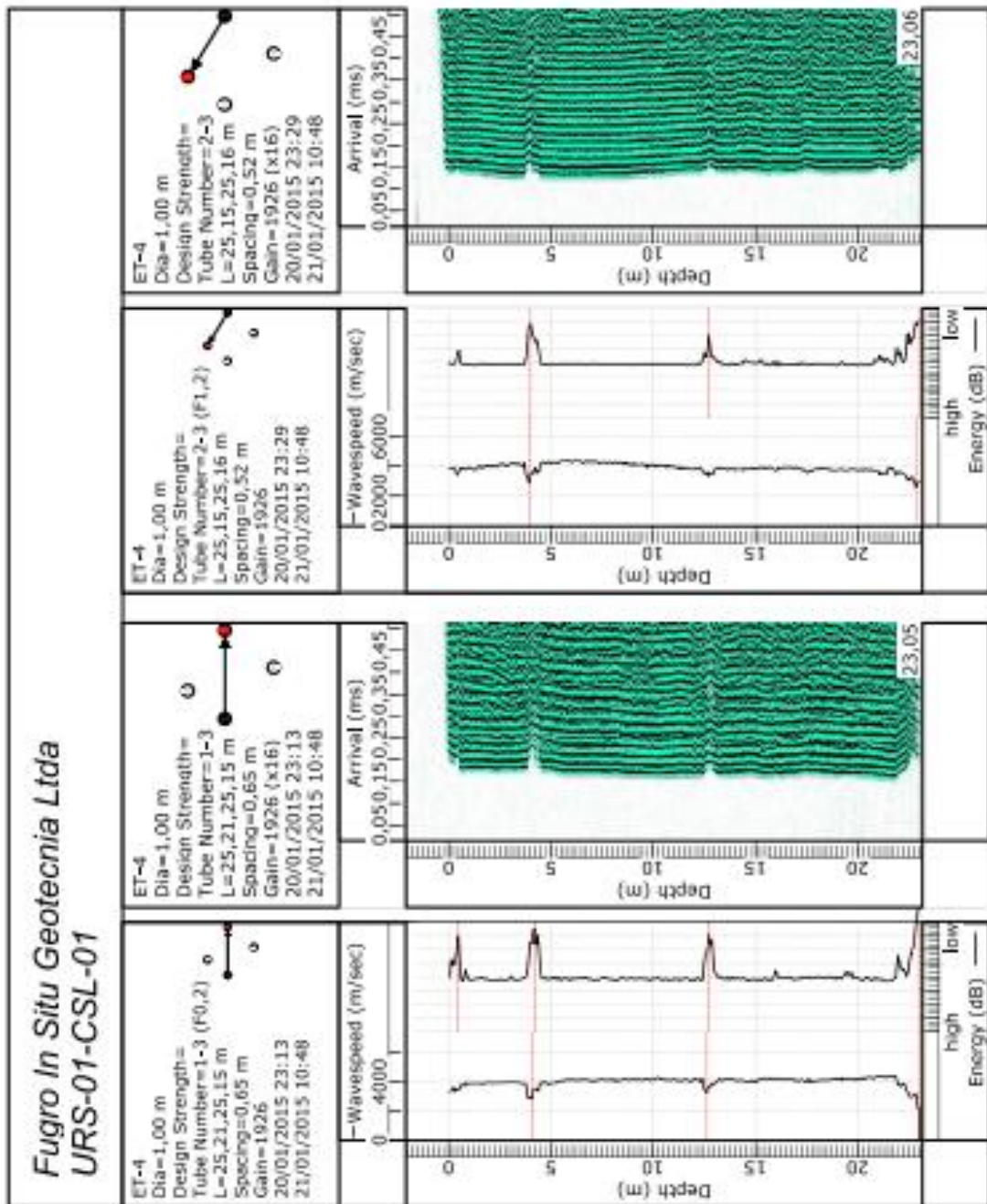


Figura ANII 1 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de polímero 1-3

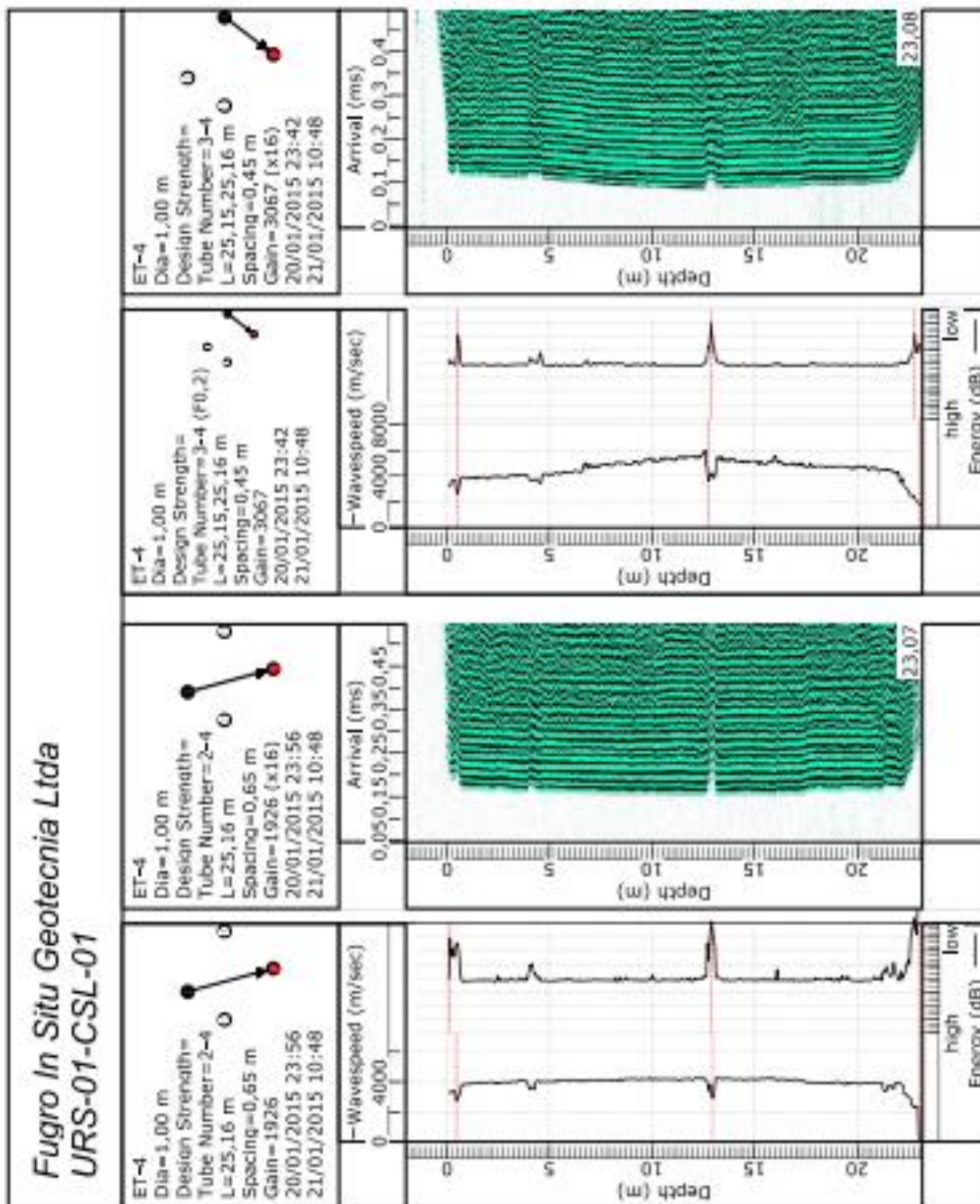


Figura ANII 2 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de polímero 2-3

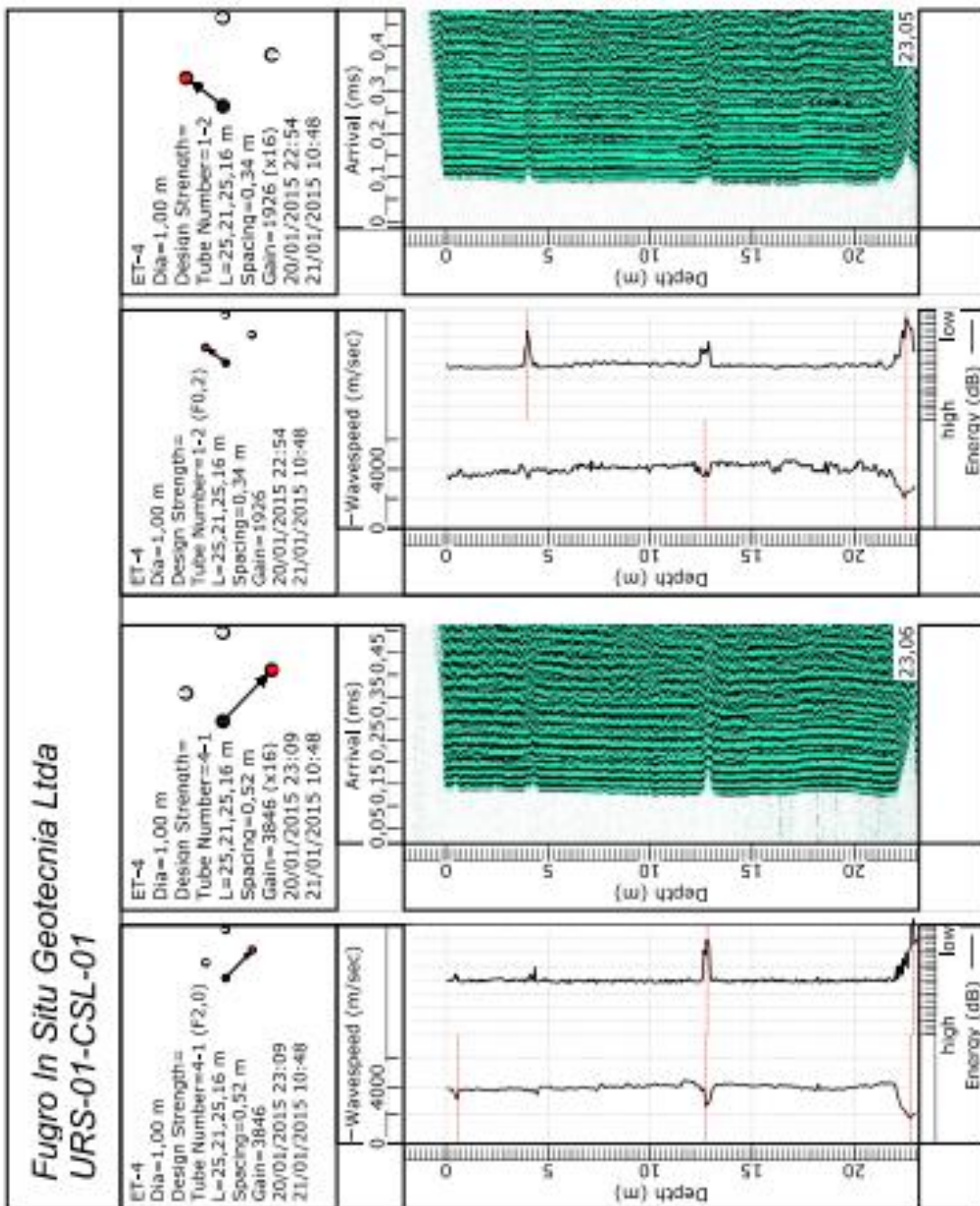


Figura ANII 3 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de polímero 3-3

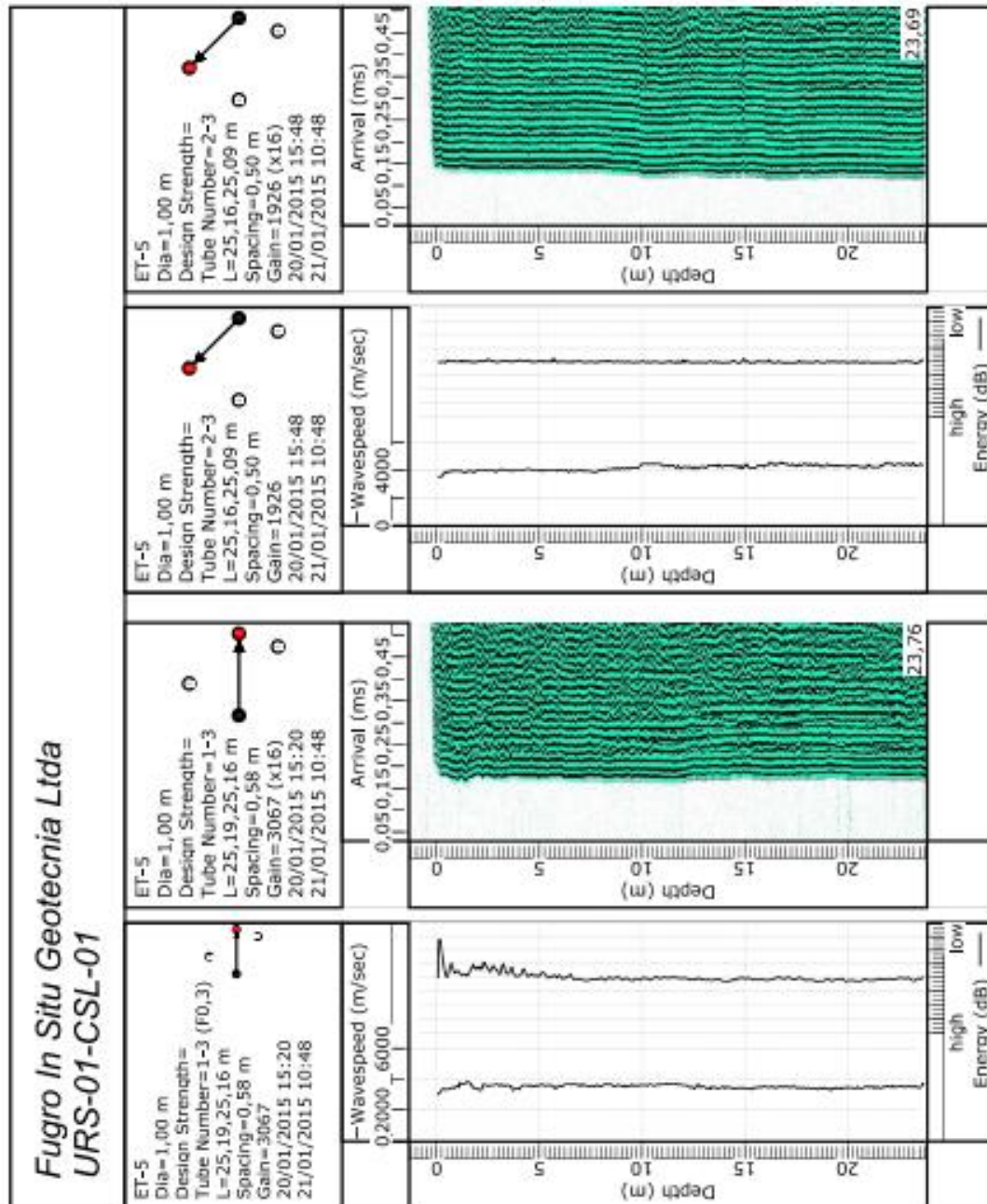


Figura ANII 4 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de bentonita 1-3

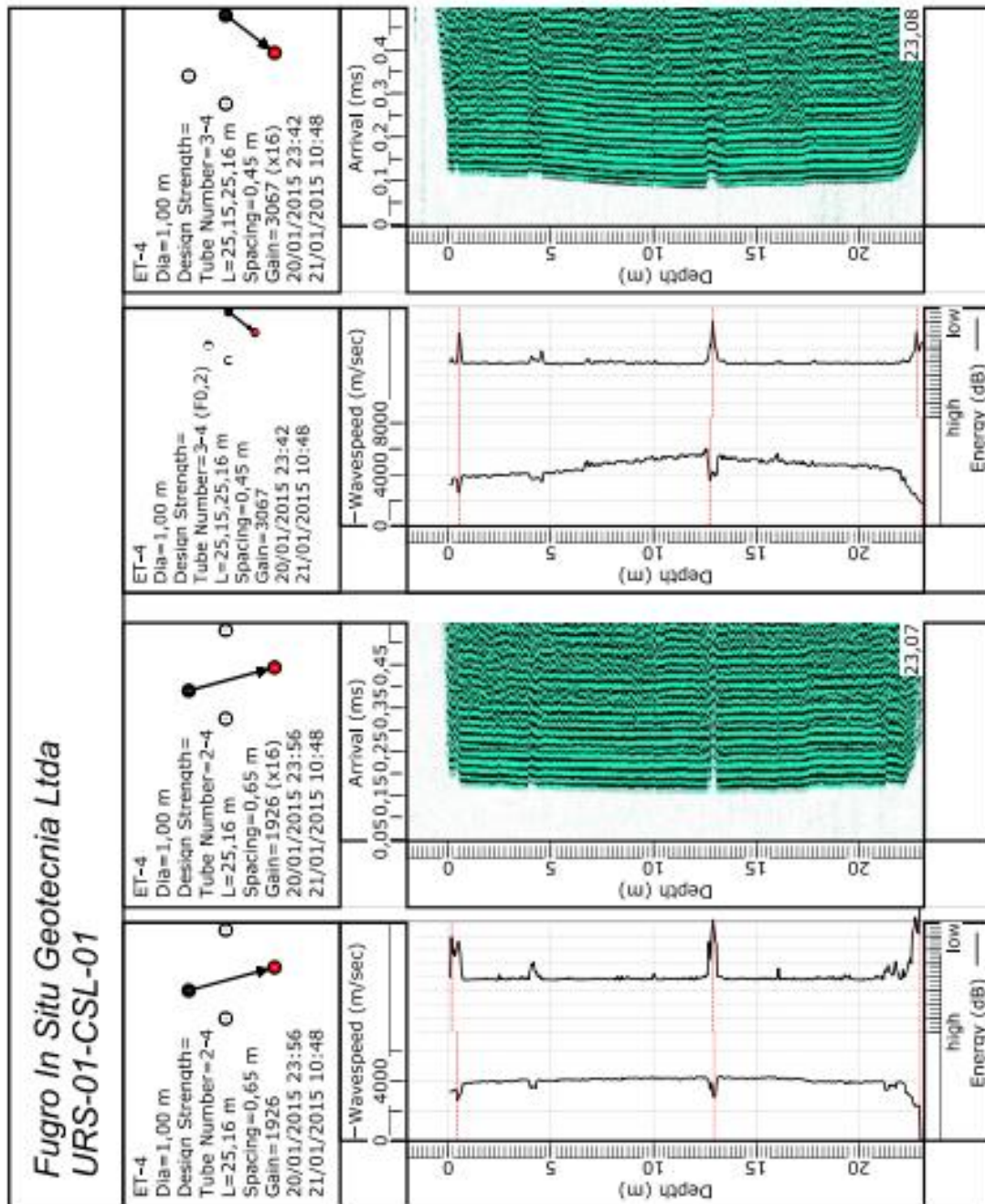


Figura ANII 5 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de bentonita 2-3

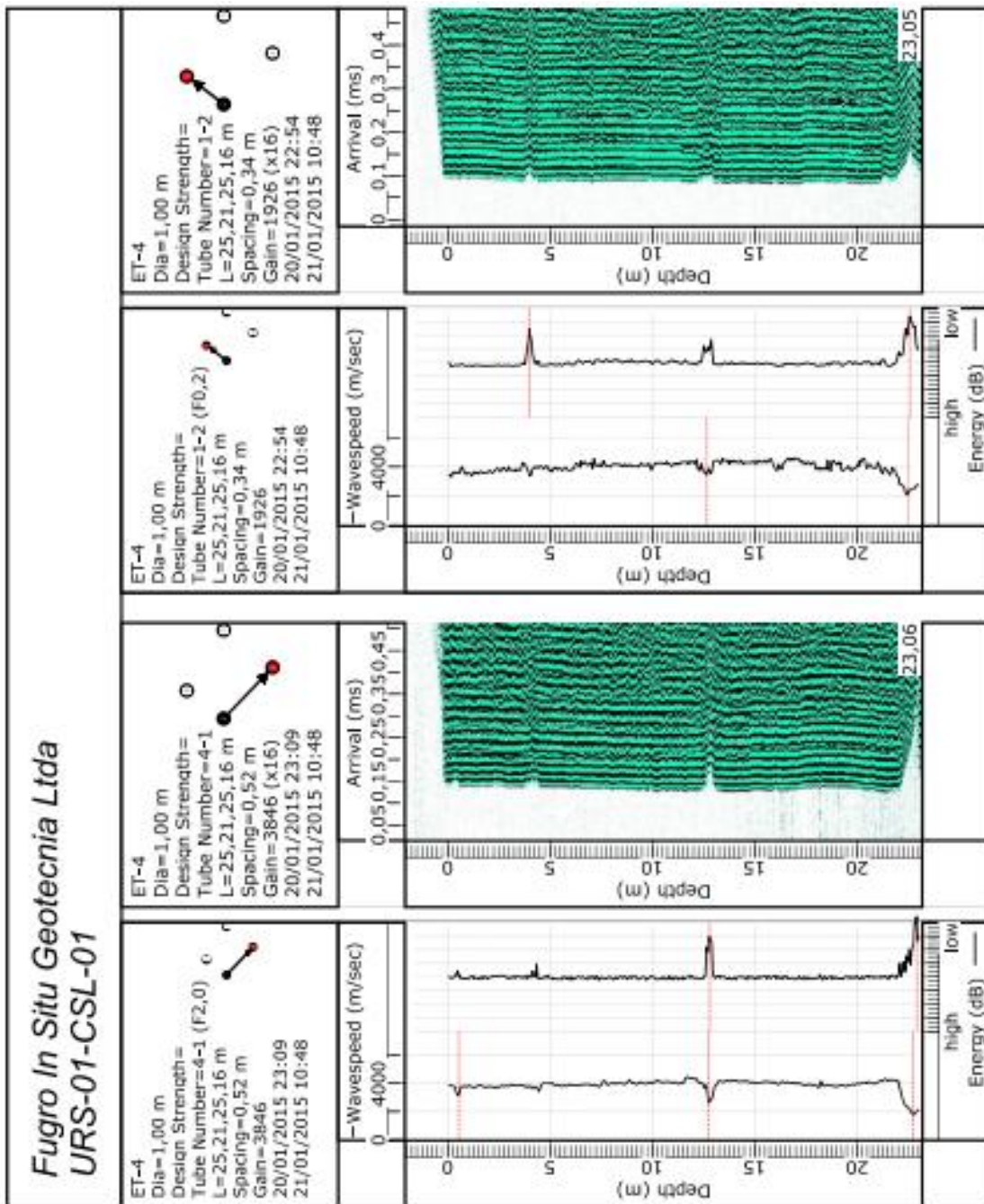


Figura ANII 6 - Ensaio de Integridade da Estaca com o uso de bentonita 3-3

APÊNDICE A

DADOS OBTIDOS DA INSTRUMENTAÇÃO EM PROFUNDIDADE

Tabela A. 1 – Estaca com uso de Polímero

	Incremento	Carga (kN)	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8
			Defor. (µ€)	Defor. (µ€)	Defor. (µ€)	Defor. (µ€)	Defor. (µ€)	Defor. (µ€)	Defor. (µ€)	Defor. (µ€)
Carregamento 1	0	0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
	1	233	7,27380	8,01430	5,13549	2,67236	2,57620	2,04331	0,61868	1,73809
	2	482	12,56416	13,80615	9,64768	4,92627	4,72680	3,70821	1,15951	3,44586
	3	1032	24,91724	28,95845	21,15115	11,72885	11,29684	8,66659	2,76887	8,97149
	4	1637	38,16631	46,88595	35,83997	20,66740	19,56087	16,13291	5,12023	21,47182
	5	2404	55,25524	69,98670	54,19561	31,97491	30,78836	25,55485	9,40347	41,85555
	6	3046	69,81498	88,26120	67,35632	39,77416	38,43419	30,31275	12,85808	56,21878
	7	3525	82,59493	104,37867	79,20508	46,20558	45,17142	34,20230	16,32053	69,62853
	8	4265	99,92447	127,87695	96,45083	55,32261	55,06194	39,56488	21,59524	88,89507
	9	4950	116,00296	147,25753	110,86530	63,22176	63,50087	45,11394	26,94856	109,04492
	10	5751	134,78191	172,65120	126,61706	73,96680	74,40351	52,33062	34,71560	143,86662
	11	6542	152,28652	195,31984	140,75473	85,30030	85,89607	60,74857	44,02635	192,21554
12	6883	160,78736	0,00000	147,17241	0,00000	91,45391	65,66988	48,55587	220,05578	
Descarregamento 1	1	6329	153,85128	194,98568	138,20331	93,30515	87,96920	63,23116	46,77459	224,32162
	2	4785	117,70527	116,58465	113,53167	78,83910	74,94104	53,65284	41,35828	212,50049
	3	2789	80,22830	104,27378	73,68011	54,39165	51,84190	37,54351	31,96621	189,86800
	4	1671	50,41802	68,84422	47,55732	38,23295	35,90804	26,51092	24,84861	170,95893
	5	0	14,09317	12,77670	5,01078	7,43370	7,73221	6,10707	11,17325	12,01088
Carregamento 2	1	1707	47,80983	60,61605	38,71289	28,51330	27,06176	19,30862	17,74915	139,73531
	2	3301	79,84476	103,54500	69,86505	49,20900	46,57966	32,51479	25,74303	162,27282
	3	4885	111,02874	146,26995	101,69407	69,80000	66,56398	46,72935	34,90172	188,76525
	4	6402	144,77628	212,27142	132,67442	92,52863	87,55292	64,61920	48,73944	248,11309
	5	6990	155,25773	196,78763	139,52628	93,56195	94,37544	71,13549	54,25462	285,95897
	6	8518	191,58073	231,62830	158,41580	116,29413	119,66932	94,45658	75,14914	412,20581
Descarregamento 2	1	8467	159,69654	194,44365	132,13456	101,17142	105,63104	84,83042	69,17268	398,30434
	2	6539	112,75375	141,95033	94,61219	77,25724	82,85923	68,19723	58,28829	369,64230
	3	4343	59,90428	81,49688	50,33095	48,67746	54,99625	47,67776	44,28542	327,11054
	4	0	21,94799	16,62128	-1,11230	13,70640	15,92802	18,97011	22,89861	236,39850

Tabela A. 2 – Estaca com uso de Polímero

	Incremento	Carga (kN)	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8
			Defor. (μ€)	Defor. (μ€)	Defor. (μ€)	Defor. (μ€)	Defor. (μ€)	Defor. (μ€)	Defor. (μ€)	Defor. (μ€)
Carregamento	0	0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
	1	311	7,09272	7,05474	5,27405	3,28631	2,90773	2,09264	0,80754	0,40496
	2	657	16,01187	16,70878	14,82787	10,54864	9,80487	6,86213	2,99980	0,91494
	3	1312	34,27305	38,49509	38,40802	30,09573	32,08296	23,94213	12,82014	4,20230
	4	2013	53,62086	59,58048	59,78490	47,19636	50,04845	39,60437	26,87318	13,72992
	5	2694	73,15775	77,30619	77,72144	60,40065	63,57853	50,77519	37,23117	22,38178
	6	3126	90,33003	88,23897	88,74005	68,31914	71,40395	56,79974	43,08506	26,65295
	7	3514	95,98896	98,30436	98,25457	75,25977	78,13132	61,59375	47,61329	30,04384
	8	3889	106,88101	107,49884	107,01061	82,14480	84,34018	66,06412	51,80719	33,19618
	9	4258	118,41282	116,87337	115,30545	88,76806	90,75537	71,09754	56,18959	36,54950
Descarregamento	1	3464	102,93755	101,15813	102,30434	79,75577	82,53829	65,39489	52,24660	34,19163
	2	2597	81,72787	79,67995	83,54912	66,94767	70,43471	57,06601	47,27588	31,62375
	3	1746	59,47208	57,34595	62,97807	51,78280	55,94671	46,88898	41,32227	28,22651
	4	902	35,33757	33,14983	39,64265	33,98685	39,18734	34,46538	33,64967	23,87641
	5	0	8,39996	7,00721	13,04975	13,75780	19,07047	19,36538	23,74333	16,91158

APÊNDICE B

DADOS OBTIDOS DA INSTRUMENTAÇÃO DE SUPERFÍCIE

Tabela B. 1- Estaca com uso de Polímero

		ESTACA COM USO DE POLÍMERO	
		Carga aplicada	Deslocamento (mm)
Carregamento 01		0	0
		233	0
		233	0,05
		482	0,06
		482	0,06
		1032	0,14
		1032	0,17
		1637	0,49
		1637	0,56
		2404	1,19
		2404	1,61
		3046	2,41
		3046	3,08
		3525	3,66
		3525	4,71
		4265	5,69
		4265	7,8
		4950	8,73
		4950	11,52
	Descarregamento 01		5751
		5751	18,73
		6542	24,24
		6542	33,23
		6833	34,03
		6833	39,17
		6329	40,67
		6329	40,98
		4785	40,58
		4785	40,58
Carregamento 02		2789	39,7
		2789	39,7
		1671	39,02
		1671	38,92
		0	37,76
		0	37,04
		1707	37,66
		1707	37,69
		3301	38,44
		3301	38,64
		4885	39,74
		4885	39,94
		6402	44,59
		6402	47,09
Descarregamento 02		6990	51,7
		6990	58,98
		7683	63,49
		7822	73,95
		8118	80,37
		8507	94,08
		8518	98,71
		8467	98,8
	6539	99,0	
	6539	99,0	
	4343	98,6	
	4343	97,1	
	0	96,1	
	0	95,0	

Tabela B. 2 - Estaca com uso de Polímero

ESTACA COM USO DE BENTONITA								
	Carga aplicada	Deslocamento (mm)						
Carregamento	0	0	Cíclico 01	0	56,94	Cíclico 04	0	70,80
	311	0,2		999	56,94		1224	70,97
	311	0,35		999	57,01		1224	70,98
	657	0,66		2047	57,85		2289	71,71
	657	0,91		2047	57,93		2289	71,73
	1312	1,74		3120	58,69		3470	72,59
	1312	3,04		3120	59,12		3470	72,63
	2013	9,26		3673	59,33		4074	73,08
	2013	10,38		3673	59,54		4074	73,23
	2694	20,4		4195	59,97		4645	74,05
	2694	21,33		4574	63,60		4774	77,21
	3126	28,62		3127	63,45		3593	77,00
	3126	29,65		3127	63,45		3593	77,00
	3514	35,84		2138	63,20		2466	76,47
	3514	37,9		2138	63,10		2466	76,45
	3889	44,23		1006	62,39		1403	75,80
	3889	46,39		1006	62,35		1403	75,75
	4258	56,91		0	61,69		0	74,98
	4258	59,85		0	61,53		0	74,92
	Descarregamento	3464		59,56	Cíclico 02		1154	61,69
3464		59,5	1154	61,77		1172	74,76	
2597		59,03	2308	62,05		2323	75,50	
2597		58,98	2308	62,15		2323	75,54	
1746		58,43	3482	63,21		3518	76,39	
1746		58,38	3482	63,37		3518	76,46	
902		57,69	4077	63,88		4617	77,86	
902		57,6	4077	63,88		4617	78,50	
0		57,14	4765	65,91		4742	80,43	
0		56,94	4684	70,57		3627	80,12	
			3644	70,36		3627	80,11	
			3644	70,24		2499	79,57	
			2434	69,69		2499	79,54	
			2434	69,69		1265	78,73	
			1272	68,96		1265	78,73	
			1272	69,07		0	78,15	
			0	67,99		0	77,88	
			0	67,87				
			1156	67,81				
			1156	67,81				
		2300	68,58					
		2300	68,60					
		3410	69,46					
		3410	69,58					
		4028	69,92					
		4028	70,04					
		4679	73,67					
		4700	73,79					
		4578	73,82					
		3537	73,46					
		3537	73,39					
		2411	72,85					
		2411	72,78					
		1243	72,04					
		1243	71,96					
		0	70,85					